

**Escuela Superior Politécnica del Litoral**

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

Análisis de estabilidad de taludes en la autopista “Azogues-Cuenca” y en la vía  
“Matrama-Mazar” en la provincia de Cañar

INGE-2442

**Proyecto Integrador**

Previo la obtención del Título de:

**Ingeniería en Geología**

Presentado por:

Adrián Joseph Calle Córdor

Guayaquil - Ecuador

Año: 2024

## **Dedicatoria**

---

Con mucho orgullo le dedico este proyecto a mis padres que con mucho esfuerzo me han impulsado a lograr cada una de mis metas y siempre han sido mi más grande apoyo.

## Agradecimientos

---

Mi más sincero agradecimiento a mis padres por darme la oportunidad de estar aquí, llenarme de fuerzas y luchar junto a mí en todo momento.

Agradezco a todas las personas que me dieron su apoyo durante este último proceso, a mi tutor M.Sc. Ángel Valdiviezo por brindarme sus conocimientos, a las ingenieras que estuvieron presentes del Centro de Investigación y Proyectos Aplicados a las Ciencias de la Tierra (CIPAT), M.Sc. Daniel Falquez, M.Sc. Arián Briones, Ing. Byron Ronquillo y a todos los profesores de la carrera Ingeniería en Geología.

Para finalizar, a mis amigos y compañeros de carrera Nicole, Erick, Ariana, Astrid, Elvis y Eudes por el granito de arena en la elaboración del presente trabajo.

## Declaración Expresa

---

Yo Adrián Joseph Calle Córdor acuerdo y reconozco que:

La titularidad de los derechos patrimoniales de autor (derechos de autor) del proyecto de graduación corresponderá al autor o autores, sin perjuicio de lo cual la ESPOL recibe en este acto una licencia gratuita de plazo indefinido para el uso no comercial y comercial de la obra con facultad de sublicenciar, incluyendo la autorización para su divulgación, así como para la creación y uso de obras derivadas. En el caso de usos comerciales se respetará el porcentaje de participación en beneficios que corresponda a favor del autor o autores.

La titularidad total y exclusiva sobre los derechos patrimoniales de patente de invención, modelo de utilidad, diseño industrial, secreto industrial, software o información no divulgada que corresponda o pueda corresponder respecto de cualquier investigación, desarrollo tecnológico o invención realizada por mí durante el desarrollo del proyecto de graduación, pertenecerán de forma total, exclusiva e indivisible a la ESPOL, sin perjuicio del porcentaje que me corresponda de los beneficios económicos que la ESPOL reciba por la explotación de mi innovación, de ser el caso.

En los casos donde la Oficina de Transferencia de Resultados de Investigación (OTRI) de la ESPOL comunique al autor que existe una innovación potencialmente patentable sobre los resultados del proyecto de graduación, no se realizará publicación o divulgación alguna, sin la autorización expresa y previa de la ESPOL.

Guayaquil, 28 de Mayo del 2024.



---

Adrián Joseph Calle Córdor

## Evaluadores



firmado electrónicamente por:  
JOSELYNE BARBARA  
SOLORZANO CHAUCA

---

**Joselyne Bárbara Solórzano Chauca**

Profesor de Materia



firmado electrónicamente por:  
ANGEL ALBERTO  
VALDIVIEZO AJILA

---

**Ángel Alberto Valdiviezo Ajila**

Tutor de proyecto

## Resumen

El proyecto aborda la problemática de los deslizamientos en los sectores críticos de la autopista Azogues-Cuenca, La Ramada y El Zhall, caracterizados por taludes conformados únicamente por suelos, los cuales presentan una alta susceptibilidad a la inestabilidad. El objetivo es analizar la estabilidad de tres taludes críticos priorizados por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) a través de la caracterización geotécnica y métodos geofísicos para la propuesta de medidas de mitigación y prevención en la infraestructura vial afectada. Para alcanzar este objetivo, se emplearon métodos geotécnicos que incluyen ensayos de campo y laboratorio, junto con técnicas geofísicas como georradar (GPR) y tomografía de resistividad eléctrica (ERT). Estas técnicas permitieron determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo y calcular los factores de seguridad bajo diferentes condiciones de saturación. Los resultados revelaron una alta susceptibilidad a deslizamientos en escenarios de escorrentía, con factores de seguridad por debajo de los límites establecidos por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Se cuantificaron volúmenes significativos de masa inestable en cada sector, evidenciando la necesidad de implementar medidas de mitigación adecuadas. Se concluye que es fundamental aplicar sistemas de drenaje, reforzamientos estructurales y un monitoreo continuo para garantizar la estabilidad de los taludes en el largo plazo.

**Palabras Clave:** Estabilidad de taludes, deslizamientos, georradar, tomografía de resistividad eléctrica y factor de seguridad.

### ***Abstract***

*The project examines the issue of landslides in the critical sectors of the Azogues-Cuenca highway, La Ramada, and El Zhall, characterized by slopes composed solely of soils that exhibit high susceptibility to instability. The objective is to analyze the stability of three critical slopes prioritized by the Ministry of Transportation and Public Works (MTO) through geotechnical characterization and geophysical methods to propose mitigation and prevention measures for the affected road infrastructure. To achieve this objective, geotechnical methods, including field and laboratory tests, were employed, along with geophysical techniques such as Ground Penetrating Radar (GPR) and Electrical Resistivity Tomography (ERT). These techniques allowed for determining the physical and mechanical properties of the soil and calculating safety factors under different saturation conditions. The results revealed a high susceptibility to landslides in runoff scenarios, with safety factors falling below the limits established by the Ecuadorian Construction Code (NEC). Significant volumes of unstable mass were quantified in each sector, highlighting the need to implement appropriate mitigation measures. It is concluded that it is essential to apply drainage systems, structural reinforcements, and continuous monitoring to ensure the long-term stability of the slopes.*

***Keywords:*** *Slope stability, landslides, ground penetrating radar, electrical resistivity tomography and safety factor*

## Índice general

Resumen .....	I
<i>Abstract</i> .....	II
Índice general .....	III
Abreviaturas .....	VI
Índice de figuras .....	VIII
Índice de tablas.....	IX
Capítulo 1 .....	1
1.1 Introducción .....	2
1.2 Descripción del Problema .....	3
1.3 Justificación del Problema .....	4
1.4 Objetivos.....	6
<i>1.4.1 Objetivo general</i> .....	6
<i>1.4.2 Objetivos específicos</i> .....	6
1.5 Marco teórico.....	6
1.5.1 Movimientos en masa.....	6
1.5.2 Tipos de Movimientos en Masa .....	7
1.5.3 Tipos de fallas en taludes de carreteras de montaña .....	10
1.5.4 Factores condicionantes y desencadenantes.....	12
1.5.5 Indicadores morfológicos.....	13
1.5.6 Caracterización geotécnica.....	14
1.5.7 Prospección geofísica.....	15
1.5.8 Métodos de análisis de estabilidad de taludes .....	18
Capítulo 2 .....	22
2. Geología regional .....	23
2.1 Marco Geodinámico .....	23
2.2 Geología Regional .....	24

2.3	Geología Local.....	25
Capítulo 3.....		27
3.	Metodología.....	28
3.1	Análisis de información y estudios previos.....	30
3.2	Levantamiento de información en campo.....	30
3.2.1	Visita de reconocimiento.....	30
3.2.2	Levantamiento de datos en campo.....	31
3.2.3	Ensayos geofísicos.....	33
3.2.4	Ensayos geotécnicos.....	35
3.3	Interpretación de datos.....	40
3.3.1	Parametrización de datos geotécnicos y geofísicos.....	40
3.3.2	Parametrización de datos para modelación.....	41
3.4	Evaluación de datos y soluciones.....	41
3.4.1	Análisis de estabilidad del talud.....	41
3.4.2	Medidas de estabilización.....	42
Capítulo 4.....		43
4.	Resultados y análisis.....	44
4.1	Levantamiento de información en campo.....	44
4.2	Interpretación de datos geotécnicos del suelo.....	45
4.2.1	Clasificación de suelos.....	45
4.2.2	Peso unitario, cohesión y ángulo de fricción.....	46
4.3	Interpretación de datos geofísicos.....	46
4.3.1	Autopista Azogues-Cuenca.....	47
4.3.2	La Ramada.....	50
4.3.3	El Zhall.....	52
4.4	Análisis de los datos.....	54
4.4.1	Análisis de resultados de la estabilidad de taludes.....	62

4.4.2	Comparación de factor de seguridad con respecto a la NEC .....	63
4.4.3	Medidas de mitigación .....	65
Capítulo 5	.....	68
5.	Conclusiones y recomendaciones.....	69
5.1	Conclusiones.....	69
5.2	Recomendaciones .....	70
Referencias	.....	71
Apéndice A	.....	75

### Abreviaturas

AENOR	Asociación Española de Normalización y Certificación
ASTM	American Society for Testing and Materials
CIPAT	Centro de Investigaciones y Proyectos Aplicados a las Ciencias de la Tierra
DIN	Instituto Alemán de Normas
E	Este
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ERT	Tomografía de Resistividad Eléctrica (Electrical Resistivity Tomography)
F <sub>0</sub>	Factor de corrección
FICT	Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra
F <sub>m</sub>	Formación
FS	Factor de Seguridad
GPR	Georradar (Ground Penetrating Radar)
IP	Índice de Plasticidad
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NF	Nivel Freático
NNE	Nornoreste
O	Oeste
ODS	Objetivos de Desarrollo sostenible
ProEx	Professional Explorer
SNGR	Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos

SPF	Superficie de Falla Potencial
SSW	Sursuroeste
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
U	Unidad

## Índice de figuras

Figura 1.1 Sector afectado de El Zhall, uno de los tres puntos priorizados por el MTOP .....	4
Figura 1.2 Partes de un movimiento en masa en un talud.....	7
Figura 1.3 Tipos de movimientos en masa .....	8
Figura 1.4 Configuraciones comunes de fallas de taludes de suelo a lo largo de carreteras de montaña.....	11
Figura 1.5 Equipo GPR con antena blindada .....	16
Figura 1.6 Modos básicos del GPR .....	17
Figura 1.7 Perfilado de tomografía de resistividad eléctrica (ERT) .....	18
Figura 1.8 Análisis de estabilidad de taludes por el método de Bishop .....	20
Figura 1.9 Diagrama del factor $f_0$ utilizado en el método de Janbú .....	21
Figura 2.1 Marco Geodinámico en Ecuador.....	23
Figura 2.2 Secciones de columnas estratigráficas. ....	24
Figura 2.3 Mapa de ubicación de los puntos críticos y formaciones geológicas.....	26
Figura 3.1 Diagrama de metodología por fase.....	29
Figura 3.2 Levantamiento de información de campo .....	31
Figura 3.3 Levantamiento de datos en campo .....	32
Figura 3.4 GPR con el equipo MALÅ ProEx.....	34
Figura 3.5 ERP con el equipo ABEM Terrameter LS2 modelo 2/81 .....	35
Figura 3.6 Pasos para el ensayo de granulometría .....	37
Figura 3.7 Pasos para el ensayo de corte directo .....	39
Figura 4.1 Mapa de áreas vulnerables a deslizamientos .....	44
Figura 4.2 Ubicación de los ensayos geofísicos realizados en cada punto crítico .....	47
Figura 4.3 Interpretación del perfil de GPR de la línea 1 con la antena blindada de 800 MHz en la autopista Azogues-Cuenca.....	47
Figura 4.4 Interpretación del perfil de GPR de la línea 2 con la antena blindada de 500 MHz en la autopista Azogues-Cuenca. A) capa suelo seco. B) capa de suelo saturado.....	48
Figura 4.5 Interpretación del perfil de GPR de la línea 3 con la antena blindada de 500 MHz en la Autopista Azogues-Cuenca .....	49
Figura 4.6 Interpretación del perfil de ERT en la autopista Azogues-Cuenca .....	49
Figura 4.7 Correlación de la interpretación de los ensayos geofísicos en la autopista Azogues-Cuenca.....	50

Figura 4.8 Interpretación del perfil de GPR de la línea 5 con la antena blindada de 200 MHz en la carretera Matrama-Mazar, Sector la Ramada .....	51
Figura 4.9 Interpretación del perfil de ERT en "La Ramada" .....	51
Figura 4.10 Correlación de la interpretación de los ensayos geofísicos en la Ramada. ....	52
Figura 4.11 Interpretación del perfil de GPR de la línea 4 con la antena blindada de 500 MHz en la carretera Matrama-Mazar, Sector el Zhall. ....	53
Figura 4.12 Interpretación del perfil de ERT en el Zhall. ....	53
Figura 4.13 Correlación de la interpretación de los ensayos geofísicos en el Zhall. ....	54
Figura 4.14 Análisis de estabilidad en condiciones estáticas de la Autopista Azogues-Cuenca .	56
Figura 4.15 Análisis de estabilidad en condiciones dinámicas de la Autopista Azogues-Cuenca	57
Figura 4.16 Análisis de estabilidad en condiciones estáticas en el sector Ramada .....	58
Figura 4.17 Análisis de estabilidad en condiciones dinámicas en el sector Ramada.....	59
Figura 4.18 Análisis de estabilidad en condiciones estáticas en el sector Zhall .....	60
Figura 4.19 Análisis de estabilidad en condiciones dinámicas en el sector Zhall .....	61
Figura 4.20 FS vs FS NEC bajo condiciones estáticas y dinámicas .....	64
Figura 4.21 Ejemplo de medidas de drenaje y protección en taludes .....	65
Figura 4.22 Ejemplo de modificación de la geometría del talud.....	66
Figura 4.23 Ejemplo de reforzamiento del talud con muros de gaviones.....	67
Figura 4.24 Ejemplo de revegetación y cobertura vegetal .....	67

### Índice de tablas

Tabla 3.1 Coordenadas de los puntos críticos .....	31
Tabla 3.2 Coordenadas inicio/fin y longitudes de los ensayos GPR .....	33
Tabla 3.3 Coordenadas inicio/fin y longitudes de los ensayos ERT .....	35
Tabla 3.4 Coordenadas y códigos de las muestras de suelo en cada punto .....	36
Tabla 4.1 Inventario del levantamiento de indicios del deslizamiento en El Zhall .....	44
Tabla 4.2 Áreas de los deslizamientos de cada sector.....	45
Tabla 4.3 Resultados de la clasificación SUCS para las muestras de los tres puntos críticos....	45
Tabla 4.4 Resultados del ensayo de corte directo .....	46
Tabla 4.5 Factores de seguridad mínimos establecidos por el NEC .....	64

# Capítulo 1

## 1.1 Introducción

Los deslizamientos de tierra son algunos de los peligros más devastadores del mundo, provocando daños a infraestructuras y miles de víctimas cada año (Collins et al., 2021; Lacroix et al., 2020; NASA, 2020). Estos fenómenos geológicos implican desplazamiento de suelo, rocas y material orgánico cuesta abajo debido a la gravedad y, pueden desencadenarse por diversos factores naturales, como actividad sísmica, actividad volcánica, lluvias prolongadas, cambios en el nivel del agua, y procesos de erosión (Highland & Bobrowsky, 2008; Naciones Unidas, 2020; Stanley, 2024). Además, pueden ser provocados por actividades antropogénicas, tales como la deforestación y la urbanización no planificada (Highland & Bobrowsky, 2008).

En Ecuador, la ocurrencia de deslizamientos se debe a que es un país montañoso, y a su precipitación variable (SNGR, 2012). La región está expuesta a frecuentes precipitaciones intensas, exacerbadas por fenómenos climáticos como El Niño, que incrementan la saturación del suelo y disminuyen su cohesión, facilitando el movimiento de masas (El Universo, 2024; MTOP, 2022a). Estos eventos son una preocupación constante debido a la combinación de factores geológicos y climáticos característicos de la zona (He et al., 2022).

La provincia de Cañar, situada en el corazón de los Andes ecuatorianos, enfrenta desafíos significativos en su red vial debido a la inestabilidad de taludes en rutas esenciales (MTOP, 2021). Estos deslizamientos de tierra representan una amenaza constante para la seguridad de los usuarios y ocasionan importantes pérdidas económicas. Además, según la Secretaría Nacional de Gestión de Riegos (SNGR) ha registrado que entre los años 2010 y 2023 han ocurrido 150 deslizamientos, lo que resalta la gravedad del problema. La interacción entre los factores antropogénicos y naturales incrementa la vulnerabilidad de estas áreas, destacando la necesidad urgente de implementar medidas de mitigación (Cobos-Mora et al., 2023). En consecuencia, el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP) designó 19 millones de dólares en presupuesto vial para

abordar esta problemática y recuperar su infraestructura, buscando mejorar las condiciones de la vialidad y reactivar la economía del país (MTOPI, 2022b).

Este proyecto tiene como objetivo analizar la estabilidad de tres taludes críticos en la provincia mencionada, priorizados por el MTOPI, utilizando técnicas de caracterización geotécnica y métodos geofísicos, para el desarrollo de medidas de mitigación y prevención que garanticen la seguridad de la infraestructura vial y protejan a las comunidades afectadas.

## **1.2 Descripción del Problema**

Los constantes deslizamientos en las carreteras de Azogues-Cuenca y Matrama-Mazar de la provincia de Cañar, reflejan una amenaza constante para la seguridad humana y generan considerables pérdidas económicas en las comunidades circundantes (MTOPI, 2021, 2022b). Uno de los factores que desencadenan estos eventos son los periodos intensos de precipitaciones, que producen ascensos en los niveles piezométricos y aumentan la erosionabilidad del suelo, es decir, la facilidad con la cual el suelo puede ser desprendido y transportado (He et al., 2022; World Health Organization, 2019). Además, se pronosticó la llegada del fenómeno climático de El Niño, agravando la situación en estas áreas (El Universo, 2024).

El MTOPI, como entidad encargada de la infraestructura y seguridad vial, carece de información adecuada sobre la estabilidad del talud ante eventos adversos como deslizamientos o erosión (Figura 1.1). Por lo tanto, resulta esencial llevar a cabo estudios que caractericen los deslizamientos actuales, con el propósito de desarrollar soluciones que mitiguen su alcance, especialmente ante las adversas condiciones climáticas pronosticadas.

Las consecuencias de los deslizamientos abarcan desde daños a la infraestructura vial, viviendas y cultivos hasta interrupciones en el transporte, lo que impacta negativamente a la agricultura, el comercio y la economía en general. Es crucial que las autoridades implementen medidas urgentes como estudios geotécnicos, medidas de mitigación, monitoreo constante y planificación adecuada de la infraestructura vial para prevenir futuros deslizamientos. La

colaboración entre el gobierno, las comunidades y los expertos es fundamental para encontrar soluciones sostenibles a largo plazo.

**Figura 1.1** Sector afectado de El Zhall, uno de los tres puntos priorizados por el MTOP



### 1.3 Justificación del Problema

El análisis de estabilidad de taludes en la autopista Azogues-Cuenca y en la vía Matrama-Mazar de Cañar es crucial debido a los recurrentes deslizamientos de tierra que afectan estas vías. Estos deslizamientos representan una amenaza constante para la seguridad de los usuarios y provocan pérdidas económicas significativas. Las precipitaciones intensas y fenómenos climáticos, como El Niño, incrementan la saturación del suelo, disminuye su cohesión y facilitan el movimiento en masa (El Universo, 2024).

El MTOP, responsable de la infraestructura vial, carece de información adecuada sobre la estabilidad de los taludes ante eventos adversos, lo que dificulta la implementación de medidas preventivas (MTOP, 2021). Es crucial realizar estudios exhaustivos, que caractericen los deslizamientos actuales y desarrollen soluciones de mitigación, especialmente ante las condiciones climáticas adversas pronosticadas (MTOP, 2022a). Las consecuencias de los deslizamientos abarcan desde daños a la infraestructura vial, vivienda y cultivos, hasta interrupciones en el transporte, perjudicando negativamente la agricultura, comercio y economía regional (World Health Organization, 2019). Por ello, es necesario que las autoridades implementen estudios geotécnicos, medidas de mitigación y monitoreo constantes para prevenir futuros deslizamientos.

La colaboración entre el gobierno, comunidades y expertos es fundamental para encontrar soluciones sostenibles a largo plazo (Cobos-Mora et al., 2023).

La estabilidad de los taludes permitirá a la población rural acceder a carreteras transitables durante todo el año, facilitando el transporte de pasajeros y carga comercial o industrial. Además, garantizará el acceso al transporte público, evitando pérdidas económicas y daños en la infraestructura vial. Esto es fundamental para el desarrollo sostenible de la región, promoviendo el bienestar y seguridad de las comunidades locales.

Este proyecto contribuye directamente a varios Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS). En primer lugar, al mejorar de infraestructura y reducir los desastres naturales, se está combatiendo la pobreza (ODS 1), ya que las comunidades rurales dependen de estas vías para sus actividades económicas. En segundo lugar, se mejora la salud y el bienestar (ODS 3) al reducir la mortalidad y lesiones causadas por accidentes de tránsito y desastres naturales. Además, al estabilizar los taludes y garantizar la continuidad de las carreteras, se promueve la industria, innovación y la infraestructura (ODS 9), esencial para el desarrollo económico y la modernización de la región. Finalmente, se fomenta la creación de ciudades y comunidades sostenibles (ODS 11) al asegurar que las infraestructuras críticas sean resilientes y sostenibles, protegiendo así a las poblaciones vulnerables y garantizando su seguridad y bienestar.

En conclusión, este proyecto es fundamental para mejorar la seguridad pública, promover el desarrollo sostenible y garantizar el bienestar de la población local, contribuyendo significativamente al cumplimiento de los ODS relacionados con el fin de la pobreza; la salud y bienestar; la industria, innovación e infraestructura; y las ciudades y comunidades sostenibles.

## **1.4 Objetivos**

### ***1.4.1 Objetivo general***

Analizar la estabilidad de tres taludes críticos priorizados por el MTOP a través de la caracterización geotécnica y métodos geofísicos para la propuesta de medidas de mitigación y prevención en la infraestructura vial afectada.

### ***1.4.2 Objetivos específicos***

- Caracterizar los deslizamientos en los puntos críticos contribuyendo al análisis de la estabilidad del talud.
- Evaluar las propiedades físicas y mecánicas del suelo o rocas del material deslizado por medio de estudios geotécnico de suelos.
- Desarrollar estudios de métodos indirectos (geofísica) para la evaluación del subsuelo en zonas de debilidad presentes en el área.
- Proponer medidas de mitigación y prevención basado en los resultados del análisis de cada tipo de deslizamiento, minimizando el impacto en la infraestructura vial y población afectada.

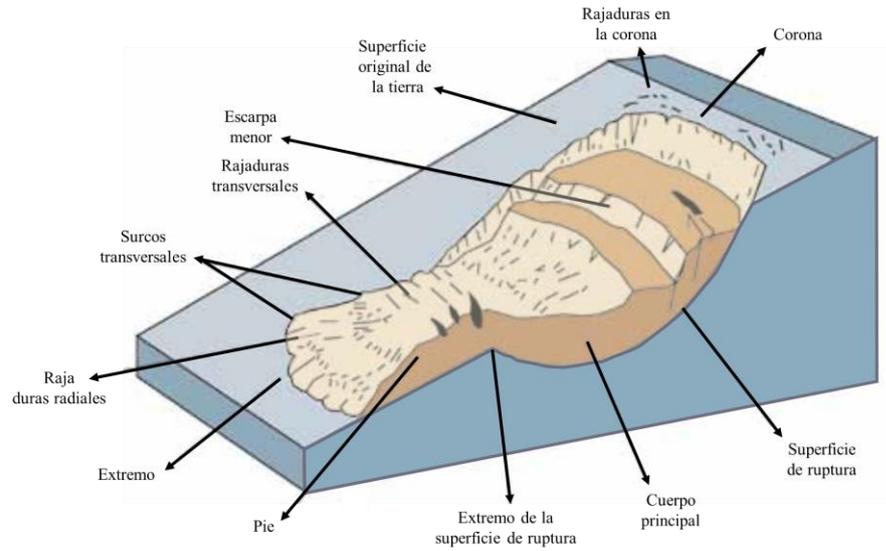
## **1.5 Marco teórico**

En esta sección se ampliarán los conceptos, métodos y herramientas aplicadas para el desarrollo del proyecto, con el objetivo de garantizar una comprensión más detallada y clara.

### ***1.5.1 Movimientos en masa***

Los movimientos en masa son procesos geológicos que implican el desplazamiento de suelos, rocas y materiales orgánicos cuesta abajo debido a la gravedad (Figura 1.1). Estos fenómenos pueden ser desencadenados por varios factores naturales y antropogénicos, y se clasifican en diferentes tipos según su naturaleza y velocidad (Highland & Bobrowsky, 2008).

**Figura 1.1** *Partes de un movimiento en masa en un talud*

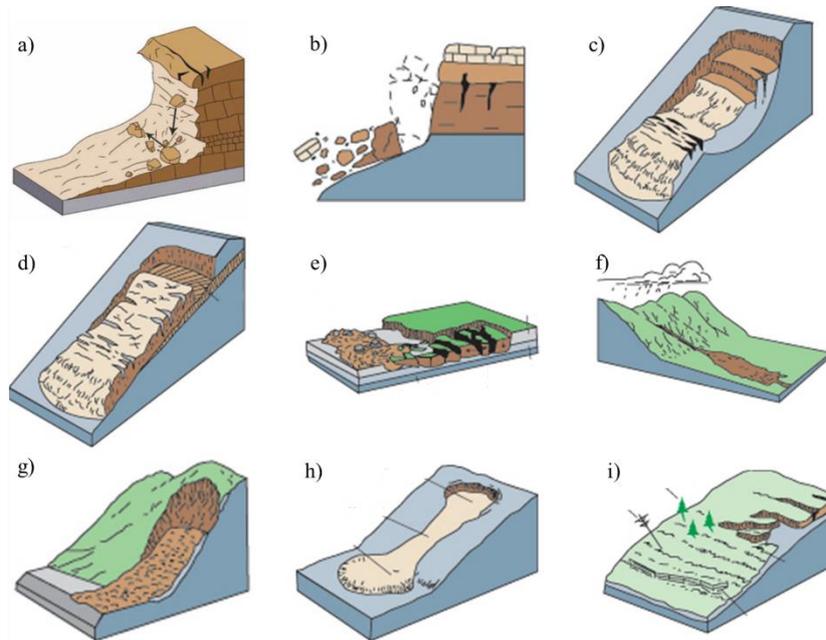


*Nota:* Partes de un movimiento en masa, del tipo rotacional, recuperado del manual de derrumbes. Recuperado de Highland & Bobrowsky, (2008).

### **1.5.2** *Tipos de Movimientos en Masa*

Los movimientos en masa se dividen según en el entorno en el que ocurren, el tipo de material involucrado y características de los tipos de fallas.

**Figura 1.2** Tipos de movimientos en masa



*Nota:* a) caídas, b) derribos, c) deslizamientos rotacionales, d) deslizamientos traslacionales, e) extensiones, f) corrientes, g) avalancha de escombros, h) corrientes de tierra e i) arrastre.

Recuperado de Johnson et al., (2017).

Las **caídas** involucran el desprendimiento muy rápido o extremadamente rápido de suelo, roca, o ambos, desde una pendiente en la que se ha producido poco o nada de desplazamiento previo (Figura 1.2a). Este tipo de deslizamiento ocurre principalmente en taludes empinados y acantilados. La velocidad del desprendimiento depende en gran medida de la inclinación de la pendiente y altura desde la cual se produce. Estos eventos pueden ser provocados por factores como la meteorización, erosión, congelación y descongelación del agua en las grietas, o la misma actividad sísmica (Highland & Bobrowsky, 2008).

Los **derribos** son movimientos que implican rotaciones hacia delante de suelo o roca alrededor de un eje por debajo del centro de gravedad de la masa desplazada (Figura 1.2b). Este tipo de deslizamiento puede variar en velocidad, desde extremadamente lento hasta muy rápido. Los derribos pueden ser causados por la misma gravedad, que ejerce presión sobre la masa

desplazada, o por la presencia de agua o hielo en las grietas del material, lo que puede aumentar su peso y desencadenar el movimiento (Highland & Bobrowsky, 2008).

Los **deslizamientos** se caracterizan por el movimiento de una masa de tierra o roca pendiente abajo en zonas relativamente delgadas de intensa deformación de corte, estos se pueden dividir según la geometría de la superficie de ruptura (Highland & Bobrowsky, 2008).

Los **deslizamientos rotacionales** se caracterizan por el movimiento de una masa de suelo a lo largo de una superficie de rotura curva (Figura 1.2c). Este tipo de deslizamiento es común en suelos homogéneos y arcillosos, donde la cohesión del suelo desempeña un papel crucial en la estabilidad del talud. Suelen ocurrir en condiciones de alta saturación del suelo, provocadas por las lluvias intensas y prolongadas, o por el deshielo rápido (Highland & Bobrowsky, 2008).

En los **deslizamientos traslacionales**, la masa de suelo se desplaza a lo largo en una superficie plana o ligeramente inclinada (Figura 1.2d). Este tipo de deslizamiento es más frecuente en suelos estratificados y en materiales con diferentes propiedades mecánicas. La presencia de una capa de baja resistencia al corte facilita el movimiento de la masa de suelo. Son comunes en terrenos con pendientes moderadas a altas y pueden ser desencadenados por precipitaciones altas, sismo, o actividades humanas (Highland & Bobrowsky, 2008).

Las **extensiones** se pueden deber a la licuefacción o corriente del material, este puede ser un suelo cohesivo o masa de roca combinada con la subsidencia general de la masa fracturada de material cohesivo en material más blando subyacente (Figura 1.2e). Estas extensiones laterales suelen desencadenarse en pendientes muy suaves o terrenos esencialmente planos, principalmente cuando una capa superior de roca más fuerte se extiende y se mueve sobre una base más débil (Highland & Bobrowsky, 2008).

Las **corrientes** son movimientos espacialmente continuos en la que las superficies de corte son de corta duración, próximas entre sí, y por lo general no se conservan (Figura 1.2f). Frecuentemente, hay una gradación de cambio de derrumbe a corriente, en función del contenido de agua, la movilidad y la evolución del movimiento (Highland & Bobrowsky, 2008).

La **avalancha de escombros** es un tipo de movimiento en masa particularmente común a gran escala que generalmente ocurre en pendientes abiertas (Figura 1.2g). Se forma cuando un talud inestable se derrumba, causando que los escombros fragmentados se desplacen rápidamente lejos de la pendiente. En algunos casos, la presencia de hielo y nieve puede contribuir al movimiento de los escombros, aumentando su volumen y velocidad (Highland & Bobrowsky, 2008).

Las **corrientes de tierra** se pueden producir en pendientes moderadas y suaves, generalmente en suelos de grano fino como el barro o el limo, aunque también pueden ocurrir en lechos rocosos de barro fértil muy degradado (Figura 1.2h). La masa de una corriente de tierra se desplaza como una corriente plástica o viscosa, mostrando fuertes deformaciones internas (Highland & Bobrowsky, 2008).

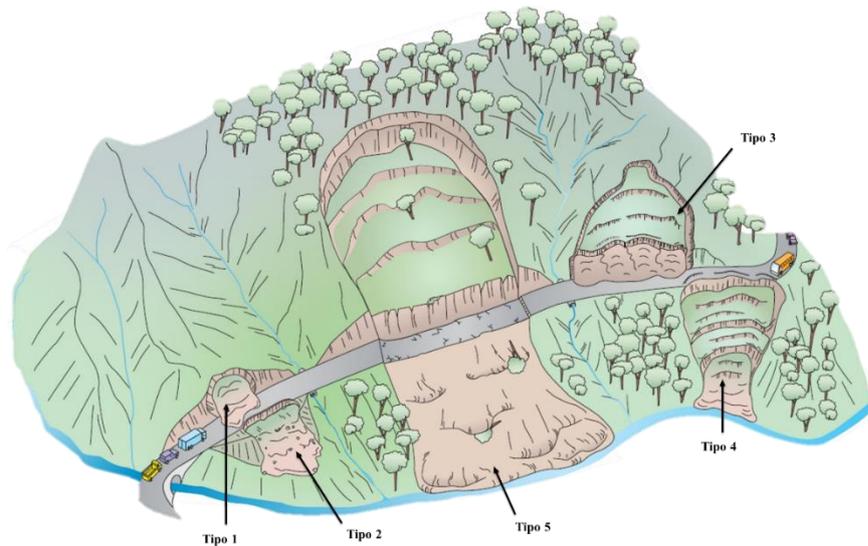
La corriente de tierra lenta o **arrastre** es caracterizada por el movimiento descendente lento y constante del suelo o roca que forma la pendiente (Figura 1.2i). Este movimiento es causado por tensión cortante interna que es suficiente para causar la deformación, pero no para provocar una falla (Highland & Bobrowsky, 2008).

### ***1.5.3 Tipos de fallas en taludes de carreteras de montaña***

Las fallas de taludes de suelo son comunes a lo largo de carreteras de montaña debido a las características geomorfológicas y geotécnicas del terreno, donde existen cinco configuraciones

principales de fallas de taludes de suelo que se presentan comúnmente en estos sectores, como se puede ver en la Figura 1.3 (Hearn et al., 2011).

**Figura 1.3** Configuraciones comunes de fallas de taludes de suelo a lo largo de carreteras de montaña



*Nota:* Recuperado de Hearn et al., (2011)

Las **fallas de tipo 1**, taludes de corte, son deslizamientos de laderas que suelen causar menos impacto y suelen ser resueltos mediante limpieza del material deslizado. Este tipo de falla ocurre cuando el material excavado para formar el corte del camino se desliza hacia la carretera. La falla se produce típicamente en materiales de suelo y roca meteorizada, lo que puede conducir a la exposición de planos de falla susceptibles a la erosión. En las **fallas de tipo 2**, taludes de relleno, este tipo de falla se presenta en los terraplenes construidos con material de relleno a lo largo de la carretera. Las fallas en taludes de relleno son comunes cuando hay movimientos en el suelo natural subyacente, fallos en el drenaje o una compactación inadecuada del relleno. Las **fallas de tipo 3**, fallas de talud natural por encima de la carretera, se producen cuando una ladera natural, situada por encima del camino, falla y los escombros se deslizan hacia la carretera. Las causas principales son la inestabilidad preexistente de la pendiente o la eliminación del soporte del

pie de la pendiente debido a la excavación. **Las fallas de tipo 4**, fallas de talud debajo de la carretera, ocurren a menudo en terrenos empinados adyacentes a ríos o arroyos en erosión. Estas fallas comienzan en una ubicación más baja, como el borde de la carretera, y progresan hacia arriba a medida que el material de soporte se elimina progresivamente. Y por último se tienen **las fallas de tipo 5**, fallas de toda la ladera, que afectan toda la ladera sobre la cual está construida la carretera. Suelen ser movimientos de tierra grandes y lentos, a menudo preexistentes a la construcción de la carretera. La estabilización de estas fallas es generalmente costosa y puede exceder los presupuestos de mantenimiento de carreteras de bajo costo (Hearn et al., 2011).

#### ***1.5.4 Factores condicionantes y desencadenantes***

La estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos, geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos que son considerados factores condicionantes. En el caso de los suelos, la litología, estratigrafía y condiciones hidrogeológicas determinan las propiedades y comportamiento del talud. Junto a los factores condicionantes de la estabilidad de taludes, los factores desencadenantes provocan la rotura una vez se cumple una serie de condiciones (González de Vallejo, 2002).

##### ***1.5.4.1 Factores condicionantes.***

La **estratigrafía** y **litología** del material que compone un talud están estrechamente relacionados con el tipo de inestabilidad que puede sufrir, presentando diferentes litologías y distintos grados de susceptibilidad a deslizamientos. Las propiedades físicas y de resistencia de cada tipo de material, con presencia de agua, dominan el comportamiento tensodeformacional. En la **estructura geológica** y **discontinuidades**, la estructura geológica juega un papel muy definitivo en las condiciones de estabilidad de los taludes. La combinación de elementos estructurales con la geometría del talud, como altura, inclinación y orientación, define los problemas que se pueda presentar en la estabilidad. En cambio, en las **condiciones hidrogeológicas**, la mayor parte de las

roturas se producen por el efecto del agua en el terreno, como la generación de presiones intersticiales. Es decir, la presencia de agua en un talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia del terreno y aumentar las fuerzas tendentes a la inestabilidad (González de Vallejo, 2002).

#### **1.5.4.2 Factores desencadenantes.**

Las **sobrecargas estáticas** incluyen el peso de estructuras o edificios, u otro tipo de cargas como rellenos, escombreras, entre otros, que cuando se ejerce sobre la parte superior del talud, aporta una carga adicional que puede contribuir al aumento de las fuerzas desestabilizadoras. En cuanto a las **cargas dinámicas**, se debe a los movimientos sísmicos, naturales o inducidos. El principal efecto en los macizos rocosos fracturados es la apertura de las discontinuidades preexistentes, causando una reducción en la resistencia al corte y caída de bloques. Las **precipitaciones** y el **régimen climático** afectan en la estabilidad de taludes al modificar el contenido de agua en el terreno. La alternancia de periodos de sequía y lluvia produce cambios estructurales en el suelo que da lugar a la pérdida de resistencia. En determinados tipos de suelos o macizos rocosos blandos, los **procesos de meteorización** juegan un papel importante en la reducción de sus propiedades resistentes, dando lugar a una alteración y degradación intensa al ser expuestos los materiales a las condiciones ambientales. Esta pérdida de resistencia puede dar lugar a la caída de roca o suelo (González de Vallejo, 2002).

#### **1.5.5 Indicadores morfológicos**

Los indicadores morfológicos son características físicas visibles en el terreno que sugieren la presencia o el potencial de movimientos en masa. Entre estos indicadores se encuentran las **grietas** en el terreno, que indican tensiones y desplazamientos internos que pueden preceder a un deslizamiento. Los **desniveles en la superficie** son el resultado de movimientos previos y señala áreas de debilidad.

La **vegetación inclinada o rota**, muestra la inclinación anormal de árboles y arbustos indican movimientos recientes o inestabilidad en la pendiente y los **depósitos de escombros** son evidencia de caídas de rocas o flujos de lodos ocurridos previamente, estos se encuentran en la base de los taludes (Highland & Bobrowsky, 2008).

### ***1.5.6 Caracterización geotécnica***

Para una caracterización geotécnica precisa del deslizamiento es necesario seguir una metodología con definiciones y sistemas de evaluación de propiedades. El suelo se ha clasificado en función a su granulometría en cuatro grandes grupos según las normas: Instituto Alemán de Normas (DIN), American Society for Testing and Materials (ASTM) y Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR). El primer grupo corresponde a las **gravas** que se caracterizan porque los granos son observables directamente, con un tamaño de grano entre unos 8-10 cm y 2 mm, además, no retienen agua debido a los grandes huecos entre partículas. Las **arenas** corresponden a partículas entre 2 y 0.060 mm, observables a simple vista, al mezclarse con agua se separan con facilidad sin formar agregados continuos. Los **limos** son partículas comprendidas entre 0.060 y 0.002 mm (aunque algunas normativas indican que este último debe ser 0.005 mm), este tipo retiene agua mejor que los tamaños superiores. Y el último grupo corresponde a las **arcillas**, formadas por partículas con tamaños menores a los limos. Para poder obtener datos de las porciones de cada material, se realizan **análisis granulométricos** (González de Vallejo, 2002).

Cuando la granulometría no permite identificar claramente las características del suelo, se utilizan unos índices que definen su consistencia en función del contenido de agua a través de la determinación de la humedad, esto es conocido como plasticidad (González de Vallejo, 2002).

Se definieron tres límites: **refracción** o **consistencia** que separa el estado de sólido seco y semisólido, el **límite plástico (LP)**, separa el semisólido del plástico y el **límite líquido (LL)**, el

estado plástico del semilíquido. Estos dos últimos límites se determinan con la fracción de suelo que pasa por el tamiz N. 40 (0.1 mm). El **índice de plasticidad (LL–LP)** representa el intervalo de humedades para pasar del estado semilíquido al semisólido. Los datos granulométricos y los límites de Atterberg se correlacionan para clasificarlo en el **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)** (González de Vallejo, 2002).

La fractura en los suelos generalmente ocurre debido a la aplicación de fuerzas de corte. No obstante, el método comúnmente utilizado para determinar dicha fractura se fundamenta en la teoría de Coulomb. Esta teoría establece una relación entre las tensiones normales y las fuerzas de corte que actúan en cualquier plano dentro del suelo (González de Vallejo, 2002).. La resistencia al corte se calcula utilizando la siguiente ecuación (1.1).

$$\tau = c' + (\sigma_n)\tan\phi' \quad (1.1)$$

Donde:

$\tau$ : Resistencia al corte del suelo

$c'$ : Cohesión efectiva

$\sigma_n$ : Esfuerzo normal sobre el plano

$\phi'$ : Angulo de fricción interno

### ***1.5.7 Prospección geofísica***

La prospección geofísica es fundamental para obtener una comprensión detallada de las condiciones subsuperficiales de los taludes y detectar características ocultas que pueden influir en la estabilidad de las pendientes.

### ➤ Georradar (GPR)

El GPR, conocido por sus siglas en inglés Ground-Penetrating Radar, es una técnica no destructiva y, por lo tanto, puede aplicarse en entornos urbanos y sensibles (Figura 1.4). Tiene muchas aplicaciones en el área de la geología, como la obtención de imágenes de estructura de suelo y roca poco profundas con alta resolución, localización de canales enterrados y el mapeo del nivel freático. utiliza ondas electromagnéticas para obtener imágenes detalladas del subsuelo (Kearey et al., 2002).

**Figura 1.4** Equipo GPR con antena blindada

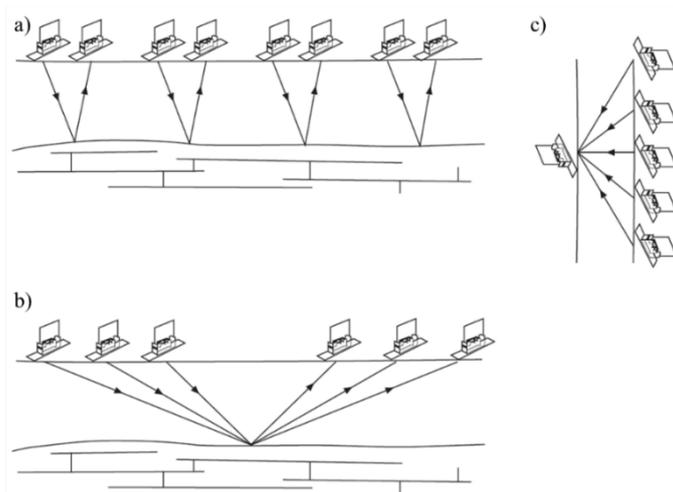


*Nota:* Recuperado de Investigaciones subterráneas, (2023).

Hay tres modos básicos de despliegue en estudios de GPR, los cuales tienen sus contrapartes sísmicas. En el modo de perfilado de reflexión es útil para obtener imágenes detalladas del subsuelo, ya que permite capturar las reflexiones de las ondas de radar desde diferentes capas y estructura del suelo (Figura 1.5a). El método de sondeo de velocidad es crucial para interpretar correctamente los datos, aunque en algunos casos las velocidades deben estimarse si no se cuenta con correlaciones de radargramas con secciones de perforación o señas reflejadas desde cuerpos a profundidades conocidas (Figura 1.5b). Y el modo de transiluminación permite

obtener una imagen tridimensional del objeto de interés, proporcionando información detallada sobre su estructura interna y ayudando en la identificación de posibles anomalías o características ocultas dentro del objeto estudiado (Figura 1.5c) (Kearey et al., 2002).

**Figura 1.5** *Modos básicos del GPR*



*Nota:* Recuperado de Kearey et al., (2002).

### ➤ Tomografías Eléctricas de Resistividad (ERT)

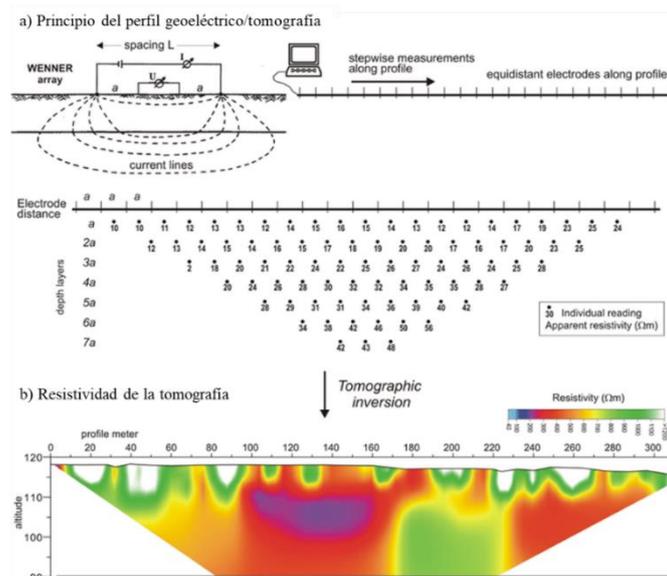
La ERT es una técnica de prospección geofísica que permite obtener imágenes detalladas de la resistividad eléctrica del subsuelo. Este método se basa en la inyección de corriente eléctrica a través de electrodos dispuestos en la superficie del terreno y la medición de las diferencias de potencial generadas (Figura 1.6) (Kearey et al., 2002).

Esta técnica se desarrolla en dos etapas principales: adquisición de datos en campo y procesamiento de datos. En la etapa de campo, se colocan múltiples electrodos a lo largo de una línea recta sobre el terreno, formando configuraciones como Wenner, Schlumberger, Dipolo-Dipolo o Gradiente. La corriente eléctrica se inyecta mediante los electrodos y la diferencia de potencial se mide entre otros pares (Figura 1.6a) (Kearey et al., 2002).

Los datos obtenidos se procesan mediante algoritmos de inversión que construyen un modelo de resistividades del subsuelo (Figura 1.6b). Este modelo revela la distribución espacial de la resistividad, identificando variaciones en la litología, contenido de agua y presencia de estructuras geológicas como fracturas y fallas (Kearey et al., 2002).

Los datos obtenidos se procesan mediante algoritmos de inversión que construyen un modelo de resistividades del subsuelo (Figura 1.6b). Este modelo revela la distribución espacial de la resistividad, identificando variaciones en la litología, contenido de agua y presencia de estructuras geológicas como fracturas y fallas (Kearey et al., 2002).

**Figura 1.6** Perfilado de tomografía de resistividad eléctrica (ERT)



*Nota:* a) Principio de medición con guía de 4 electrodos (izquierda). b) La inversión tomográfica proporciona el tomograma de resistividad final para su interpretación. I: corriente, U: voltaje, y

A: Espaciado entre dos electrodos adyacentes. Recuperado de Wellbrock et al., (2018).

### 1.5.8 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

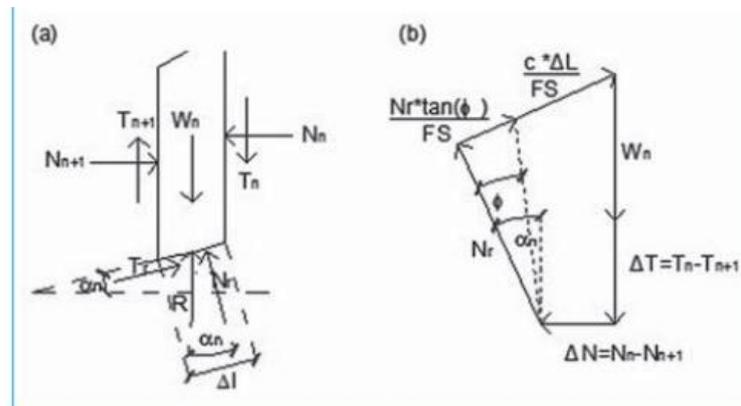
Los análisis de estabilidad en laderas naturales buscan evaluar su nivel de seguridad para, según los resultados, aplicar medidas correctivas que prevengan futuros deslizamientos. En

situaciones donde ya ha ocurrido un movimiento inestable, el análisis a posterior es clave para entender el mecanismo y la geometría de la falla, lo que permite caracterizar geomecánicamente los materiales y extrapolar los resultados a taludes similares. Los métodos de análisis de estabilidad, que combinan fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, se agrupan en determinísticos y probabilísticos. Entre los determinísticos, los métodos de equilibrio límite son los más utilizados, comparando fuerzas que promueven el deslizamiento con las que lo resisten a lo largo de una superficie de rotura. Estos métodos se subdividen en exactos, que ofrecen soluciones precisas para geometrías simples, y no exactos, que requieren hipótesis o simplificaciones para problemas hiperestáticos, como las roturas circulares. Dentro de los métodos no exactos, se destacan los métodos de las dovelas, que dividen la masa deslizante en secciones más pequeñas para facilitar el análisis. Para este estudio, se emplearon las aproximaciones de Janbú, y Bishop Simplificado (Sanhueza & Cifuentes, 2013).

➤ **Método de Bishop.**

El método propuesto por Bishop en 1955 evalúa la estabilidad de un talud con superficies de falla potencial (SPF) de tipo circular, considerando el efecto de las fuerzas entre las dovelas (Figura 1.7). Como es un método de dovelas, la masa de suelo deslizante se divide en varias secciones verticales para analizar las fuerzas y momentos que actúan en cada una de ellas, con el objetivo de determinar el factor de seguridad (FS) correspondiente. Una de las hipótesis clave de este método es que, aunque las fuerzas de contacto entre las dovelas se consideran, no tienen un impacto significativo, ya que están en equilibrio, por lo que para fines de cálculo se asumen como nulas (Sanhueza & Cifuentes, 2013).

**Figura 1.7** Análisis de estabilidad de taludes por el método de Bishop

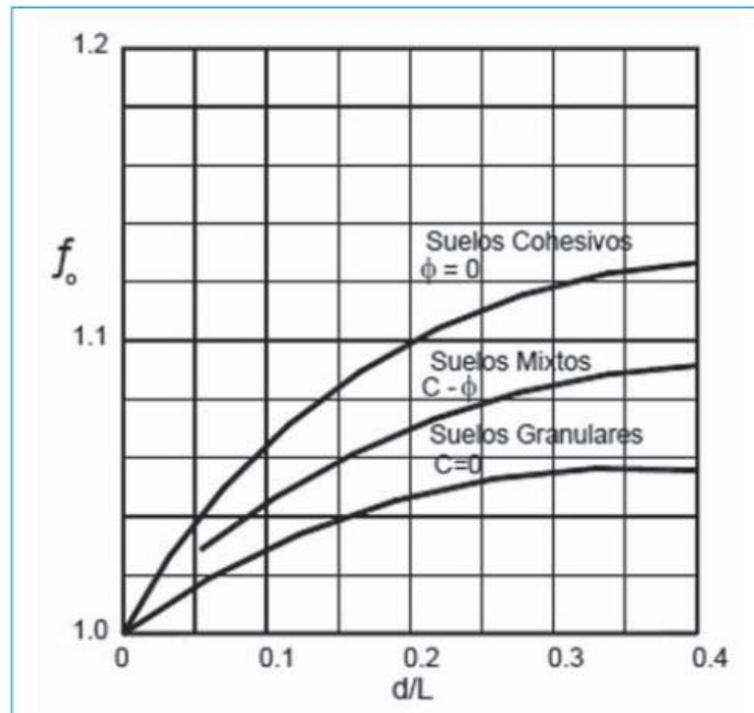


*Nota:* Recuperado de Sanhueza & Cifuentes, (2013).

### ➤ Método de Janbú

El método de Janbú para la estabilidad de taludes se caracteriza por asumir que las fuerzas entre las dovelas son exclusivamente horizontales, ignorando las fuerzas cortantes (Figura 1.8). A diferencia de otros métodos, este enfoque no requiere que la SPF sea necesariamente circular. En su lugar, se introduce un factor de corrección,  $f_0$ , que varía en función del grado de curvatura de la superficie de rotura. Esta flexibilidad permite que el método de Janbú se aplique a una amplia gama de geometrías de taludes, adaptándose mejor a las condiciones reales del terreno. Al considerar superficies de rotura no circulares, este método ofrece una solución más generalizada y versátil para evaluar la estabilidad de taludes complejos (Sanhueza & Cifuentes, 2013).

**Figura 1.8** Diagrama del factor  $f_0$  utilizado en el método de Janbú



*Nota:* Recuperado de Sanhueza & Cifuentes, (2013).

## **Capítulo 2**

## 2. Geología regional

### 2.1 Marco Geodinámico

Ecuador se encuentra localizado en un margen convergente activo (Figura 2.1), caracterizado por la subducción entre la placa Nazca y la placa Sudamericana con una velocidad de 58 mm/año con una dirección E - O (Michaud et al., 2009).

**Figura 2.1** Marco Geodinámico en Ecuador



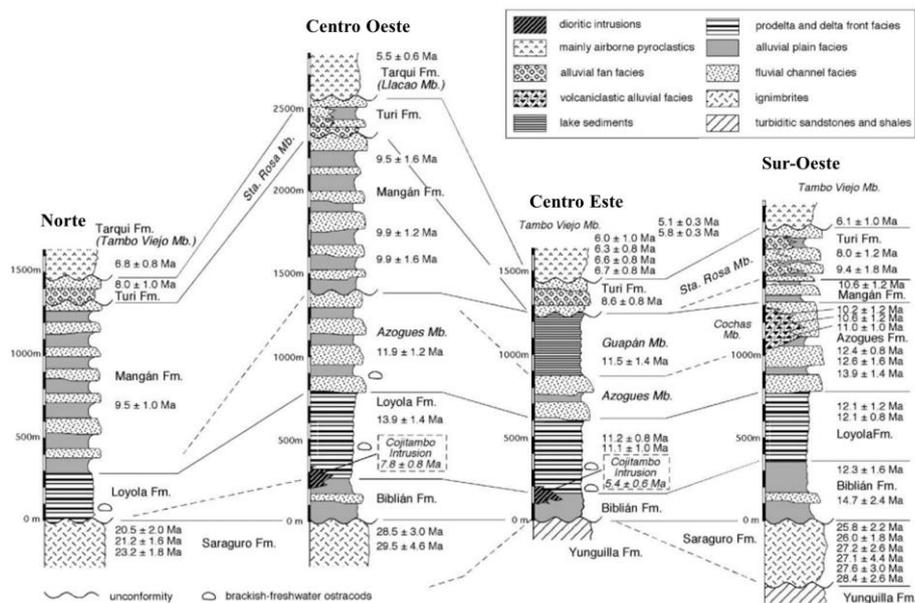
Nota: Recuperado de Michaud et al., (2009)

La cadena de los Andes, que se extiende por más de 9.000 km a lo largo del margen activo pacífico de América del Sur, alcanza un ancho de 150 km de E - O en Ecuador (Lavenu, 2006). Este vasto sistema montañoso es el resultado del engrosamiento vertical de la corteza continental, constituidos por diversos terrenos oceánicos desde el Cretácico hasta el Paleoceno (Kennan & Pindell, 2009).

## 2.2 Geología Regional

La cuenca de Cuenca, ubicada en los Andes del Ecuador, presenta una forma alargada que se extiende desde Cañar, al norte, hasta Cuenca, al sur, abarcando un área aproximada de 3.000 km<sup>2</sup> en dirección NNE-SSO (Hungerbühler et al., 2002). Esta cuenca sedimentaria presenta basamento volcánico de edad geológica correspondiente al Oligoceno, sobre el cual se superponen rocas sedimentarias y continentales del Mioceno, además de depósitos de cobertura del Cuaternario (Hungerbühler et al., 2002; Steinmann et al., 1999). Hungerbühler (2002), establece cuatro secciones geográficas dentro de la cuenca mencionada, correlacionadas de acuerdo con la litología del área (Figura 2.2).

**Figura 2.2** Secciones de columnas estratigráficas.



*Nota:* Correlación de las formaciones de la Cuenca de Cuenca. Recuperado de Hungerbühler et al., (2002).

El basamento está compuesto por una combinación de basamentos originarios de la Cordillera Occidental y Real (Egüez & Aspden, 1993). Hacia el Oeste afloran rocas volcánicas

oligocénicas del Grupo Saraguro, mientras que hacia el Este emergen rocas metamórficas de los terrenos Guamote y Alao (Aspden et al., 1988).

El Terreno Guamote se encuentra dividido por las unidades Punín, Cebadas y Guasuntos, interpretadas como una secuencia sedimentaria de origen continental depositada en ambiente marino, constituido por filitas y pizarras de bajo grado de metamorfismo, lutitas y cuarcitas. Aunque su edad es incierta, se asume que data del Jurásico Superior (Aspden & Litherland, 1992; Orozco, 2017).

El Terreno Alao está compuesto por rocas metavolcánicas y metasedimentarias de origen marino, que se divide en cuatro unidades provenientes del jurásico superior. La unidad Alao-Paute, incluye rocas verdes andesíticas, esquistos verdes, tobas y sedimentos. La unidad El Pan se interpreta como secuencias metasedimentarias de tras-arco marino, mientras que la unidad Maguazo se describe como secuencias turbidíticas de antearco (Aspden et al., 1988; Orozco, 2017).

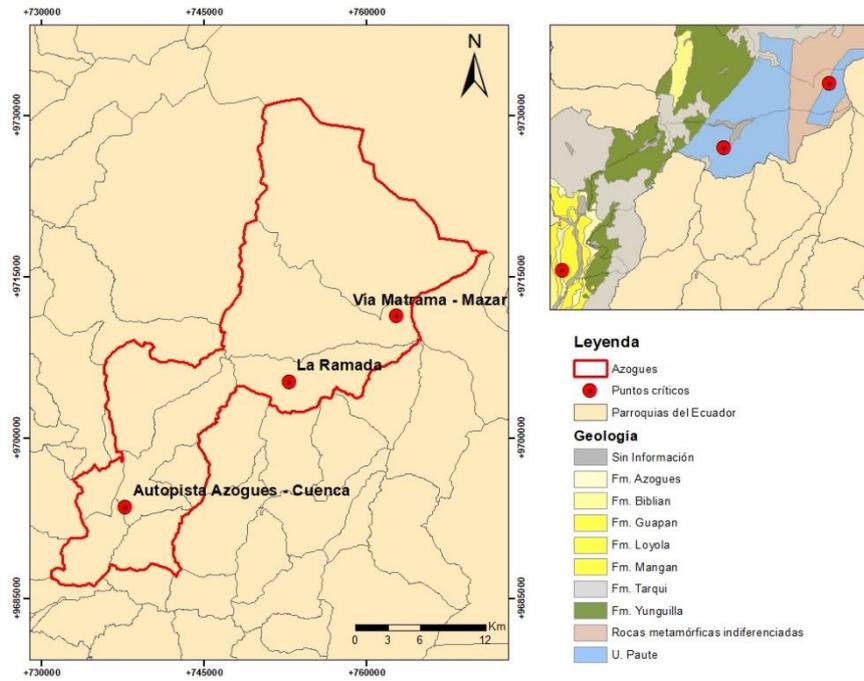
El Grupo Saraguro es la formación volcánica más extendida en el sur del Ecuador, datada entre el Oligoceno y el Mioceno inferior, con un espesor estimado entre los 500 m y 2.000 m (Hungerbühler et al., 2002). Este grupo consiste en una secuencia de rocas volcánicas de composición intermedia a ácida, de tipo calco-alcalino (Orozco, 2017; Verdezoto, 2006).

### **2.3 Geología Local.**

El área de estudio abarca tres parroquias: Azogues, Taday y Pindilig como se muestra en la Figura 2.3. Estas parroquias se encuentran dentro de la formación geológica Azogues, caracterizada por areniscas tobáceas de grano medio a grueso, con capas de limonitas, arcilla y lutita dispuestas en pequeñas intercalaciones (Verdezoto, 2006); y en la unidad Alao-Paute,

predominan rocas verdes meta andesíticas, esquistos verdes, esquistos graníticos, esquistos pelíticos, cuarcitas y mármoles (Litherland, 1994).

**Figura 2.3** Mapa de ubicación de los puntos críticos y formaciones geológicas

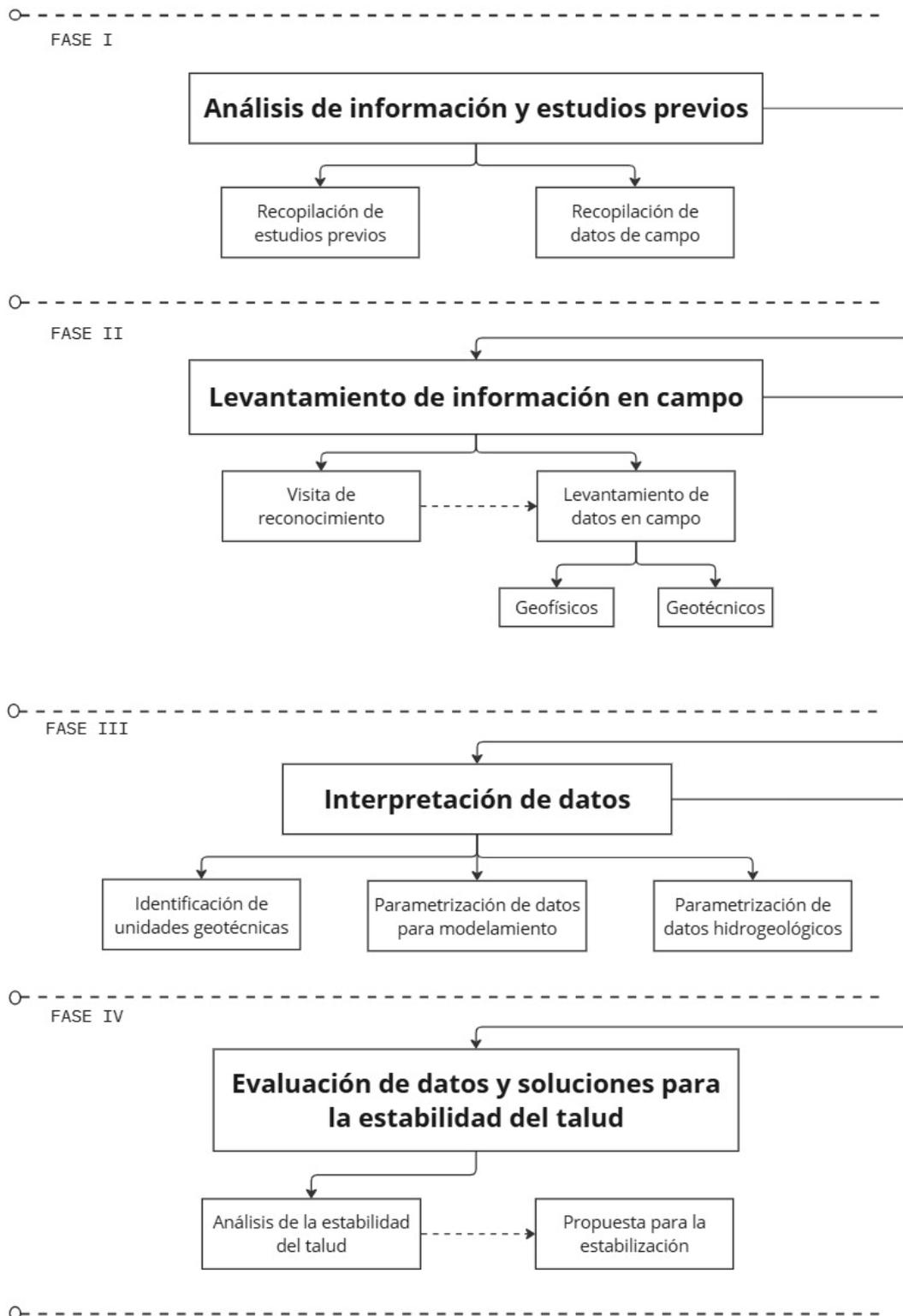


## Capítulo 3

### **3. Metodología**

Esta metodología se basó en el artículo presentado por Hearn et al. (2011), con el objetivo de analizar los deslizamientos en tres puntos críticos en las carreteras de Azogues. El artículo se centra en las técnicas de análisis y estabilización de taludes de suelos según el tipo de falla. El enfoque del estudio se divide en cuatro fases, como se muestra en la Figura 3.1. La primera fase consistió en el análisis de información y estudios previos; la segunda fase incluyó el levantamiento de información en campo; la tercera fase se enfocó en la interpretación de datos, y la cuarta fase se dedicó al análisis del talud para una propuesta de estabilización adecuada.

**Figura 3.1** Diagrama de metodología por fase



### **3.1 Análisis de información y estudios previos**

En la primera fase, se inició con una recopilación de estudios previos en el área de estudio como: mapas geológicos, mapas topográficos, libros, estudios anteriores y artículos científicos; y recopilación de datos previos como: perforaciones, calicatas, geofísica, información satelital y base de datos. Entre las fuentes de información utilizadas, se destacan:

- Soil Slope Stabilization (Hearn et al., 2011).
- Caracterización geotécnica y evaluación del riesgo de deslizamiento en 3 puntos críticos presentes en la vía Matrama Mazar perteneciente a la provincia de Cañar (Ronquillo, 2023).
- Atlas del Cantón Azogues (Romero, 2015).
- Caracterización morfoestructural y geomecánica de suelos en la zona de Tambo - provincia de Cañar (Orozco, 2017).
- Analysis of the slow-moving landslide in the Mazar Region in southeast Ecuador (Urgilez, 2024).

Las fuentes consultadas ofrecieron un fundamento sólido y esencial para el desarrollo de este estudio, proporcionando conocimientos fundamentales que permitieron una comprensión profunda de la temática.

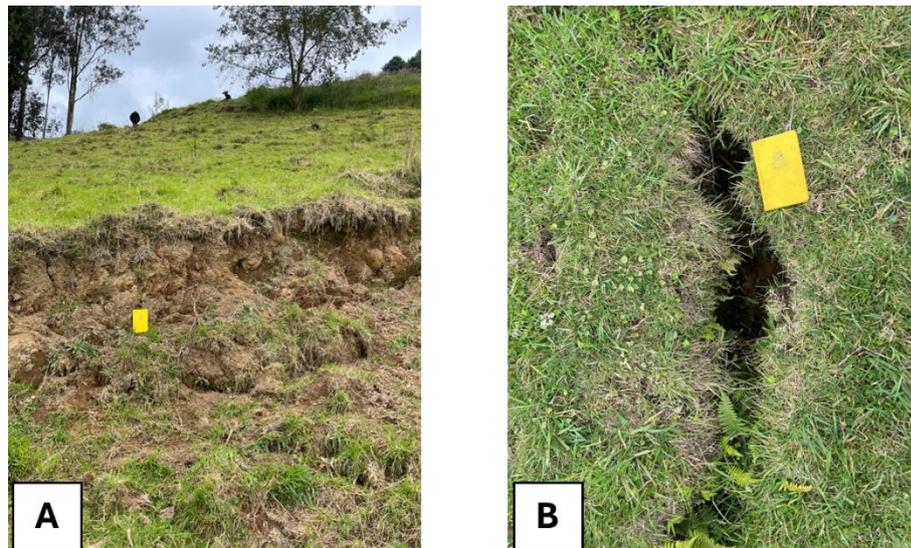
### **3.2 Levantamiento de información en campo**

#### ***3.2.1 Visita de reconocimiento***

Con la recopilación de estudios y datos existentes, se llevó a cabo una visita de reconocimiento en las áreas afectadas por deslizamientos para comprender mejor los problemas. Durante esta etapa, se recolectaron coordenadas geográficas para la georreferenciación en el mapa. Para la identificación de las características de los puntos críticos, se realizó un recorrido minucioso,

siguiendo las coordenadas establecidas en la Tabla 3.1. Se buscaron evidencias de deslizamientos, como grietas y escarpes (Figura 3.2). En cada indicio se registraron la extensión y dirección de los escarpes. Una vez concluida esta etapa, se planificaron levantamientos de datos en campo.

**Figura 3.2** Levantamiento de información de campo



*Nota:* A) Medición de escarpes y B) Medición de grietas

**Tabla 3.1** Coordenadas de los puntos críticos

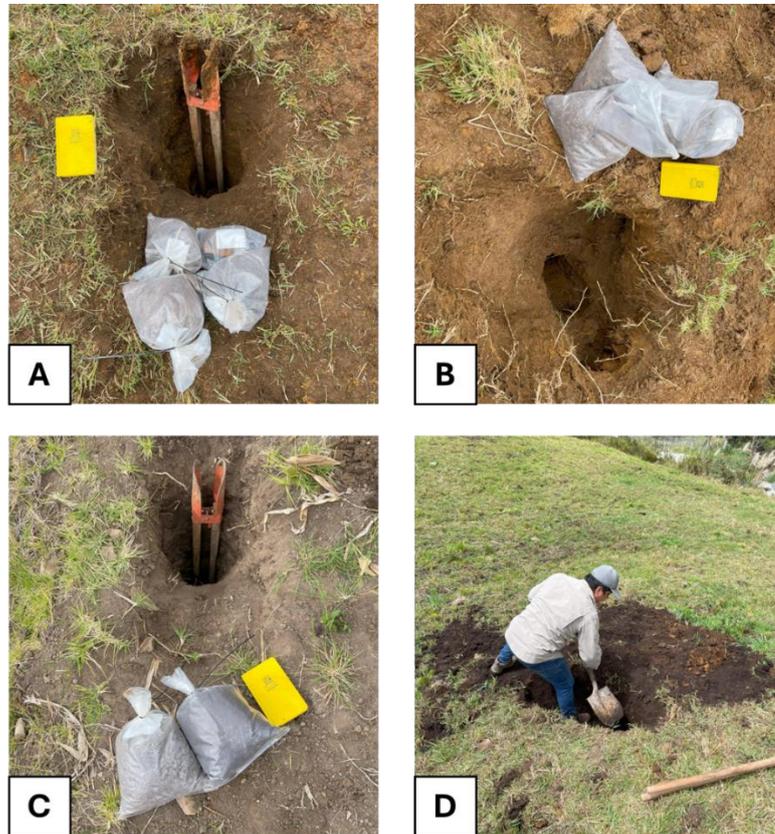
Sector	Inicio		Fin	
	Coordenadas X	Coordenadas Y	Coordenadas X	Coordenadas Y
Autopista	737648	9693757	737648	9693757
La Ramada	752799	9705209	752952	9705282
El Zhall	762815	9711365	762769	9711336

### 3.2.2 Levantamiento de datos en campo

Como parte del levantamiento de datos en campo, se recolectaron datos geológicos, características de los deslizamientos, datos geofísicos, logueo geológico del suelo e identificación de fuentes de agua y escorrentías. Se excavó una calicata de aproximadamente 1,50 metros en cada punto crítico para obtener muestras de suelos, asegurando evitar la selección de material de relleno

para garantizar la fiabilidad y coherencia con los datos del tipo de suelo. Las calicatas se realizaron utilizando pala, barreta y pala excavadora (Figura 3.3).

**Figura 3.3** Levantamiento de datos en campo



*Nota:* A) Calicata del sector el Zhall, B) calicata del sector la Ramada, C) calicata del sector la Autopista y D) Apertura de la calicata.

Cada muestra fue recolectada en fundas especiales de 5 kg, para preservar sus condiciones naturales y evitar alteraciones originales del suelo. Luego se le asignó un código único, correspondiente al lugar de extracción, M\_Au para la autopista Azogues – Cuenca; M\_Ra para “La Ramada” y M\_Zh para “El Zhall”.

### 3.2.3 Ensayos geofísicos

Se llevaron a cabo dos tipos de ensayos geofísicos en cada punto, para investigar las propiedades del subsuelo sin alterar físicamente el terreno y correlacionar los resultados. Para esta metodología se realizaron ensayos de GPR y ERT.

#### 3.2.3.1 Georradar (GPR).

Este ensayo consistió en dos etapas: una en campo y otra en oficina, donde se procesó la información obtenida en la primera etapa. Se realizó sobre el talud de la carretera, cada uno con diferente longitud, como se observa en la Tabla 3.2. Se utilizaron ondas de radar de alta frecuencia para obtener imágenes del subsuelo. Un transmisor emite pulsos de ondas de radio al suelo y el receptor registra las ondas reflejadas por diferentes estructuras o materiales.

**Tabla 3.2** *Coordenadas inicio/fin y longitudes de los ensayos GPR*

Sector	Cod.	Antenas (MHz)	Coordenadas		Longitudes (m)
			X	Y	
<b>Autopista</b>	G_Au_01	500	737700	9693547	84
	G_Au_02	500	737700	9693547	84
	G_Au_03	500	737700	9693547	84
	G_Au_04	500	737700	9693547	84
	G_Au_05	500	737700	9693547	84
	G_Au_06	500	737673	9693646	74
	G_Au_07	800	737673	9693646	74
	G_Au_08	800	737647	9693652	84
	G_Au_09	500	737647	9693652	84
<b>La Ramada</b>	G_Ra_01	500	752922	9705276	105
	G_Ra_02	250	752922	9705276	105
	G_Ra_03	800	752922	9705276	105
	G_Ra_04	200	752922	9705276	105
<b>El Zhall</b>	G_Zh_01	200	762827	9711371	106
	G_Zh_02	500	762827	9711371	106
	G_Zh_03	250	762827	9711371	106
	G_Zh_04	800	762827	9711371	106

El equipo de georradar utilizado fue el modelo *MALÅ Professional Explorer* (ProEx), proporcionado por el SNGR. Para el levantamiento de datos se emplearon antenas blindadas de 250 MHz, 500 MHz y 800 MHz, debido a su alta resolución ( Figura 3.4a). Adicionalmente, se utilizó una antena no blindada de 200 MHz más adelante (Figura 3.4b), seleccionada por su mayor capacidad de penetración en profundidad. El modelo ProEx estaba compuesto por una unidad de control y un módulo específico. La interpretación de los datos se llevó a cabo utilizando la plataforma de libre acceso *MALÅ Vision*, que, aunque presenta un espacio de almacenamiento limitado, resultó adecuada para este análisis.

**Figura 3.4** GPR con el equipo *MALÅ ProEx*



*Nota:* A) Antena blindada de 500 MHz y B) Antena no blindada de 200 MHz.

### 3.2.3.2 Tomografías eléctricas (ERT).

Al igual que el GPR, este ensayo se dividió en dos etapas. El ERT es una técnica que mide la resistividad eléctrica del subsuelo, mediante electrodos colocados en la superficie que inyectan corriente. La resistividad eléctrica varió según el tipo de material. Los ensayos no se realizaron directamente sobre la carretera, sino cerca de la ubicación de los ensayos con georradar y en la misma dirección. La longitud de las tomografías fue variando entre 40 m y 200 m, como se observa en la Tabla 3.3.

**Tabla 3.3** *Coordenadas inicio/fin y longitudes de los ensayos ERT*

Sector	Cod.	Coordenadas		Longitudes (m)
		X	Y	
<b>Autopista</b>	T_Au_01	737700	9693562	40
<b>La Ramada</b>	T_Ra_01	752766	9705218	200
<b>El Zhall</b>	T_Zh_01	762778	9711369	40

El tomógrafo utilizado fue facilitado por el Centro de Investigaciones y Proyectos Aplicados a las Ciencias de la Tierra (CIPAT). Este equipo (Figura 3.5), un Terrameter LS2 fabricado por ABEM (traducido del sueco – Compañía Eléctrica General Sueca), modelo 2/81, se refiere a la configuración de electrodos. Además del equipo, se utilizó una batería de automóvil como fuente de corriente externa Figura 3.5. El arreglo de electrodos utilizado fue el gradiente, debido a que ofrece buena resolución de las variaciones horizontales, proporcionando un mejor detalle de la zona superficial de la tomografía. Los datos se procesaron utilizando el software Res2Dinv x64 – Win V10, que permite interpretar las lecturas de resistividad de cada material.

**Figura 3.5** *ERP con el equipo ABEM Terrameter LS2 modelo 2/81*

### 3.2.4 *Ensayos geotécnicos*

Una vez recolectadas las muestras de suelo, que se detalla en la Tabla 3.4, se procedió llevar las muestras al laboratorio para empezar con el proceso de preparación. Esta etapa consistió en la separación de 4 kg de material para ser pesado, luego se dejó secando por 24 horas en un

horno para volver a pesarlo. Una vez pesada las muestras secas y húmedas, se calcula el porcentaje de humedad con la ecuación (3.1). Este valor es indispensable para los ensayos posteriores.

$$\text{Humedad (\%)} = \left( \frac{MMh - MMs}{MMs} \right) \times 100 \quad (3.1)$$

Donde:

- MMh = masa de muestra húmeda
- MMs = masa de muestra seca

**Tabla 3.4** *Coordenadas y códigos de las muestras de suelo en cada punto*

Sector	Cod. Muestra	Coordenadas		Profundidad (cm)
		X	Y	
<b>Autopista</b>	M_Au_01	737736	9693594	80
	M_Au_02	737736	9693594	120
<b>Ramada</b>	M_Ra_01	752835	9705248	160
	M_Ra_02	752826	9705239	85
	M_Ra_03	752820	9705262	90
	M_Ra_04	752820	9705262	120
	M_Ra_05	752829	9705249	50
	M_Ra_06	752829	9705249	80
	M_Ra_07	752829	9705249	160
<b>Zhall</b>	M_Zh_01	762771	9711342	180
	M_Zh_02	762771	9711343	270
	M_Zh_03	762771	9711344	360
	M_Zh_04	762771	9711342	80
	M_Zh_05	762791	9711382	240
	M_Zh_06	762791	9711382	140
	M_Zh_07	762798	9711272	40
	M_Zh_08	762798	9711272	80
	M_Zh_09	762798	9711272	120
	M_Zh_10	762795	9711260	40

En el Laboratorio de Geotecnia y Construcción de la Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra (FICT), se realizaron varios ensayos con la finalidad de clasificar el suelo mediante el

SUCS. Se necesitaron parámetros indispensables para clasificarlos, que se obtuvieron mediante los ensayos de granulometría y límites de Atterberg.

### ➤ **Granulometría**

En este ensayo se siguió un procedimiento sistemático conforme a las directrices establecidas en las guías del Laboratorio de Geotecnia y Construcción de la FICT. Inicialmente, cada muestra fue desagregada utilizando un mazo de goma (Figura 3.6a), con el objetivo de liberar el componente fino, siguiendo los requisitos de la norma ASTM D 4220-00.

Posteriormente, se realizó un cuarteo de las muestras con un cuarteador de arenas para obtener fracciones de 550 g, las cuales fueron cuidadosamente pesadas. A continuación, las muestras se sometieron a un proceso de lavado a través del tamiz N. 200 para eliminar los componentes finos, como limos y arcillas (Figura 3.6b). Una vez finalizado el lavado, las muestras se secaron en un horno durante 24 horas. El ensayo continuó con la granulometría, colocando la muestra en una torre de tamices (Figura 3.6), empleando los tamices N. 4, N. 10, N. 40 y N. 200, con el fin de separar las gravas de las arenas y arcillas. Finalmente, se pesó cada fracción retenida en los tamices, lo que permitió elaborar la curva granulométrica y analizar la distribución de tamaños de grano.

**Figura 3.6** Pasos para el ensayo de granulometría



*Nota:* A) Disgregación de muestra con maso de goma, B) Lavado de muestra con el tamiz N.200 y C)

Torre de tamices.

### ➤ Límites de Atterberg

Para determinar el límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad, se siguió nuevamente el procedimiento descrito en las guías mencionadas anteriormente. El proceso comenzó con el pesaje de una muestra de 550 g, seleccionando el material que pasaba por el tamiz N. 40.

Para determinar el LL, se utilizaron 150 g de la muestra tamizada, los cuales se colocaron en un mortero. Luego, se fue añadiendo agua gradualmente hasta obtener una mezcla homogénea. Esta mezcla se dispuso en la cuchara de Casagrande y se dividió en dos partes, separándola por el centro. A continuación, se contó el número de golpes necesarios para que ambas partes comenzaran a unirse. Posteriormente, la porción unida se extrajo, se pesó y se colocó en un horno para su secado. Este procedimiento se repitió tres veces más, asegurando que el número de golpes estuviera entre 10 y 40, ya que valores fuera de este rango no serían válidos para el análisis.

Después de determinar el LL, se procedió a establecer el LP. Con la muestra restante en el mortero, se tomaron aproximadamente 3 fracciones de 10 g cada una y se dejaron secar durante unos minutos, hasta que fueron manejables sin adherirse a las manos.

Luego, estas fracciones se colocaron sobre una placa de vidrio y se hicieron rodar para formar cilindros alargados hasta que presenten grietas. Al alcanzar este punto, las muestras se colocaron en un recipiente y se llevaron al horno durante 24 horas. Este procedimiento se repitió dos veces más para garantizar la precisión de los resultados obtenidos.

Finalmente, para determinar el Índice de Plasticidad (IP), se calculó la diferencia entre el LL y el LP. Este valor permitió evaluar la plasticidad del material analizado, complementando los resultados obtenidos en los ensayos previos.

### ➤ Corte directo

Para realizar este ensayo, se utilizaron las muestras extraídas de mayor profundidad, siguiendo el procedimiento establecido en las guías. Primero, se seleccionó la muestra y se tamizó utilizando el tamiz N. 10, hasta obtener aproximadamente 400 g del material pasante. Posteriormente, se añadió agua en proporción al porcentaje de humedad previamente calculado para la muestra, y se homogenizó adecuadamente.

Con la muestra preparada, se procedió a ensamblar y pesar la caja de corte, la cual se llenó en varias capas con el material para evitar espacios vacíos. Luego, se pesó nuevamente la caja con el material contenido, lo que permitió determinar la masa de la muestra introducida (Figura 3.7). Conociendo las dimensiones de la caja de corte, se calculó el peso unitario de la muestra mediante la ecuación (3.2).

$$\text{Peso unitario } (\gamma) = \left( \frac{\text{Masa de muestra} \times \text{Gravedad}}{\text{Volumen}} \right) \quad (3.2)$$

**Figura 3.7** Pasos para el ensayo de corte directo



*Nota:* A) Caja de corte armada, B) Caja de corte con el material contenido, C) Pesaje de la caja con el material contenido, D) Equipo de consolidación y corte, E) Pesaje de la muestra húmeda y F) Pesaje de la muestra seca.

Una vez obtenido el peso unitario se calculó el esfuerzo cortante utilizando la ecuación (3.3). Para ello, se consideró la altura desde el punto de extracción de la muestra hasta la carretera,

aplicando este esfuerzo al 100%. Este parámetro es esencial para el ensayo de corte directo, que se realiza aplicando esfuerzos cortantes en al menos dos niveles: al 50% y al 200%.

$$\text{Esfuerzo cortante } (\sigma_v) = \text{Peso unitario} \times \text{Altura} \quad (3.3)$$

Una vez obtenidos estos parámetros, la muestra se dejó en proceso de consolidación durante 24 horas. Al día siguiente, se llevó a cabo el ensayo de corte directo aplicando un esfuerzo al 50%. Posteriormente, este procedimiento se repitió con un esfuerzo al 200%.

El objetivo de este ensayo fue determinar los valores de cohesión “c” y el ángulo de fricción “ $\Phi$ ”, fundamentales para comprender el comportamiento de los materiales cuando se someten a esfuerzos en diversas condiciones.

### **3.3 Interpretación de datos**

La interpretación de los datos obtenidos en campo y laboratorio fue crucial para evaluar la estabilidad de los taludes en las áreas de estudio. A continuación, se detallan los procesos del análisis geotécnico y geofísicos realizados.

#### **3.3.1 Parametrización de datos geotécnicos y geofísicos**

Los datos obtenidos de los ensayos geotécnicos y geofísicos realizados en campo y laboratorio fueron procesados y parametrizados para su análisis detallado. Los ensayos de granulometría, límites de Atterberg y corte directo proporcionaron información fundamental para la clasificación del suelo según SUCS. Entre los parámetros evaluados se incluyeron la distribución granulométrica, la plasticidad y la resistencia al corte, aspectos fundamentales para comprender el comportamiento mecánico del suelo en cada punto crítico analizado.

Simultáneamente, los datos geofísicos recolectados mediante el GPR y ERT fueron procesados mediante programas especializados como *MALÁ Vision* y *Res2Dinv*, respectivamente.

Este procesamiento permitió identificar las discontinuidades del terreno, así como la disposición de las distintas capas geológicas y las zonas de saturación de agua.

La integración de los datos geotécnicos y geofísicos permitió construir un modelo geotécnico del terreno, que reflejó la distribución espacial de las propiedades del suelo, identificando áreas de riesgo potencial para deslizamientos. Esta correlación entre los ensayos validó los resultados y permitió ajustar el modelo para representar con mayor precisión las condiciones del subsuelo.

### **3.3.2 Parametrización de datos para modelación**

Para la modelación de la estabilidad de los taludes, los datos geotécnicos y geofísicos fueron integrados al programa *Slide de Rockscience*, permitiendo simular bajo condiciones estáticas y dinámicas en tres diferentes escenarios.

Se aplicó el criterio de resistencia al corte de Mohr-Coulomb, utilizando parámetros fundamentales como el peso unitario, cohesión y ángulo de fricción del suelo, obtenidos a partir de los ensayos de corte directo. Para los suelos de las capas más profundas, donde no se pudo hacer estos ensayos geotécnicos, se asignaron valores basados en las características geofísicas de cada tipo de suelo identificado. Las simulaciones generaron FS para cada escenario, empleando los métodos de análisis de Bishop y Janbú simplificado.

## **3.4 Evaluación de datos y soluciones**

### **3.4.1 Análisis de estabilidad del talud**

El análisis de la estabilidad se llevó a cabo utilizando los métodos simplificados de Bishop y Janbu, integrados en el programa de *Slide*. Se calcularon los FS para diferentes escenarios, considerando condiciones de sequía, escorrentía y nivel freático a 5 metros bajo estados estáticos y dinámicos. Para determinar estos parámetros y comparar los resultados obtenidos con los valores

de referencia, se tomaron como base los estándares de FS y los parámetros de sismicidad establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) para el sector de Azogues.

### ***3.4.2 Medidas de estabilización***

Con base en los resultados del análisis de estabilidad, se propusieron varias medidas de mitigación para mejorar la estabilidad de los taludes. Estas medidas tienen como objetivo mejorar la seguridad de la infraestructura vial y proteger a las comunidades locales de los riesgos asociados a los deslizamientos de tierra.

## **Capítulo 4**

## 4. Resultados y análisis

### 4.1 Levantamiento de información en campo

El levantamiento de información de datos relevantes sobre la estabilidad de los taludes se realizó en los sectores críticos previamente identificados en conjunto con el MTOP. Durante el levantamiento se identificaron las grietas y escarpes, mostrados en la Tabla 4.1.

**Tabla 4.1** *Inventario del levantamiento de indicios del deslizamiento en El Zhall*

Escarpe/Grieta	Coordenadas		Rumbo	Apertura (cm)	Potencia (cm)
	X	Y			
<b>Grieta 1</b>	762794	9711263	232 SO	47	140 - 120
<b>Grieta 2</b>	762796	9711267	230 SO	35	51
<b>Grieta 3</b>	762783	9711265	237 SO	32	50
<b>Escarpe</b>	762766	9711263	177 S	-	140

Con estos datos recopilados de cada sector, se delimitó el área de deslizamiento en el programa ArcGIS Pro (Figura 4.1). Estas áreas obtenidas fueron necesarias para obtener el volumen del deslizamiento (Tabla 4.2).

**Figura 4.1** *Mapa de áreas vulnerables a deslizamientos*



**Tabla 4.2** Áreas de los deslizamientos de cada sector

Sectores	Áreas (m <sup>2</sup> )
Autopista Azogues-Cuenca	2609
La Ramada	4570
El Zhall	5731

## 4.2 Interpretación de datos geotécnicos del suelo

### 4.2.1 Clasificación de suelos

Se llevó a cabo el análisis a detalle de granulometría y límites de Atterberg para determinar su clasificación SUCS de las 19 muestras, de las cuales solo se pudieron clasificar 12 debido a que no se pudo realizar el segundo ensayo a pesar de su contenido de materiales finos. Se evidenció que todos los suelos tienen un contenido de materiales finos mayor al 50%. La Tabla 4.3 muestra un resumen de los resultados obtenidos, pero los datos completos se presentan en el **Apéndice**.

**Tabla 4.3** Resultados de la clasificación SUCS para las muestras de los tres puntos críticos

Cod. Muestra	% Finos	% Gruesos	% Humedad	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	Clasificación SUCS
M_Zh_03	86,99	3,34	21%	43,80	31,82	11,98	Limo arenoso con grava
M_Zh_09	80,76	6,61	28%	44,68	38,24	6,44	
M_Zh_05	84,99	5,38	26%	54,53	40,33	14,21	Limo elástico arenoso con grava
M_Zh_08	89,12	4,05	29%	69,17	45,53	23,63	
M_Zh_10	88,46	4,01	31%	73,22	60,15	13,07	
M_Zh_06	85,54	7,80	26%	64,72	35,09	29,63	Limo elástico gravoso con arena
M_Zh_07	70,37	20,77	29%	77,98	57,18	20,80	
M_Ra_1	89,16	0,39	26%	63,52	44,15	19,37	Limo elástico arenoso
M_Ra_2	72,85	1,60	27%	70,75	55,75	15,01	
M_Ra_3	96,85	0,11	29%	73,58	71,40	2,18	

<b>M_Ra_4</b>	85,78	0,84	24%	53,74	47,43	6,30	
<b>M_Au_2</b>	68,86	2,12	12%	65,91	20,27	45,64	Arcilla gruesa arenosa

#### 4.2.2 *Peso unitario, cohesión y ángulo de fricción*

Se realizó el ensayo de corte directo para cada punto en las muestras obtenidas de las calicatas utilizando el porcentaje de humedad que se estableció en la Tabla 4.3. Los valores obtenidos del peso unitario, cohesión y ángulo de fricción se detallan en la Tabla 4.4.

**Tabla 4.4** *Resultados del ensayo de corte directo*

<b>Cod. Calicata</b>	<b>Peso unitario</b>	<b>Angulo de fricción</b>	<b>Cohesión</b>
<b>C_Au_01</b>	20,21	20,87	8,46
<b>C_Ra_02</b>	16,01	35,92	12,75
<b>C_Zh_01</b>	16,37	35,11	14,41

Estas muestras fueron tomadas en las calicatas realizadas en la parte inferior del talud, excepto en el sector de la Ramada que se lo realizó en la parte superior del talud, cerca de donde se hizo geofísica. Cada calicata tuvo diferente profundidad debido a las dificultades del terreno, en la Autopista fue de 1,40 metros, la Ramada de 1,60 metros y en el Zhall de 1,20 metros.

### 4.3 **Interpretación de datos geofísicos**

Esta sección se enfoca en la interpretación de los datos geofísicos obtenidos a través de los ensayos GPR y ERT realizados en los tres sectores críticos: Autopista Azogues-Cuenca, La Ramada y El Zhall mostrados en la Figura 4.2. Para cada sector se describieron los resultados y se correlacionan los ensayos para una visión integral de las condiciones subsuelo.

**Figura 4.2** Ubicación de los ensayos geofísicos realizados en cada punto crítico

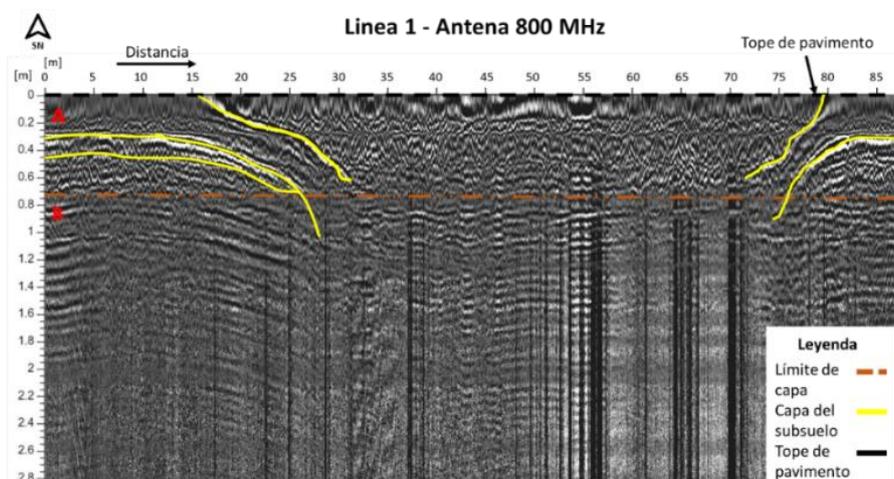


### 4.3.1 Autopista Azogues-Cuenca

#### 4.3.1.1 Resultados del GPR.

En la autopista Azogues-Cuenca se llevaron a cabo tres líneas de escaneo utilizando el georadar con diferentes frecuencias de antena para obtener perfiles detallados del subsuelo. La primera línea, con una longitud de 84 metros y utilizando una antena de 800 MHz, mostró una clara diferenciación de dos capas en el subsuelo (Figura 4.3). Las líneas amarillas indican la continuidad del subsuelo, evidenciando un hundimiento significativo entre la abscisa 25 y 30.

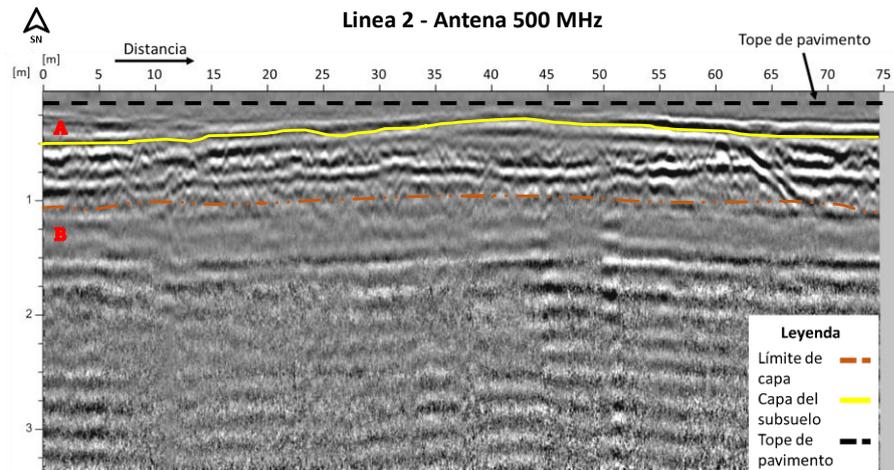
**Figura 4.3** Interpretación del perfil de GPR de la línea 1 con la antena blindada de 800 MHz en la autopista Azogues-Cuenca



*Nota:* A) Capa de suelo 1, B) capa de suelo 2.

La segunda línea, de 75 metros de longitud y también utilizando una antena de 500 MHz, abarca una profundidad de 3.5 metros. Similar al primer perfil, muestra el límite de capa, pero sin evidenciar deformaciones significativas en el subsuelo (Figura 4.4).

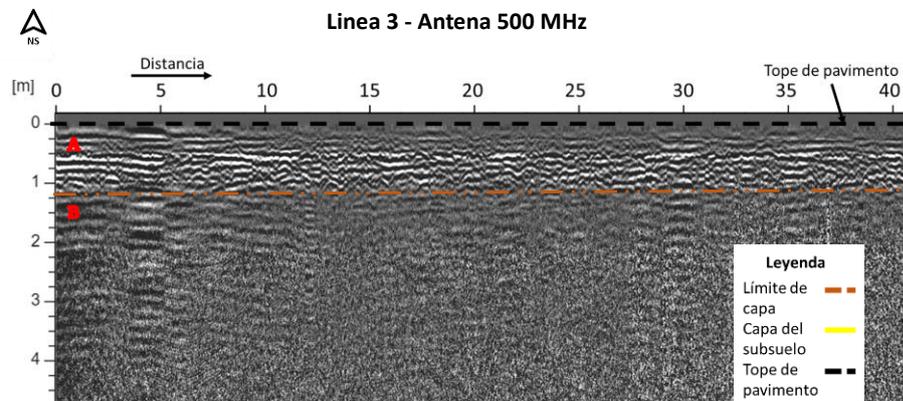
**Figura 4.4** Interpretación del perfil de GPR de la línea 2 con la antena blindada de 500 MHz en la autopista Azogues-Cuenca. A) capa suelo seco. B) capa de suelo saturado



*Nota:* A) Capa de suelo 1, B) capa de suelo 2.

La tercera línea, con una longitud de 125 metros y utilizando una antena de 500 MHz, reveló una mayor complejidad a partir de los 2 metros de profundidad. Aunque la diferenciación del subsuelo se torna menos clara más allá de esta profundidad, aún se distinguen dos capas principales (Figura 4.5).

**Figura 4.5** Interpretación del perfil de GPR de la línea 3 con la antena blindada de 500 MHz, en la Autopista Azogues-Cuenca

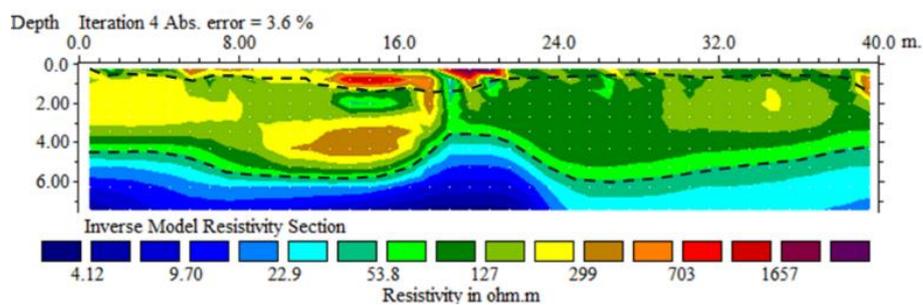


Nota: A) Capa de suelo 1, B) capa de suelo 2.

#### 4.3.1.2 Resultados de ERT.

El perfil de ERT en la autopista reveló variaciones significativas en la resistividad del subsuelo (Figura 4.6), identificando áreas con diferentes grados de saturación y posibles zonas de fracturas, que indican áreas de debilidad estructural. Estas variaciones son cruciales para entender la estabilidad del talud y planificar medidas de mitigación apropiadas. Se identificaron 3 tipos de suelos debido a su variación de resistividades mostradas en el gráfico Figura 4.7.

**Figura 4.6** Interpretación del perfil de ERT en la autopista Azogues-Cuenca

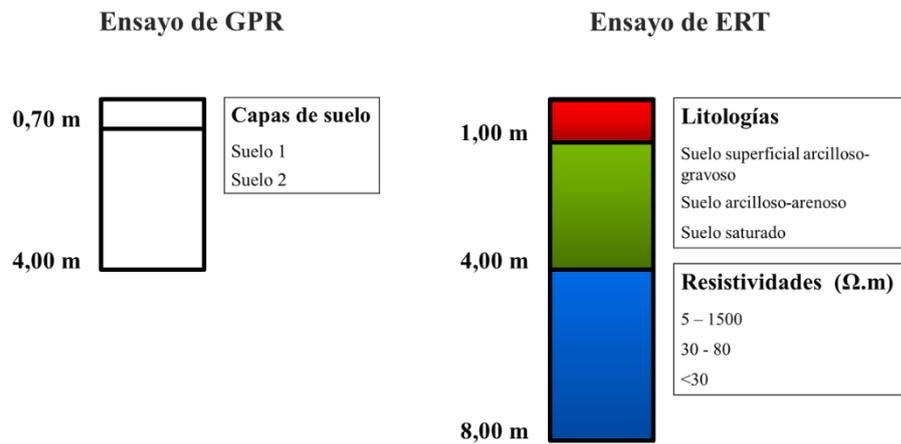


#### 4.3.1.3 Correlación de datos.

Al correlacionar los datos de los ensayos geofísicos de GPR y ERT, se identificaron 2 capas de suelos secos señalados tanto en los radargramas, como en las tomografías y una capa de

suelo saturada, identificada gracias a las resistividades del suelo, ubicada a una profundidad de 4 metros (Figura 4.7).

**Figura 4.7** *Correlación de la interpretación de los ensayos geofísicos en la autopista Azogues-Cuenca*

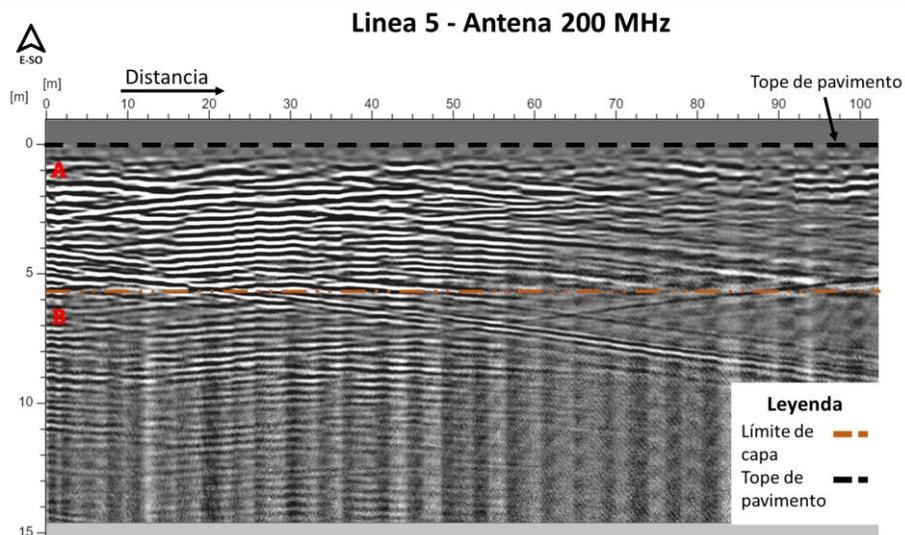


## 4.3.2 La Ramada

### 4.3.2.1 Resultados del GPR.

En la carretera Matrama-Mazar, sector la Ramada, se realizó una línea de longitud de 135 metros que abarcó una profundidad cerca de 15 metros, utilizando una antena de 200 MHz. El perfil mostró la diferenciación de dos capas. (Figura 4.8).

**Figura 4.8** Interpretación del perfil de GPR de la línea 5 con la antena blindada de 200 MHz en la carretera Matrama-Mazar, Sector la Ramada

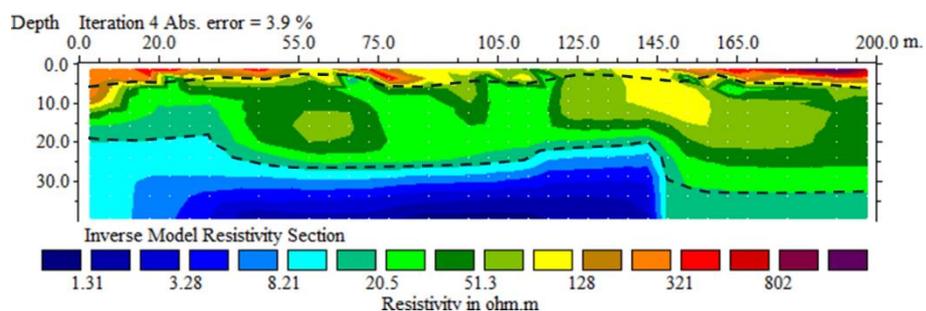


*Nota:* A) Capa de suelo 1, B) capa de suelo 2.

#### 4.3.2.2 Resultados de ERT.

El perfil de ERT en la Ramada mostró resistividades variables, con indicaciones de 3 capas de suelo con diferentes resistividades. Las zonas de baja resistividad se correlacionan con áreas saturadas y posibles zonas de deslizamientos (Figura 4.9).

**Figura 4.9** Interpretación del perfil de ERT en "La Ramada"

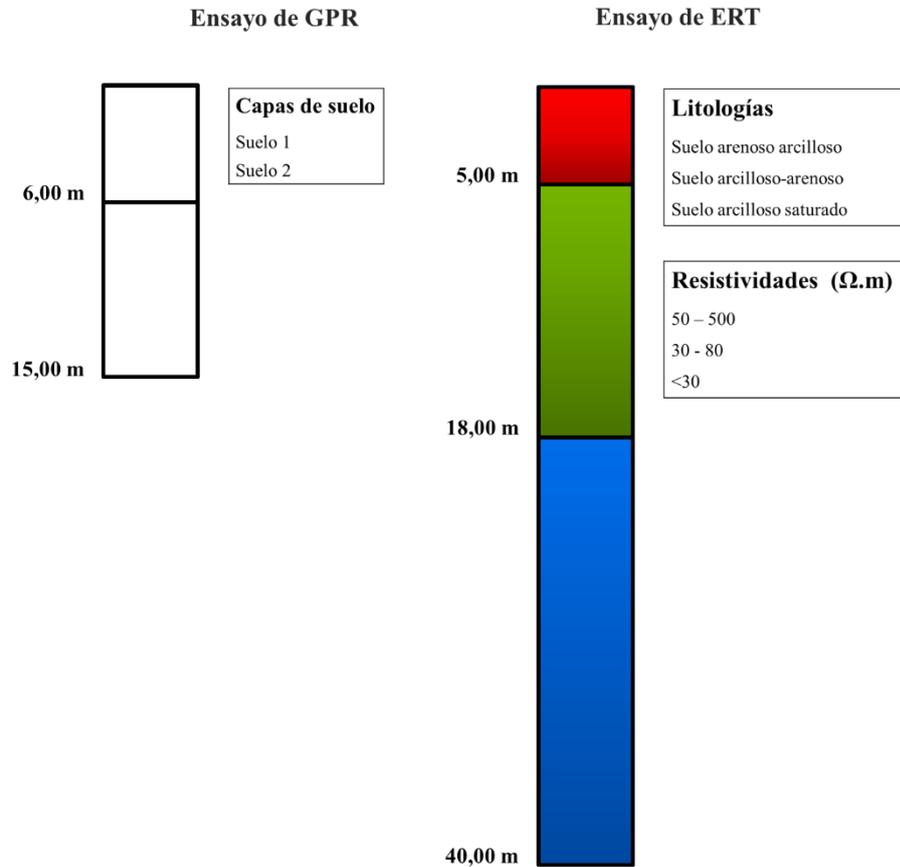


#### 4.3.2.3 Correlación de datos.

Con los resultados de los ensayos geofísicos de GPR y ERT se identificaron 2 capas de suelos secos señalados tanto en los radargramas, como en las tomografías y una capa de suelo

saturada, identificada gracias a las resistividades del suelo, ubicada a una profundidad de 18 metros (Figura 4.10).

**Figura 4.10** *Correlación de la interpretación de los ensayos geofísicos en la Ramada.*

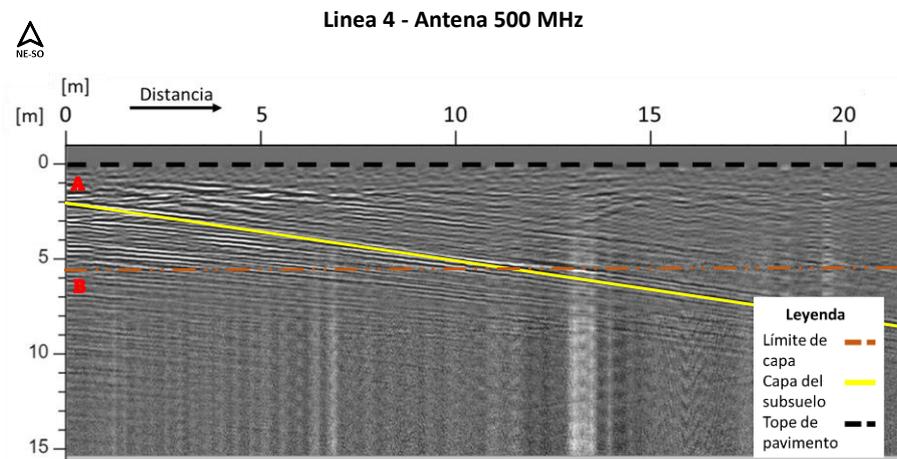


### 4.3.3 El Zhall

#### 4.3.3.1 Resultados del GPR.

En el sector El Zhall, se realizó una línea de 105 metros de longitud utilizando una antena de 500 MHz, abarcando una profundidad significativa de 15 metros (Figura 4.11). El perfil mostró la diferenciación de dos capas.

**Figura 4.11** Interpretación del perfil de GPR de la línea 4 con la antena blindada de 500 MHz en la carretera Matrama-Mazar, Sector el Zhall.

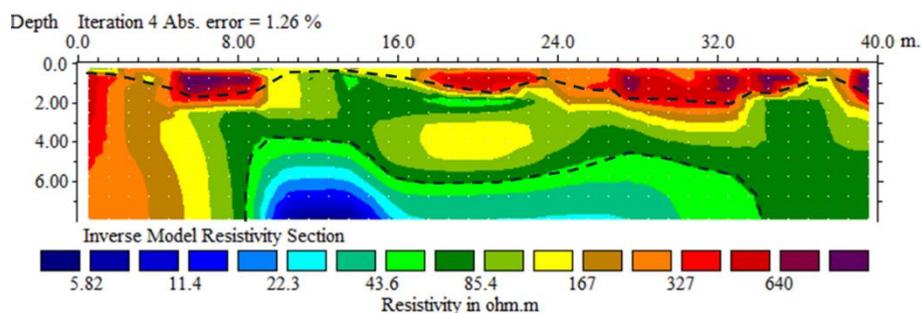


Nota: A) Capa de suelo 1, B) capa de suelo 2.

#### 4.3.3.2 Resultados de ERT.

El perfil de ERT en el Zhall reveló variaciones significativas en la resistividad del suelo, logrando identificar 3 tipos. Las zonas de baja resistividad se correlacionan con áreas saturadas y posibles zonas de deslizamientos (Figura 4.12).

**Figura 4.12** Interpretación del perfil de ERT en el Zhall.

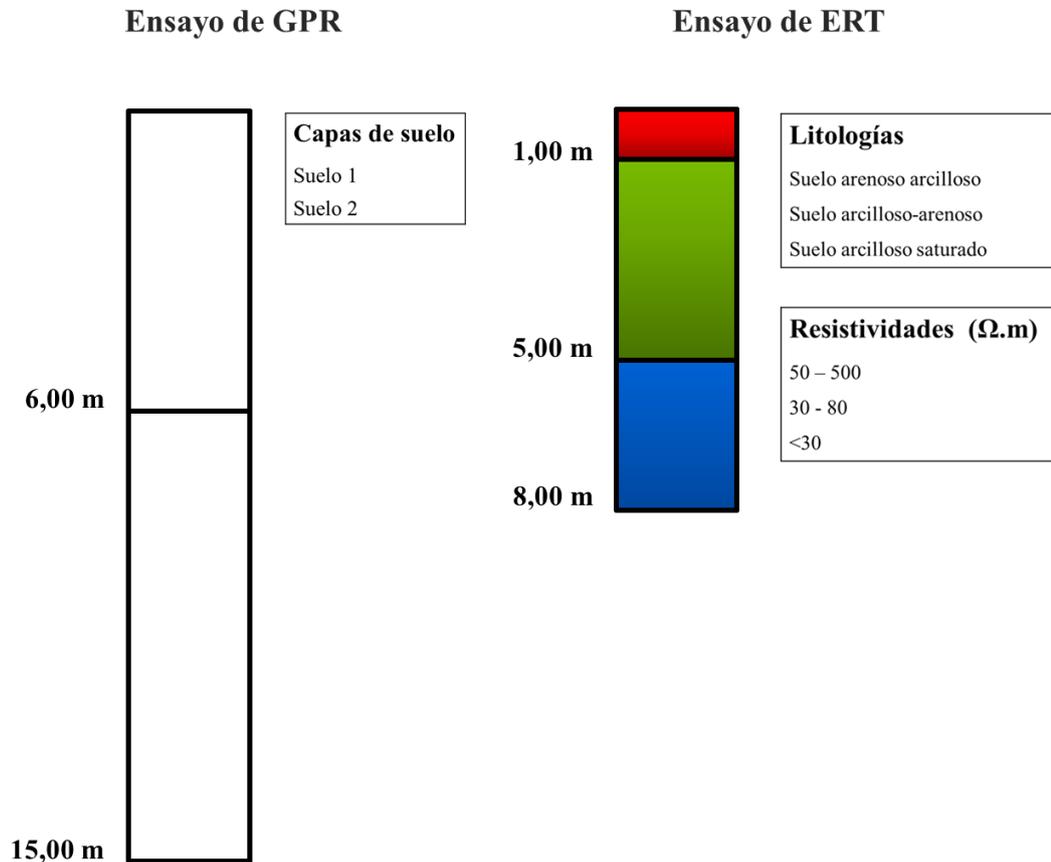


#### 4.3.3.3 Correlación de datos.

Los resultados de los ensayos geofísicos de GPR y ERT se identificaron 2 capas de suelos secos señalados tanto en los radargramas, como en las tomografías y una capa de suelo

saturada, identificada gracias a las resistividades del suelo, ubicada a una profundidad de 5 metros (Figura 4.13).

**Figura 4.13** *Correlación de la interpretación de los ensayos geofísicos en el Zhall.*



#### 4.4 Análisis de los datos

Una vez que se modelaron los taludes en cada uno de los puntos críticos, se procedió a calcular el FS utilizando dos métodos matemáticos: Bishop y Janbu. Estos métodos son ampliamente utilizados en la estabilidad de taludes debido a sus enfoques distintos para el análisis de equilibrio límite. El método de Bishop asume que las fuerzas normales actúan perpendicularmente a las superficies de deslizamiento, lo que simplifica el cálculo de los factores de seguridad en comparación con Janbu, que considera fuerzas inclinadas, lo cual puede ofrecer una mayor precisión en ciertas condiciones.

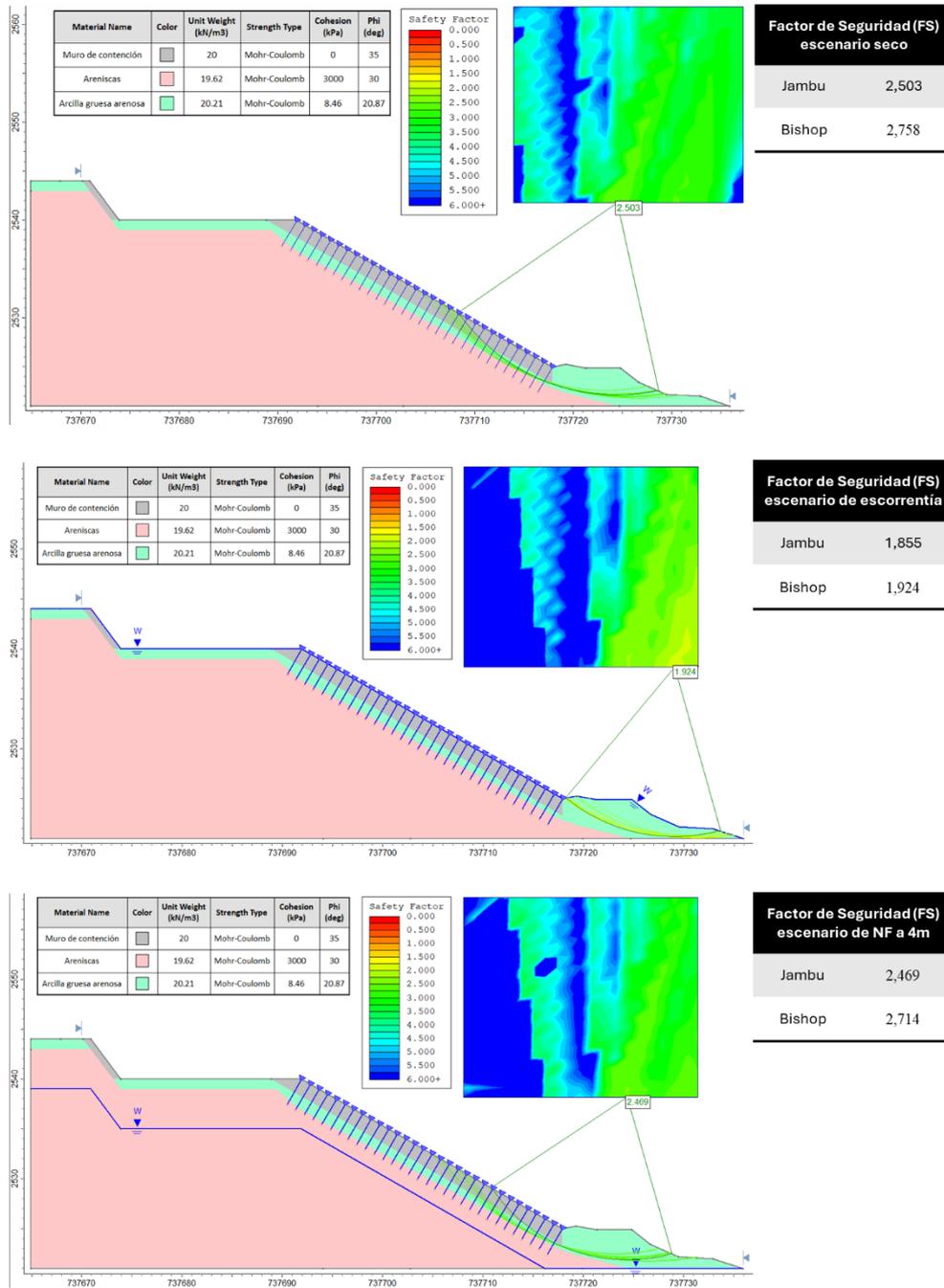
En el análisis, se establecieron tres escenarios para cada punto crítico: escenario seco, escenario con nivel freático y escenario con escorrentía o lluvias fuertes. Además, se realizó un análisis en dos condiciones: estática y dinámica, lo que permitió obtener los valores de FS correspondientes.

Estos valores de FS fueron comparados con la NEC para verificar el cumplimiento de los parámetros mínimos requeridos. Según esta NEC, el FS mínimo debe ser de 1.05 para escenarios estáticos y de 1.5 para escenarios dinámica con un coeficiente sísmico de 0.25 correspondiente a la zona de Cañar (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

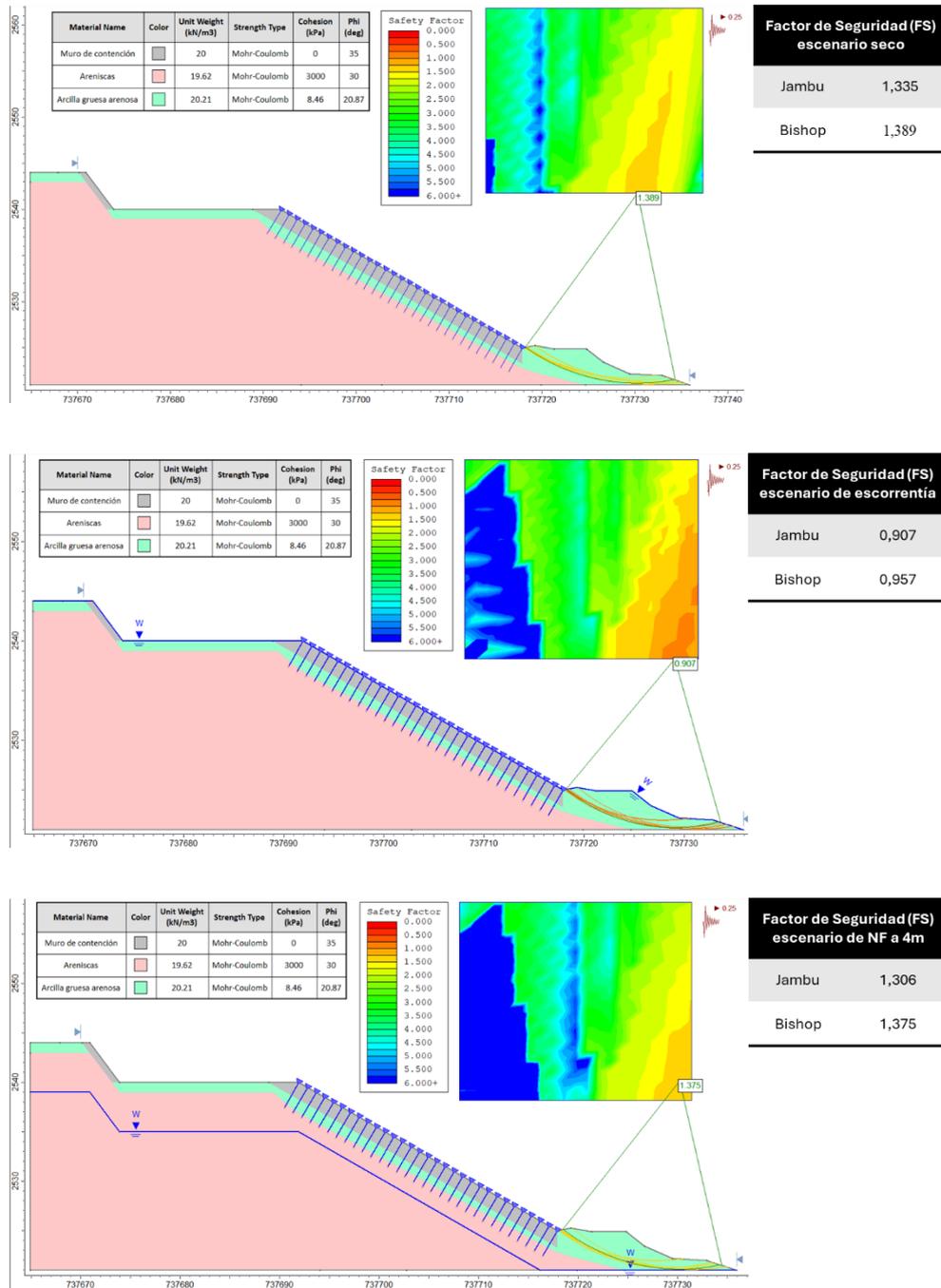
Dado que los suelos encontrados corresponden a suelos blandos y no a formaciones rocosas, se optó por utilizar el método de Mohr-Coulomb para el análisis de estabilidad. Este método es ampliamente reconocido por su capacidad para modelar el comportamiento de suelos bajo condiciones de carga, y se basa en la consideración de tres parámetros clave: el peso específico, el ángulo de fricción interna y la cohesión, determinados para cada estrato.

En la capa superficial, se utilizaron los datos geotécnicos obtenidos a través de ensayos de laboratorio cabe recalcar que se usaron las normas ASTM para realizar cada uno de los ensayos geotécnicos, lo que proporcionó una caracterización precisa del material presente. Para las capas más profundas, donde los datos directos eran limitados, se recurrió a información bibliográfica relevante, ajustada según los resultados de estudios de resistividad y la geología local. Esto permitió obtener un modelo geotécnico integral y confiable que refleja las condiciones del subsuelo con precisión, los modelos de estabilidad se presentan a continuación en la Figura 4.14, Figura 4.15, Figura 4.16, Figura 4.17, Figura 4.18 y Figura 4.19.

**Figura 4.14** Análisis de estabilidad en condiciones estáticas de la Autopista Azogues-Cuenca



**Figura 4.15** Análisis de estabilidad en condiciones dinámicas de la Autopista Azogues-Cuenca



**Figura 4.16** Análisis de estabilidad en condiciones estáticas en el sector Ramada

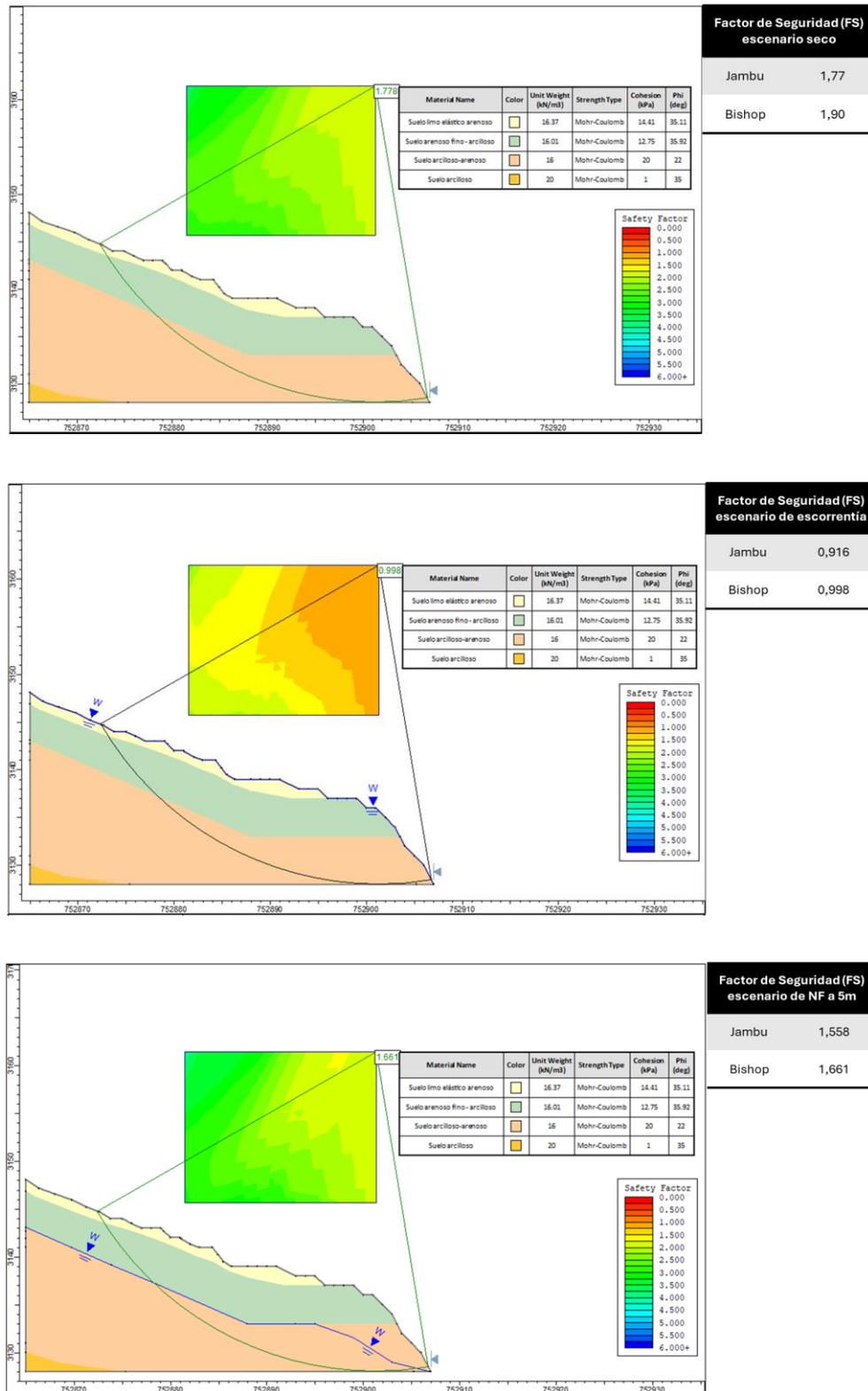
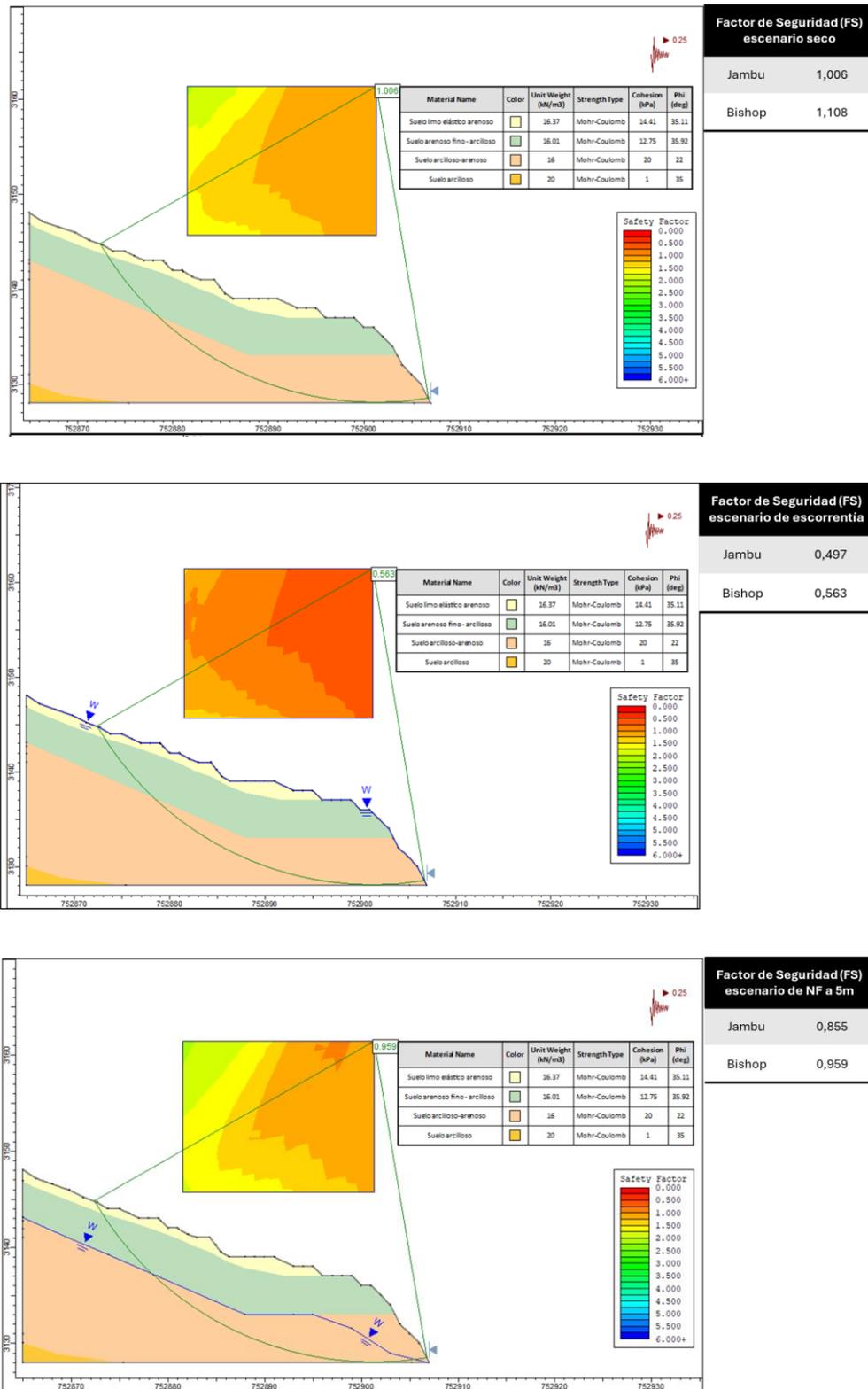
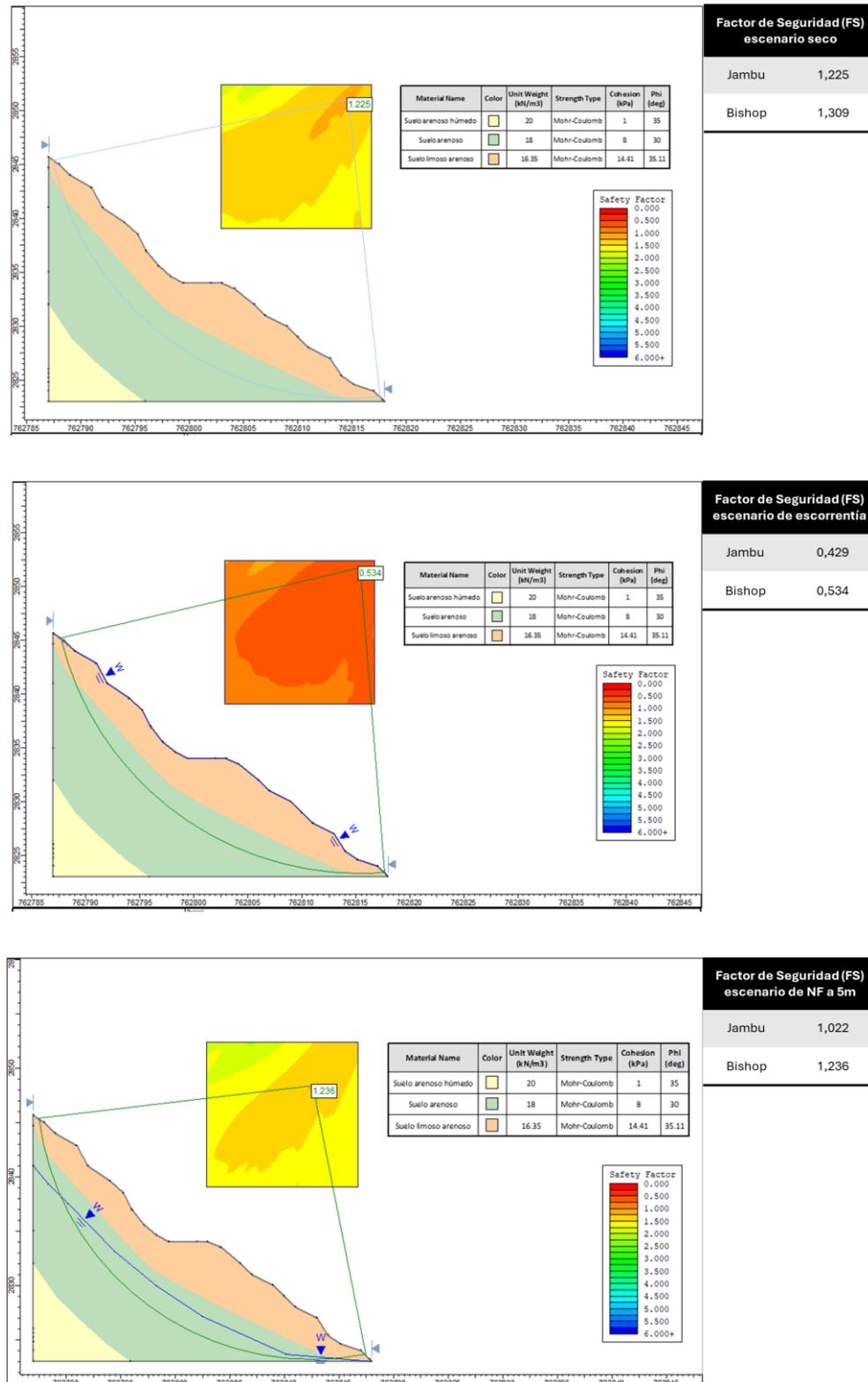


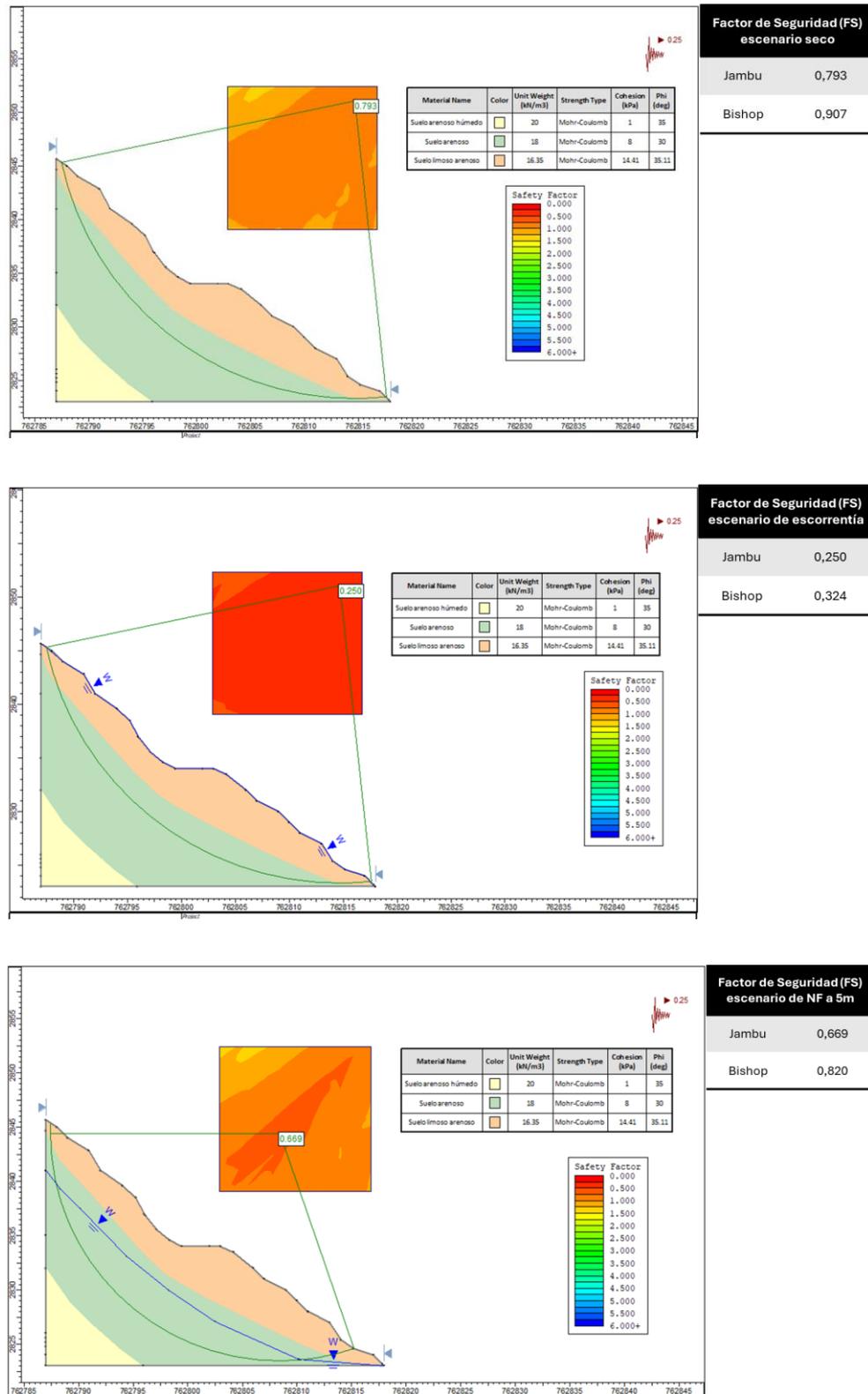
Figura 4.17 Análisis de estabilidad en condiciones dinámicas en el sector Ramada



**Figura 4.18** Análisis de estabilidad en condiciones estáticas en el sector Zhall



**Figura 4.19** Análisis de estabilidad en condiciones dinámicas en el sector Zhall



#### 4.4.1 *Análisis de resultados de la estabilidad de taludes*

El análisis de la estabilidad de los taludes en los diferentes sectores evaluados revela diferencias significativas en los FS bajo diversas condiciones, así como volúmenes considerables de material en riesgo de deslizamiento. En base a la interpretación de los resultados y utilizando las áreas obtenidas según la Tabla 4.2, se determinaron los volúmenes de masa inestable en cada uno de los sectores evaluados.

En el sector de la **autopista Azogues-Cuenca**, con un área de 2609 m<sup>2</sup> y una altura del perfil de falla del talud de 5 metros, se calculó un volumen de 4174 m<sup>3</sup> de material potencialmente inestable. Los resultados indican que, en **condiciones estáticas**, solo el escenario seco alcanza un FS de 1.16, ligeramente por encima del umbral mínimo de estabilidad según la NEC. Sin embargo, en el escenario de escorrentía, el FS cae a 0.66, y con el nivel freático a 5 metros, el FS es de 1.09, ambos por debajo de los valores de referencia, lo que significa una alta susceptibilidad a deslizamientos en presencia de agua. En **condiciones dinámicas** los resultados fueron aún más alarmantes. Ningunos de los escenarios evaluados alcanzó el FS mínimo de 1.50 requerido para condiciones sísmicas, conforme la NEC. El FS para el escenario seco es de 0.71, mientras que, en el caso de escorrentía disminuye drásticamente a 0.40, y para el nivel freático, el FS es de 0.67. Las superficies de falla varían en tamaño, pero siguen ubicándose predominantemente en la parte superior del talud. Este comportamiento es típico de un deslizamiento de taludes de relleno, asociado con movimientos en el terreno natural subyacente, compactación inadecuada y saturación del relleno debido a escorrentías incontroladas.

En el sector de la **Ramada**, con un área afectada de 4570 m<sup>2</sup> y una altura del perfil de falla del talud de 6.5 metros, se calculó un volumen de 29705 m<sup>3</sup> de material susceptible a deslizarse. Los resultados son más favorables en **condiciones estáticas**. El FS es de 1.84 en el escenario seco, lo que indica una buena estabilidad, y de 1.13 con el nivel freático a 5 metros, también por encima del mínimo exigido. Sin embargo, en el escenario de escorrentía, el FS desciende a 0.96, que se

encuentran por debajo del umbral de estabilidad de la NEC. A pesar de ello, la diferencia no es tan significativa, por lo que este escenario puede considerarse relativamente estable. Los modelos muestran que, debido a las condiciones del suelo, la superficie de falla se extiende a lo largo de casi todo el talud, lo que sugiere la formación de una falla más global. En **condiciones dinámicas**, se observa que los FS disminuyen significativamente. Según la NEC, el mínimo requerido debería ser de 1.50, pero en el escenario seco el FS es de 1.06, en el de escorrentía es de 0.53, y con nivel freático es de 0.74, todos por debajo de este umbral. Estos resultados son característicos de una falla de taludes de relleno, de igual manera que en el talud anterior analizado.

En el sector del **Zhall**, con un área de 5731 m<sup>2</sup> y una altura del perfil de falla del talud de 6 metros, se obtuvo un volumen de 34,386 m<sup>3</sup> de material potencialmente inestable. Las propiedades del suelo en esta zona muestran la formación de una falla global, lo que compromete todo el talud, desde la corona hasta el pie. Esta situación fue corroborada en campo mediante la presencia de escarpes y grietas en las áreas afectadas. El FS en los escenarios seco (1.27) y con nivel freático (1.61) cumplen con los requisitos estáticos de la NEC. Sin embargo, en el escenario de escorrentía, el FS cae a menos de 0.60, lo que indica que este es el escenario más crítico bajo **condiciones estáticas** siendo más propenso a deslizarse. En **condiciones dinámicas**, el sector de El Zhall no cumple con el factor de seguridad mínimo requerido por la NEC, con valores en todos los escenarios por debajo de 1. El escenario de escorrentía sigue siendo el más crítico, con un FS de solo 0.30, confirmando una inestabilidad extrema bajo condiciones sísmicas. Este comportamiento corresponde a una falla de talud por encima de la carretera, que combina deslizamientos rotacionales y traslacionales.

#### **4.4.2 Comparación de factor de seguridad con respecto a la NEC**

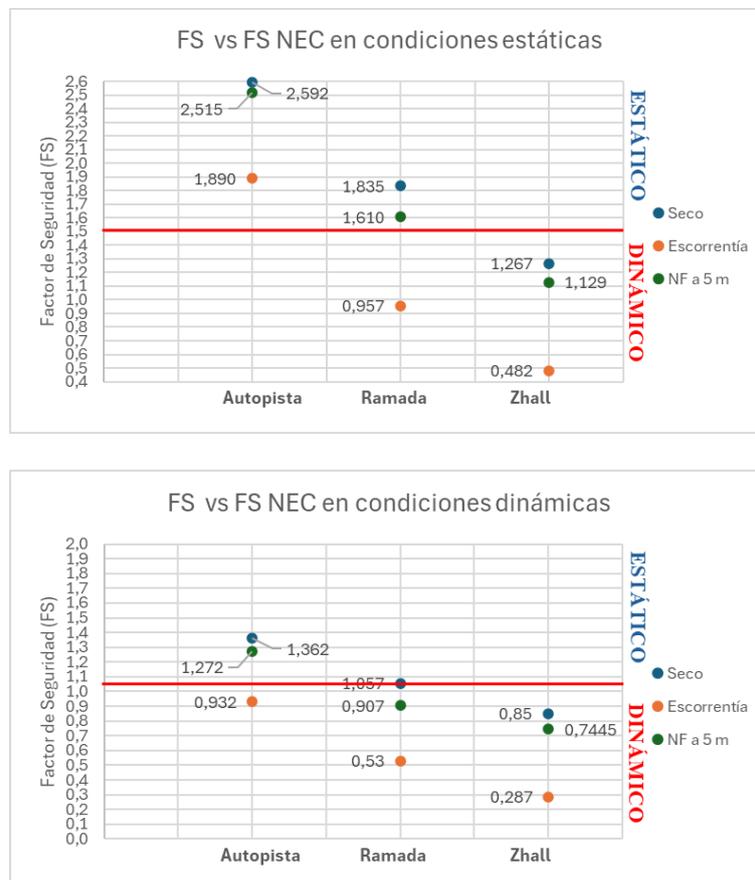
A continuación, se presenta una comparación de los FS obtenidos en los modelos analizados con los valores establecidos por la NEC (Figura 4.20). Los resultados se detallan en la Tabla 4.5.

**Tabla 4.5** Factores de seguridad mínimos establecidos por el NEC

Condición	FS Corte mínimo	
	Diseño	Construcción
<b>Carga muerta + carga viva nominal</b>	1.5	1.25
<b>Carga muerta + carga viva máxima</b>	1.25	1.1
<b>Carga muerta + carga viva nominal+ sismo de diseño pseudo estático</b>	1.1	1
<b>Taludes – condición estática y agua subterránea normal</b>	1.5	1.25
<b>Taludes – condición pseudo estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño</b>	1.05	1

Nota: Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, (2014)

**Figura 4.20** FS vs FS NEC bajo condiciones estáticas y dinámicas



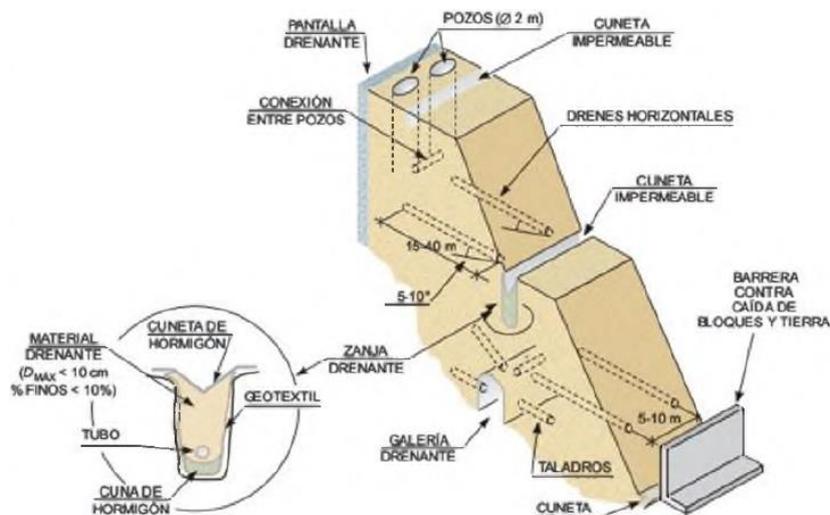
Estos resultados destacan la urgencia de implementar medidas de mitigación en los tres sectores, priorizando intervenciones para mejorar el drenaje, controlar la escorrentía y reforzar la estructura de los taludes, con el fin de reducir el riesgo de deslizamiento, proteger la infraestructura vial y las comunidades aledañas.

#### 4.4.3 Medidas de mitigación

##### ➤ Drenaje superficial y profundo

A partir del análisis de estabilidad realizado, se ha determinado que el escenario con los FS más bajos y mayor propensión a fallas corresponde a condiciones de escorrentías o lluvias intensas. Por ello, es fundamental la implementación de sistemas de drenaje eficientes que permitan la rápida evacuación del exceso de agua superficial y subterránea para los 3 sectores analizados. Estos sistemas deberán incluir zanjas perimetrales, canales de drenaje en espina de pescado y drenajes horizontales o pozos profundos, que reduzcan la saturación del suelo y, en consecuencia, minimicen la presión intersticial. Con estas medidas se previene la sobrecarga del talud, reduciendo significativamente el riesgo de deslizamiento al mantener el nivel freático bajo control (Figura 4.21).

**Figura 4.21** Ejemplo de medidas de drenaje y protección en taludes

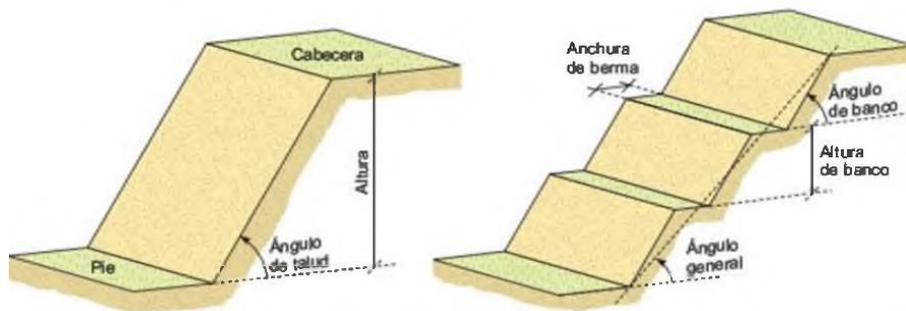


Nota: Recuperado de González de Vallejo, (2002).

### ➤ **Modificación de la Geometría del Talud**

La modificación de la geometría del talud es otra medida eficaz para aumentar su estabilidad. Esto incluye reducir la inclinación del talud, crear bancos o bermas para interrumpir los posibles planos de deslizamiento, y aumentar el peso en la base del talud mediante el uso de escolleras o muros de contención. Estas modificaciones ayudarían a redistribuir las fuerzas internas del talud en el sector de La Ramada, reduciendo las probabilidades de deslizamiento (Figura 4.22).

**Figura 4.22** *Ejemplo de modificación de la geometría del talud*



Nota: Recuperado de González de Vallejo, (2002).

### ➤ **Reforzamiento del Talud**

En áreas donde los suelos presentan baja cohesión y alta susceptibilidad al deslizamiento, el uso de elementos estructurales de refuerzo es crucial. Se recomienda la instalación de pilotes, muros de contención y pantallas ancladas en el sector El Zhall para proporcionar resistencia adicional al corte y aumentar la estabilidad global del talud. Los pilotes y pantallas ancladas actúan como barreras contra el movimiento del suelo, mientras que los muros de contención estabilizan el pie del talud al incrementar la tensión normal sobre las superficies de deslizamiento, evitando el colapso del material (Figura 4.23).

**Figura 4.23** *Ejemplo de reforzamiento del talud con muros de gaviones*



Nota: Recuperado de Highland & Bobrowsky, (2008).

➤ **Revegetación y Cobertura Superficial**

La revegetación de las superficies del talud es una medida complementaria que contribuye a mejorar su estabilidad. Plantar especies vegetales con sistemas radiculares profundos puede ayudar a consolidar el suelo, incrementando su cohesión y reduciendo la erosión superficial causada por las lluvias. Además, la instalación de coberturas geotextiles proporciona una capa protectora que previene la erosión adicional y aumenta la capacidad de drenaje del suelo. Estas medidas no solo estabilizan el talud de forma efectiva, sino que también promueven la restauración ecológica de las áreas afectadas, lo cual sería ideal para el talud de la autopista Azogues-Cuenca (Figura 4.24).

**Figura 4.24** *Ejemplo de revegetación y cobertura vegetal*



Nota: Recuperado de Highland & Bobrowsky, (2008).

## **Capítulo 5**

## 5. Conclusiones y recomendaciones

### 5.1 Conclusiones

- En base a las de grietas sobre la carretera y escarpes debajo del talud observadas, se determinó que los deslizamientos en los sectores de la autopista Azogues-Cuenca y la Ramada corresponden a fallas de talud de relleno, clasificadas como falla tipo 2. Mientras tanto, en el sector el Zhall, se identificó un deslizamiento por debajo de la carretera, correspondiente a una falla tipo 4, de acuerdo con la clasificación de fallas comunes en carreteras de montaña de Hearn del 2011.
- Las propiedades geotécnicas evaluadas permitieron clasificar los suelos en los diferentes sectores estudiados. En la autopista Azogues-Cuenca se identificó una capa de arcilla gruesa arenosa; en la Ramada se halló una capa de limo elástico arenoso; mientras que en el Zhall se identificaron tres capas de limos con diferentes proporciones de arena y grava: la primera capa corresponde a un limo elástico gravoso con arena, la segunda a un limo elástico arenoso con grava y la tercera a un limo arenoso con grava.
- Los ensayos geofísicos, como el GPR y ERT, fueron eficaces para identificar zonas de saturación de los materiales y variabilidad de las resistividades de los suelos . Esta información, combinada con la caracterización geotécnica, resultó fundamental para determinar la distribución de capas de suelos.
- El análisis de estabilidad muestra que los sectores de la Ramada y el Zhall presentan FS significativamente inferiores a los mínimos requeridos por la NEC, especialmente bajo condiciones de escorrentía, con valores de FS de 0,96 y 0,48, respectivamente, en condiciones estáticas; y 0,53 y 0,29 en condiciones dinámicas. Dado a este alto riesgo de deslizamientos, se recomienda implementar medidas de mitigación como la mejora del drenaje, refuerzo de taludes con técnicas de estabilización mecánica, y un monitoreo constante para proteger la infraestructura vial.

## 5.2 Recomendaciones

- Se recomienda realizar ensayos geofísicos adicionales, pueden ser sondeos eléctricos verticales o ERT, que cubran toda la extensión del perfil, tanto en la parte superior como en la inferior del talud, con un mayor alcance en profundidad. Estos estudios deberían complementarse con perforaciones profundas para obtener una caracterización más precisa de las propiedades del suelo y detectar posibles capas inestables no identificadas en la investigación actual.
- Es fundamental implementar un programa de monitoreo constante utilizando inclinómetros o piezómetros para detectar cambios o desplazamientos en el talud. Este monitoreo debe realizarse en tiempo real para garantizar una respuesta rápida a cualquier indicio de inestabilidad y permitir ajustes en las medidas de mitigación.

## Referencias

- Aspden, J. A., & Litherland, M. (1992). The geology and Mesozoic collisional history of the Cordillera Real, Ecuador. *Tectonophysics*, 205(1), 187–204. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0040-1951\(92\)90426-7](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0040-1951(92)90426-7)
- Aspden, J. A., Litherland, M., & Salazar, E. (1988). Una interpretación preliminar de la historia colisional del Centro y Sur del Ecuador y posibles controles para la geología cenozoica y de mineralización polimetálicas. *Politécnica (Quito)*, 5(Monografía de Geología), 49–75.
- Cobos-Mora, S. L., Rodríguez-Galiano, V., & Lima, A. (2023). Analysis of landslide explicative factors and susceptibility mapping in an andean context: The case of Azuay province (Ecuador). *Heliyon*, 9(9), e20170. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2023.e20170>
- Collins, B. D., Reid, M. E., Coe, J. A., Kean, J. W., Baum, R. L., Jibson, R. W., Godt, J. W., Slaughter, S. L., & Stock, G. M. (2021). Progress and lessons learned from responses to landslide disasters. *Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk: Volume 1 Sendai Landslide Partnerships and Kyoto Landslide Commitment 5th*, 85–111.
- Egüez, A., & Aspden, J. A. (1993). The Mesozoic-Cenozoic evolution of the Ecuadorian Andes. In *Andean geodynamics : extended abstracts* (pp. 179–182).
- El Universo. (2024). *El Niño está activo en Ecuador y se pronostican lluvias por encima de lo normal para febrero, según Erfen.*
- González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería geológica.*
- He, Y., Ding, M., Liu, K., & Lei, M. (2022). The Impact of Geohazards on Sustainable Development of Rural Mountain Areas in the Upper Reaches of the Min River. *Frontiers in Earth Science*, 10, 862544. <https://doi.org/10.3389/FEART.2022.862544/BIBTEX>

- Hearn, G. J., Hunt, T., & d'Agostino, S. (2011). C3 Soil slope stabilization. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, 24(1), 165–188.
- Highland, L. M., & Bobrowsky, P. (2008). *The landslide handbook-A guide to understanding landslides* (Issue 1325). US Geological Survey.
- Hungerbühler, D., Steinmann, M., Winkler, W., Seward, D., Egüez, A., Peterson, D. E., Helg, U., & Hammer, C. (2002). Neogene stratigraphy and Andean geodynamics of southern Ecuador. *Earth-Science Reviews*, 57(1–2), 75–124.
- Kearey, P., Brooks, M., & Hill, I. (2002). *An introduction to geophysical exploration* (Third).
- Kennan, L., & Pindell, J. (2009). Dextral shear, terrane accretion and basin formation in the Northern Andes: Best explained by interaction with a Pacific-derived Caribbean Plate? *Geological Society, London, Special Publications*, 328. <https://doi.org/10.1144/SP328.20>
- Laboratorio de Geotecnia y Construcción de FICT. (n.d.). *Repositorio del laboratorio de geotecnia y construcción de FICT*.
- Lacroix, P., Handwerger, A. L., & Bièvre, G. (2020). Life and death of slow-moving landslides. *Nature Reviews Earth & Environment*, 1(8), 404–419.
- Lavenu, A. (2006). Neotectónica de los Andes entre 1 N y 47 S (Ecuador, Bolivia y Chile): una revisión. *Revista de La Asociación Geológica Argentina*, 61(4), 504–524.
- Litherland, M. (1994). The metamorphic belts of Ecuador. *Overseas Mem Br Geol Surv*, 11, 1–147.
- Michaud, F., Pazmiño, N., & Collot, Jean-Yves. (2009). *El karst submarino de mega depresiones circulares de la Cordillera de Carnegie (Ecuador): posible origen por disolución submarin*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (n.d.). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC*.

MTOP. (2021). *Deslizamientos obstruyen vías hacia el oriente en la Zona 6*.

MTOP. (2022a). *MTOP Cañar apoya a los GADs frente a temporada de lluvias*.

MTOP. (2022b). *Plan Vial Nacional 2025 destina 5.200 millones de dólares para Alianzas Público Privadas y 550 millones para inversión*. <https://www.obraspublicas.gob.ec/plan-vial-nacional-2025-concreta-obras-para-fortalecer-la-conectividad/#:~:text=De los 161 millones de dólares%2C 64%2C88 están,viales y 10%2C74 millones de dólares para reconstrucciones>.

Naciones Unidas. (2020). *América Latina y el Caribe: la segunda región más propensa a los desastres*. Noticias ONU. <https://news.un.org/es/story/2020/01/1467501>

NASA. (n.d.). *Landslide*. NASA Global Precipitation Measurement. <https://gpm.nasa.gov/applications/landslides#:~:text=Landslides are one of the most pervasive hazards,roads%2C damage infrastructure%2C and cause thousands of fatalities>.

Orozco, A. (2017). *Caracterización morfoestructural y geomecánica de suelos en la zona de Tambo-Provincia De Cañar*. Escuela Politécnica Nacional.

Romero, Z. (2015). *Atlas del Cantón Azogues*. Universidad del Azuay.

Ronquillo, B. (2023). *Caracterización geotécnica y evaluación del riesgo de deslizamiento en 3 puntos críticos presentes en la vía Matrama Mazar perteneciente a la provincia de Cañar*.

SNGR. (2012). *Deslaves*. <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/deslaves/>

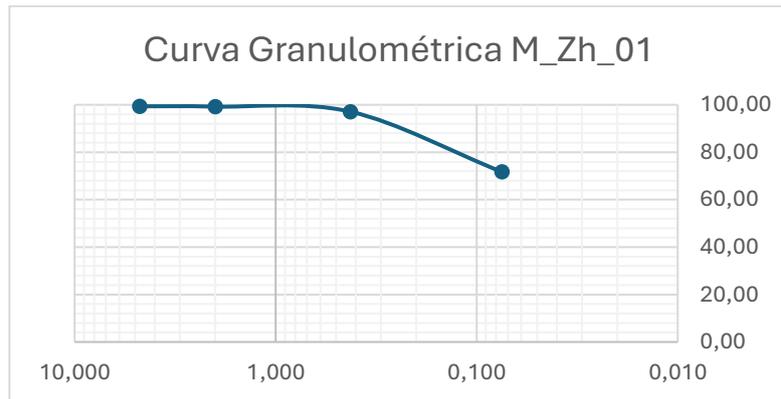
- Stanley, M. (2024). *Landslide*. National Geographic Education. <https://education.nationalgeographic.org/resource/landslide/>
- Steinmann, M., Hungerbühler, D., Seward, D., & Winkler, W. (1999). Neogene tectonic evolution and exhumation of the southern Ecuadorian Andes: a combined stratigraphy and fission-track approach. *Tectonophysics*, 307(3), 255–276. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0040-1951\(99\)00100-6](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0040-1951(99)00100-6)
- Urgilez, A. (2024). Analysis of the slow-moving landslide in the Mazar Region in southeast Ecuador. In *TU Delft University*. <https://doi.org/10.4233/uuid>
- Verdezoto, P. (2006). *Levantamiento geológico del sector comprendido entre las latitudes 2°37' S y 2°50' S, provincias de Cañar y Azuay, con especial enfoque sobre las secuencias miocénicas*. Escuela Politécnica Nacional.
- World Health Organization. (2019). *Landslides*. [https://www.who.int/health-topics/landslides/#tab=tab\\_1](https://www.who.int/health-topics/landslides/#tab=tab_1)

## Apéndice A

### Granulometría + Lavado

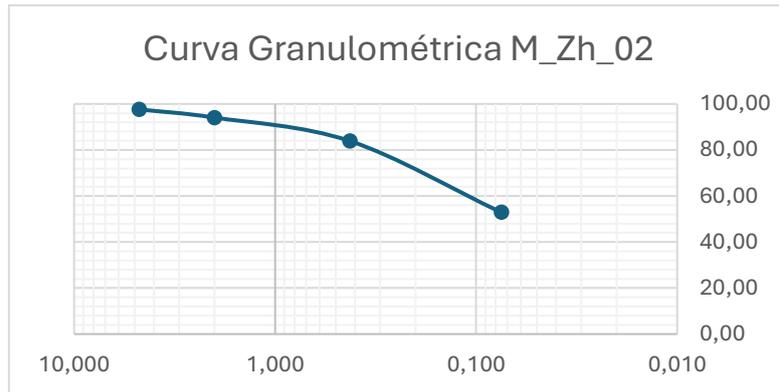
#### Muestra M\_Zh\_01

A	101,04	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	% Pasa Acum
B	651,04	4	4,750	3,41	0,62	0,62	549,15	99,38
C= (B - A)	550,00	10	2,000	0,86	0,16	0,77	548,29	99,23
D	267,04	40	0,425	11,62	2,10	2,88	536,67	97,12
E = (D - A)	166,00	200	0,075	140,33	25,40	28,27	396,34	71,73
F = (C - E)	384,00							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	70%							
		Fondo + F		396,34				
		Total		552,56			Masa Ini	550,00
							Masa Fin	552,56
							% Error	0,47%



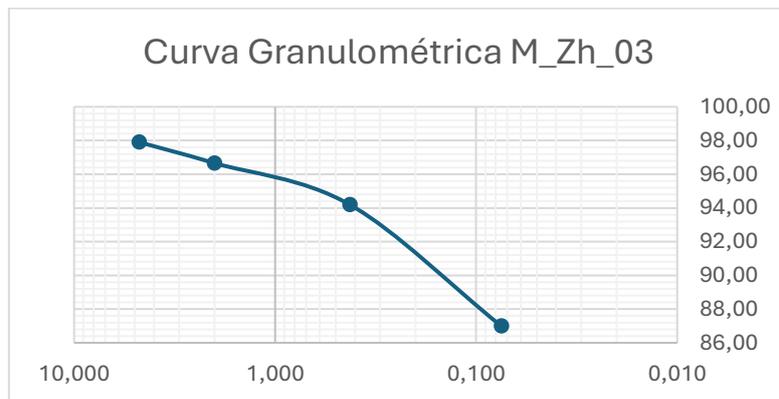
#### Muestra M\_Zh\_02

A	105,02	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	655,02	4	4,750	12,95	2,36	2,36	534,72	97,64
C= (B - A)	550,00	10	2,000	19,51	3,56	5,93	515,21	94,07
D	373,53	40	0,425	55,7	10,17	16,10	459,51	83,90
E = (D - A)	268,51	200	0,075	169,84	31,01	47,11	289,67	52,89
F = (C - E)	281,49							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	51%							
		Fondo + F		289,67				
		Total		547,67			Masa Ini	550,00
							Masa Fin	547,67
							% Error	0,42%



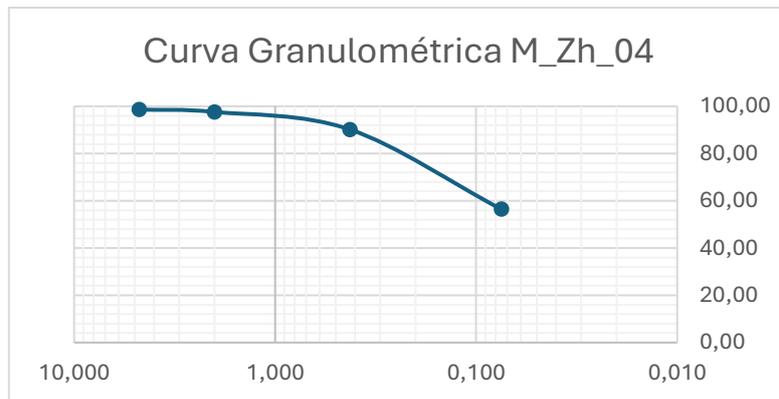
### Muestra M\_Zh\_03

A	91,91	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	641,91	4	4,750	11,53	2,09	2,09	538,85	97,91
C = (B - A)	550,00	10	2,000	6,86	1,25	3,34	531,99	96,66
D	166,16	40	0,425	13,55	2,46	5,80	518,44	94,20
E = (D - A)	74,25	200	0,075	39,65	7,20	13,01	478,79	86,99
F = (C - E)	475,75							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	87%							
		Fondo + F		478,79				
		Total		550,38				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	550,38
							% Error	0,07%



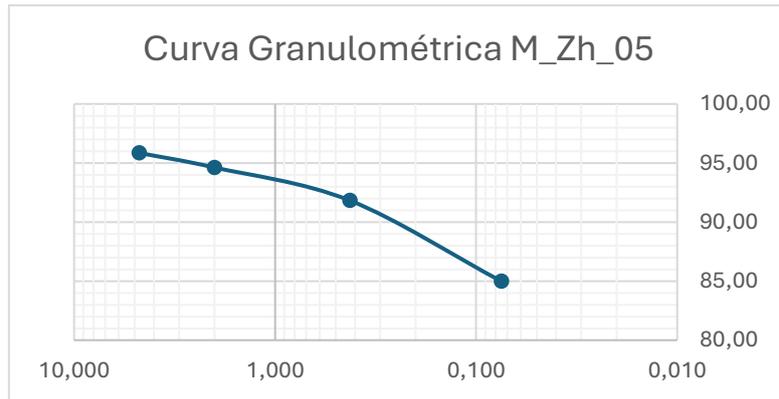
### Muestra M\_Zh\_04

A	98,87	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	648,87	4	4,750	7,59	1,38	1,38	544,00	98,62
C = (B - A)	550,00	10	2,000	5,54	1,00	2,38	538,46	97,62
D	348,93	40	0,425	40,9	7,41	9,80	497,56	90,20
E = (D - A)	250,06	200	0,075	186,22	33,76	43,56	311,34	56,44
F = (C - E)	299,94							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	55%							
		Fondo + F		311,34				
		Total		551,59				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	551,59
							% Error	0,29%



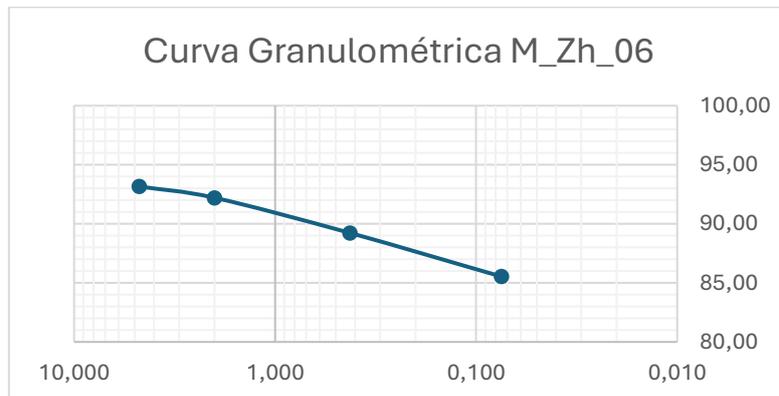
### Muestra M\_Zh\_05

A	69,40	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	619,40	4	4,750	22,88	4,14	4,14	529,18	95,86
C = (B - A)	550,00	10	2,000	6,83	1,24	5,38	522,35	94,62
D	151,89	40	0,425	15,41	2,79	8,17	506,94	91,83
E = (D - A)	82,49	200	0,075	37,74	6,84	15,01	469,20	84,99
F = (C - E)	467,51							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	85%							
		Fondo + F		469,20				
		Total		552,06				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	552,06
							% Error	0,37%



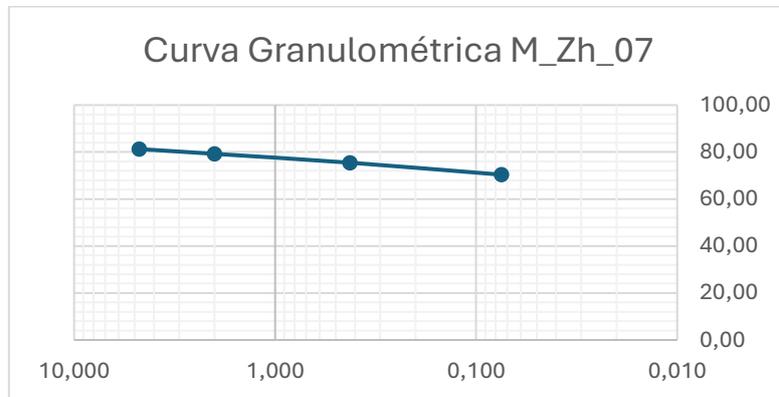
### Muestra M\_Zh\_06

A	93,56	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	643,56	4	4,750	37,67	6,84	6,84	513,01	93,16
C= (B - A)	550,00	10	2,000	5,26	0,96	7,80	507,75	92,20
D	173,03	40	0,425	16,38	2,97	10,77	491,37	89,23
E = (D - A)	79,47	200	0,075	20,33	3,69	14,46	471,04	85,54
F = (C - E)	470,53							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	86%							
Fondo + F				471,04				
Total				550,68				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	550,68
							% Error	0,12%



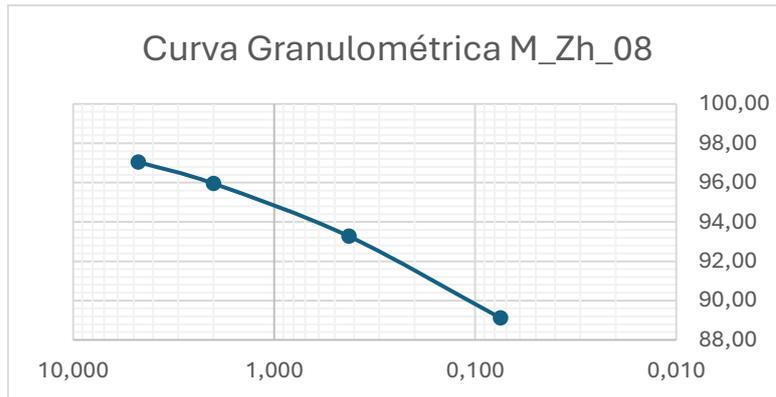
### Muestra M\_Zh\_07

A	93,90	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	643,90	4	4,750	103,48	18,73	18,73	449,02	81,27
C = (B - A)	550,00	10	2,000	11,29	2,04	20,77	437,73	79,23
D	256,09	40	0,425	20,81	3,77	24,54	416,92	75,46
E = (D - A)	162,19	200	0,075	28,15	5,10	29,63	388,77	70,37
F = (C - E)	387,81							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	71%							
		Fondo + F		388,77				
		Total		552,5			Masa Ini	550,00
							Masa Fin	552,50
							% Error	0,45%



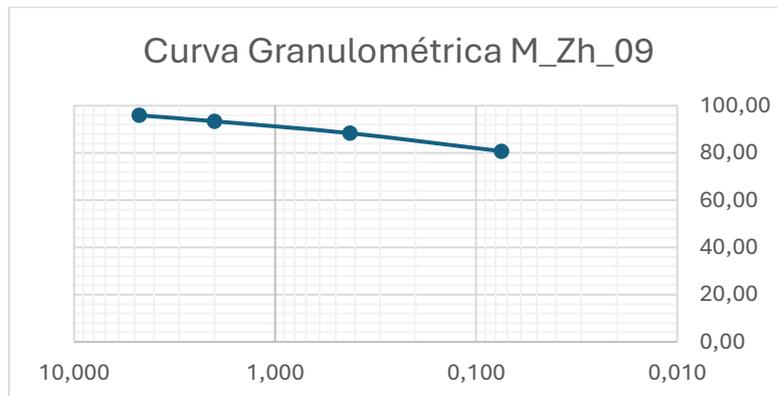
### Muestra M\_Zh\_08

A	92,30	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	642,30	4	4,750	16,28	2,95	2,95	534,82	97,05
C = (B - A)	550,00	10	2,000	6,04	1,10	4,05	528,78	95,95
D	151,53	40	0,425	14,77	2,68	6,73	514,01	93,27
E = (D - A)	59,23	200	0,075	22,86	4,15	10,88	491,15	89,12
F = (C - E)	490,77							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	89%							
		Fondo + F		491,15				
		Total		551,1			Masa Ini	550,00
							Masa Fin	551,10
							% Error	0,20%



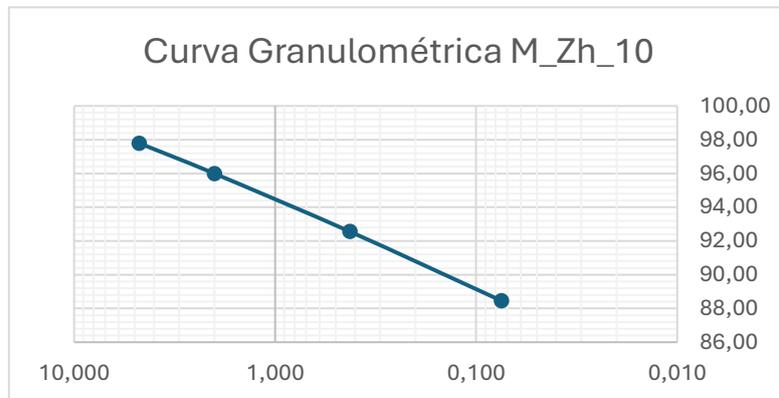
### Muestra M\_Zh\_09

A	95,61	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	645,61	4	4,750	22,32	4,07	4,07	526,70	95,93
C= (B - A)	550,00	10	2,000	13,97	2,54	6,61	512,73	93,39
D	203,49	40	0,425	27,7	5,05	11,66	485,03	88,34
E = (D - A)	107,88	200	0,075	41,66	7,59	19,24	443,37	80,76
F = (C - E)	442,12							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	80%							
Fondo + F				443,37				
Total				549,02				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	549,02
							% Error	0,18%



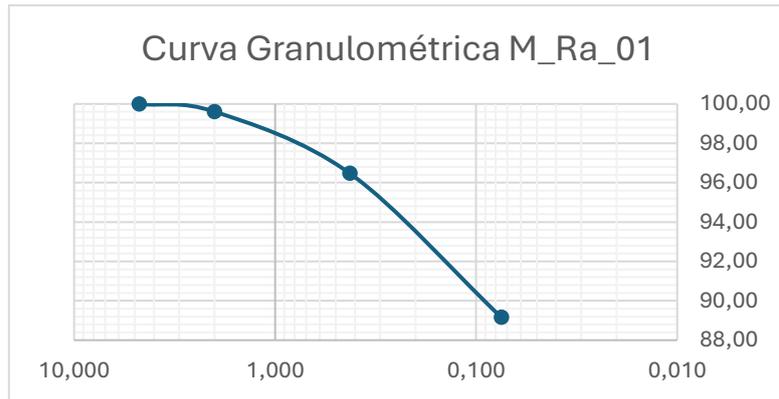
### Muestra M\_Zh\_10

A	111,30	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	661,30	4	4,750	12,14	2,20	2,20	538,61	97,80
$C = (B - A)$	550,00	10	2,000	9,95	1,81	4,01	528,66	95,99
D	174,79	40	0,425	18,9	3,43	7,44	509,76	92,56
$E = (D - A)$	63,49	200	0,075	22,56	4,10	11,54	487,20	88,46
$F = (C - E)$	486,51							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	88%							
		Fondo + F		487,20				
		Total		550,75				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	550,75
							% Error	0,14%



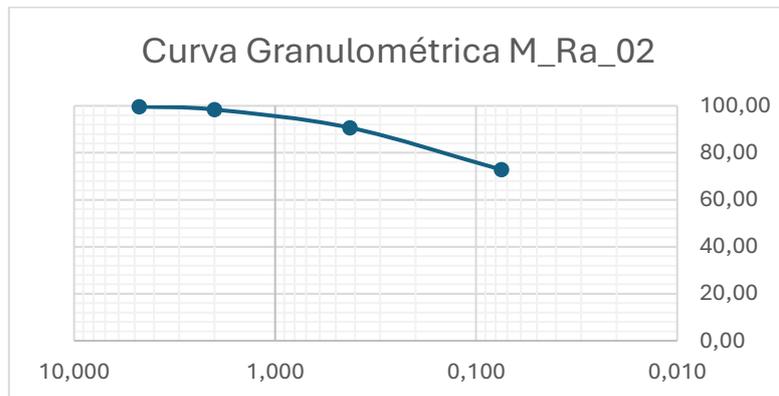
### Muestra M\_Ra\_01

A	81,90	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	631,90	4	4,750	0	0,00	0,00	550,52	100,00
$C = (B - A)$	550,00	10	2,000	2,16	0,39	0,39	548,36	99,61
D	141,90	40	0,425	17,25	3,13	3,53	531,11	96,47
$E = (D - A)$	60,00	200	0,075	40,25	7,31	10,84	490,86	89,16
$F = (C - E)$	490,00							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	89%							
		Fondo + F		490,86				
		Total		550,52				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	550,52
							% Error	0,09%



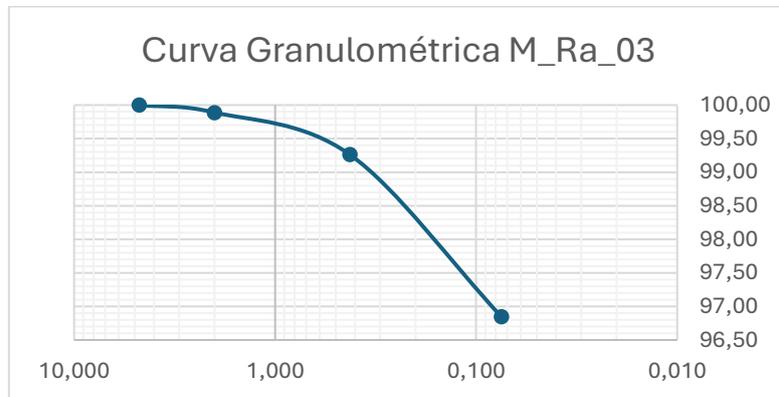
### Muestra M\_Ra\_02

A	101,83	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	651,83	4	4,750	1,85	0,34	0,34	547,26	99,66
C= (B - A)	550,00	10	2,000	6,93	1,26	1,60	540,33	98,40
D	255,98	40	0,425	42,33	7,71	9,31	498,00	90,69
E = (D - A)	154,15	200	0,075	97,99	17,85	27,15	400,01	72,85
F = (C - E)	395,85							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	72%							
Fondo + F				400,01				
Total				549,11				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	549,11
							% Error	0,16%



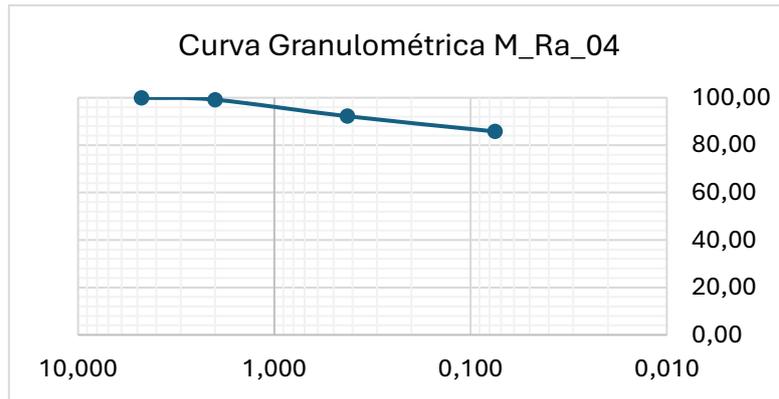
### Muestra M\_Ra\_03

A	102,33	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	652,33	4	4,750	0	0,00	0,00	550,57	100,00
C = (B - A)	550,00	10	2,000	0,61	0,11	0,11	549,96	99,89
D	119,45	40	0,425	3,45	0,63	0,74	546,51	99,26
E = (D - A)	17,12	200	0,075	13,29	2,41	3,15	533,22	96,85
F = (C - E)	532,88							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	97%							
		Fondo + F		533,22				
		Total		550,57				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	550,57
							% Error	0,10%



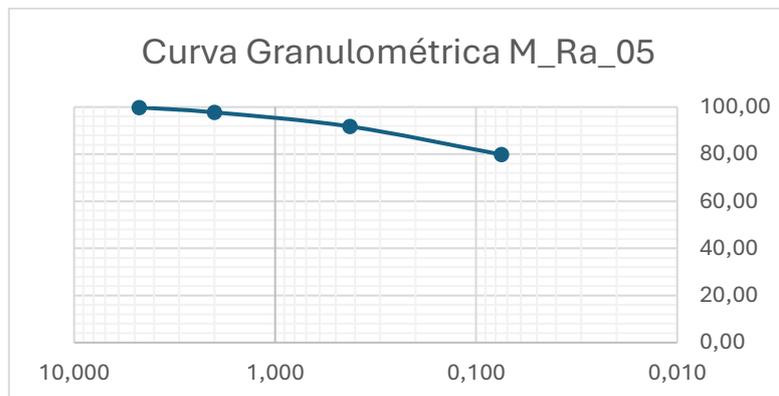
### Muestra M\_Ra\_04

A	98,98	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	648,98	4	4,750	0,18	0,03	0,03	551,29	99,97
C = (B - A)	550,00	10	2,000	4,47	0,81	0,84	546,82	99,16
D	176,66	40	0,425	38,35	6,95	7,80	508,47	92,20
E = (D - A)	77,68	200	0,075	35,44	6,43	14,22	473,03	85,78
F = (C - E)	472,32							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	86%							
		Fondo + F		473,03				
		Total		551,47				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	551,47
							% Error	0,27%



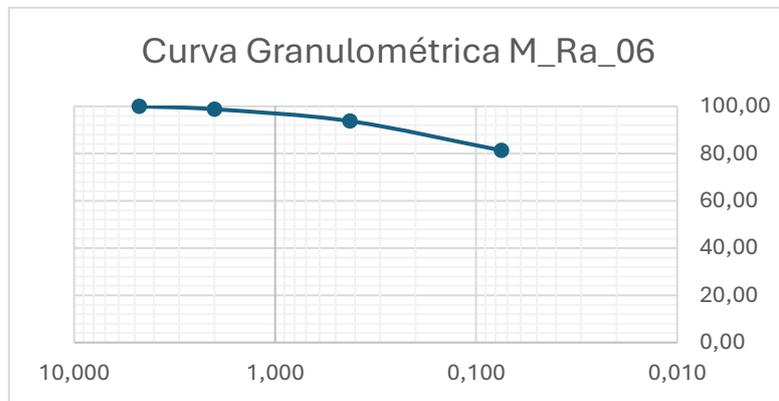
### Muestra M\_Ra\_05

A	86,94	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	636,94	4	4,750	0,98	0,18	0,18	550,56	99,82
C = (B - A)	550,00	10	2,000	11,6	2,10	2,28	538,96	97,72
D	200,01	40	0,425	32,90	5,97	8,25	506,06	91,75
E = (D - A)	113,07	200	0,075	65,66	11,90	20,15	440,40	79,85
F = (C - E)	436,93							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	79%							
		Fondo + F		440,40				
		Total		551,54				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	551,54
							% Error	0,28%



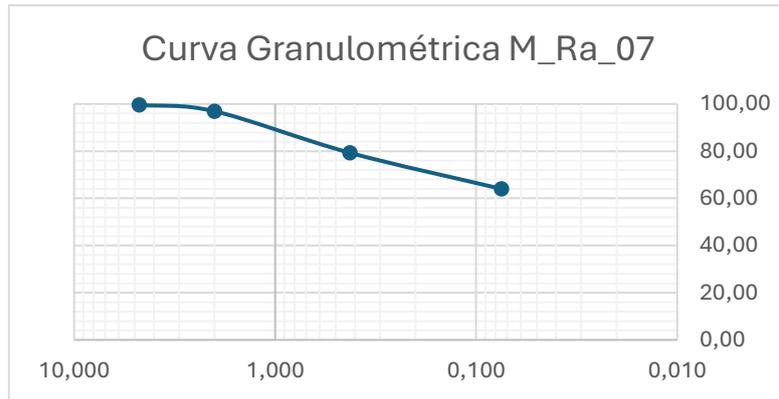
### Muestra M\_Ra\_06

A	96,50	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum	
B	646,50	4	4,750	0,19	0,03	0,03	550,84	99,97	
C = (B - A)	550,00	10	2,000	6,63	1,20	1,24	544,21	98,76	
D	201,84	40	0,425	27,62	5,01	6,25	516,59	93,75	
E = (D - A)	105,34	200	0,075	68,28	12,39	18,64	448,31	81,36	
F = (C - E)	444,66								
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	81%								
		Fondo + F		448,31					
		Total		551,03			Masa Ini	550,00	
		$\%Error = \frac{Masa\ fin - Masa\ ini}{Masa\ ini} * 100$						Masa Fin	551,03
								% Error	0,19%
A	92,86	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum	



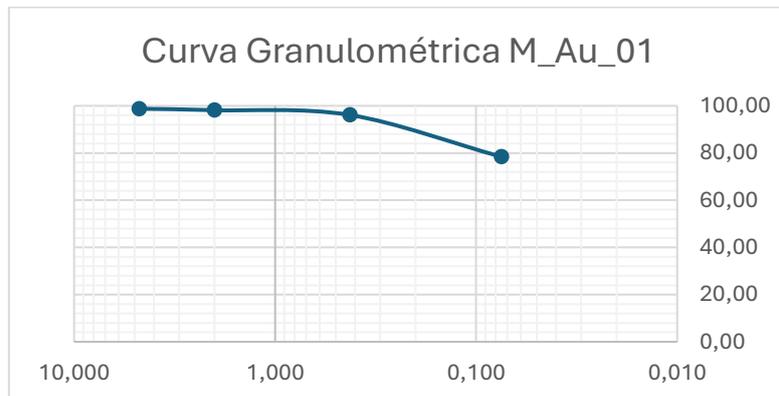
### Muestra M\_Ra\_07

A	92,86	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum	
B	642,86	4	4,750	2,03	0,37	0,37	546,61	99,63	
C = (B - A)	550,00	10	2,000	14,98	2,73	3,10	531,63	96,90	
D	295,86	40	0,425	96,53	17,59	20,69	435,10	79,31	
E = (D - A)	203,00	200	0,075	83,87	15,29	35,98	351,23	64,02	
F = (C - E)	347,00								
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	63%								
		Fondo + F		351,23					
		Total		548,64			Masa Ini	550,00	
								Masa Fin	548,64
								% Error	0,25%
A	92,86	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum	



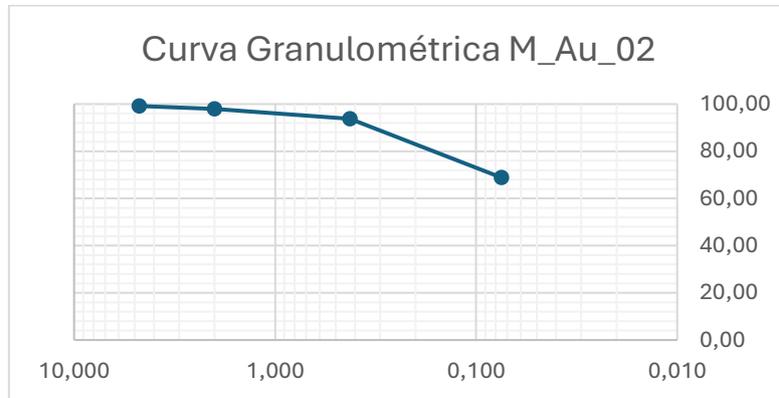
### Muestra M\_Au\_01

A	88,95	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	638,95	4	4,750	6,89	1,24	1,24	546,66	98,76
C = (B - A)	550,00	10	2,000	3,35	0,61	1,85	543,31	98,15
D	208,55	40	0,425	11,19	2,02	3,87	532,12	96,13
E = (D - A)	119,60	200	0,075	98,02	17,71	21,58	434,10	78,42
F = (C - E)	430,40							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	78%							
Fondo + F				434,10				
Total				553,55				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	553,55
							% Error	0,65%



## Muestra M\_Au\_02

A	92,49	# Tamiz	Abertura (mm)	Masa ret (g)	% Ret	%Ret Acum	Pasa Acum	%Pasa Acum
B	642,49	4	4,750	4,58	0,83	0,83	546,24	99,17
C = (B - A)	550,00	10	2,000	7,09	1,29	2,12	539,15	97,88
D	267,80	40	0,425	22,90	4,16	6,28	516,25	93,72
E = (D - A)	175,31	200	0,075	136,93	24,86	31,14	379,32	68,86
F = (C - E)	374,69							
$G = \left(\frac{F}{C}\right) * 100$	68%							
		Fondo + F		379,32				
		Total		550,82				
							Masa Ini	550,00
							Masa Fin	550,82
							% Error	0,15%



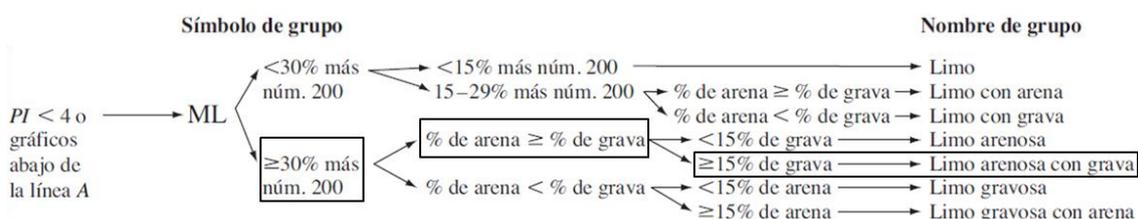
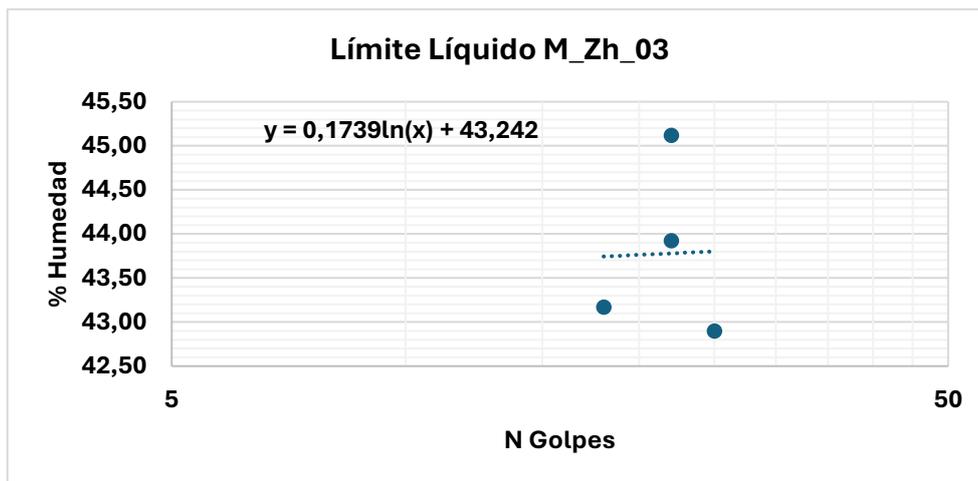
## Límites de Atterberg

### Muestra M\_Zh\_03

Determinación del Límite Líquido								
Códig de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Zh_03	35	5,95	22	11,45	9,74	1,71	3,79	45,12
	47	6,27	18	10,88	9,49	1,39	3,22	43,17
	5	6,42	25	11,65	10,08	1,57	3,66	42,90
	98	6,11	22	14,99	12,28	2,71	6,17	43,92

Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico

Determinación del Índice de Plasticidad	
I. Muestra	IP
M_Zh_03	11,98

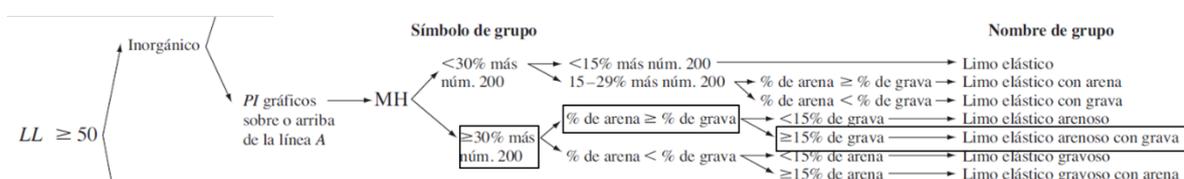
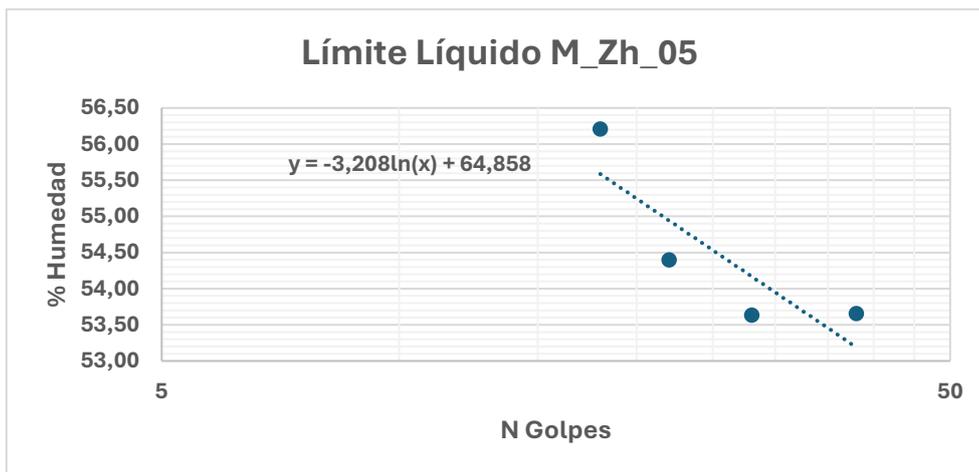


## Muestra M\_Zh\_05

Determinación del Límite Líquido								
Códig de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Zh_05	59	6,46	18	19,8	15	4,8	8,54	56,21
	24	6,08	22	24,87	18,25	6,62	12,17	54,40
	111	6,36	28	17,36	13,52	3,84	7,16	53,63
	21	6,32	38	15,57	12,34	3,23	6,02	53,65

Determinación del Límite Plástico								
d. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Zh_05	119	6,13	12,38	10,57	1,81	4,44	40,77	40,33
	23	5,87	11,89	10,19	1,70	4,32	39,35	
	43	6,04	12,59	10,69	1,90	4,65	40,86	

Determinación del Índice de Plasticidad	
od. Muestra	IP
M_Zh_05	14,21

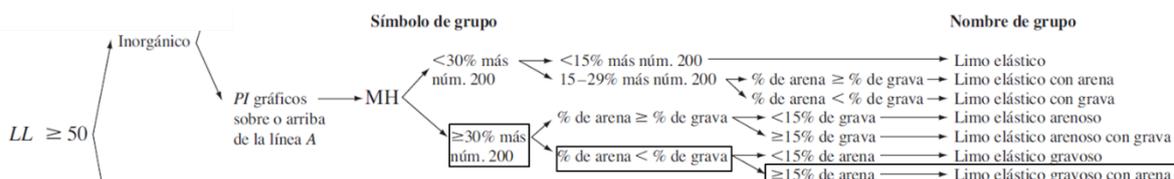


## Muestra M\_Zh\_06

Determinación del Límite Líquido								
Código de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Zh_06	123	6,08	38	13,47	10,78	2,69	4,7	57,23
	55	5,69	34	18,2	13,57	4,63	7,88	58,76
	63	5,98	28	15,57	11,95	3,62	5,97	60,64
	109	6,07	26	15,97	12,05	3,92	5,98	65,55

Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Zh_06	124	5,99	9,91	8,89	1,02	2,90	35,17	35,09
	7	6,09	11,54	10,10	1,44	4,01	35,91	
	70	6,25	9,39	8,59	0,80	2,34	34,19	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Cod. Muestra	IP
M_Zh_06	29,63

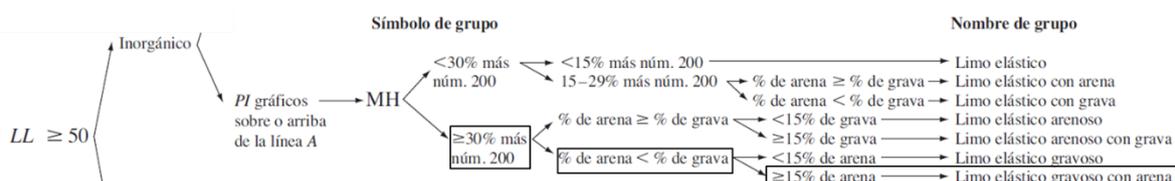
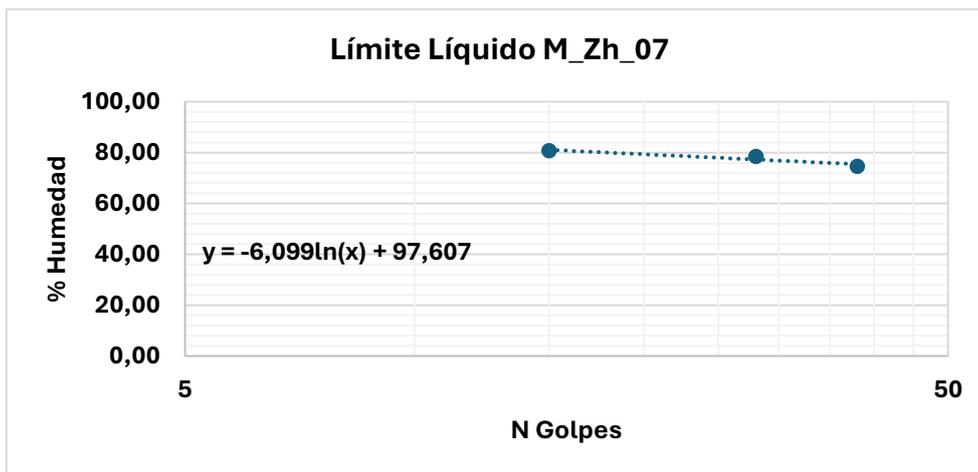


### Muestra M\_Zh\_07

Determinación del Límite Líquido								
Código de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Zh_07	68	6,33	38	13,96	10,7	3,26	4,37	74,60
	92	6,16	28	13,55	10,3	3,25	4,14	78,50
	34	6,17	15	13	9,95	3,05	3,78	80,69

Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Zh_07	126	6,10	10,83	9,09	1,74	2,99	58,19	57,18
	75	6,14	12,90	10,35	2,55	4,21	60,57	
	122	6,09	10,23	8,80	1,43	2,71	52,77	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Muestra	IP
M_Zh_07	20,80

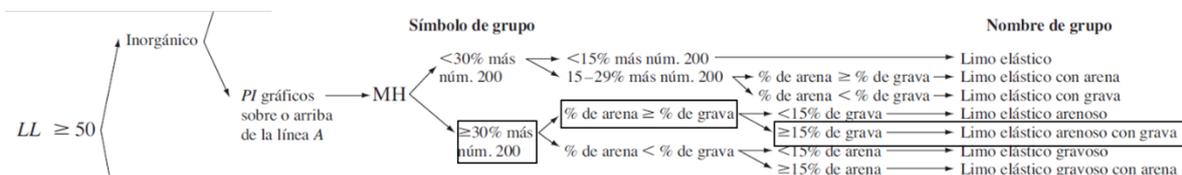
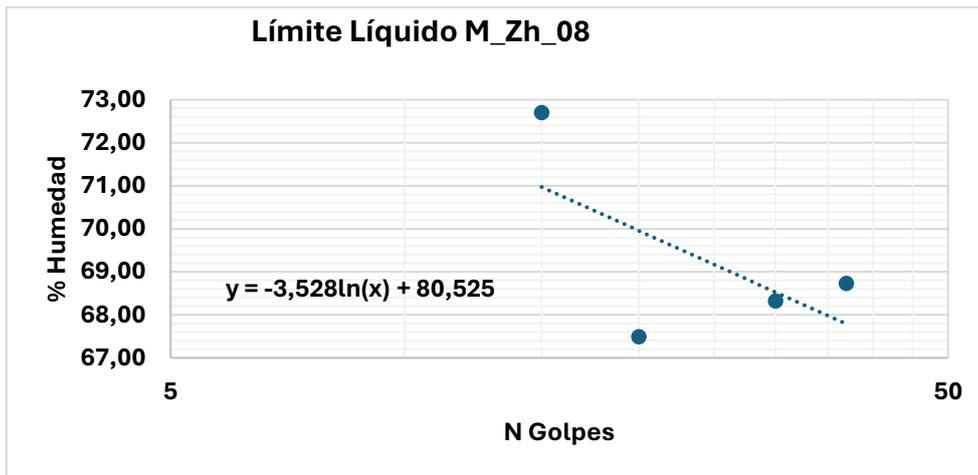


### Muestra M\_Zh\_08

Determinación del Límite Líquido								
Códig de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Zh_08	83	6,01	20	13,48	10,47	3,01	4,46	67,49
	97	6,19	30	13,31	10,42	2,89	4,23	68,32
	85	6,05	37	11,77	9,44	2,33	3,39	68,73
	31	5,89	15	12,09	9,48	2,61	3,59	72,70

Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Zh_08	32	6,11	10,20	8,92	1,28	2,81	45,55	45,53
	76	6,16	9,79	8,64	1,15	2,48	46,37	
	6	6,27	9,67	8,62	1,05	2,35	44,68	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Muestra	IP
M_Zh_08	23,63

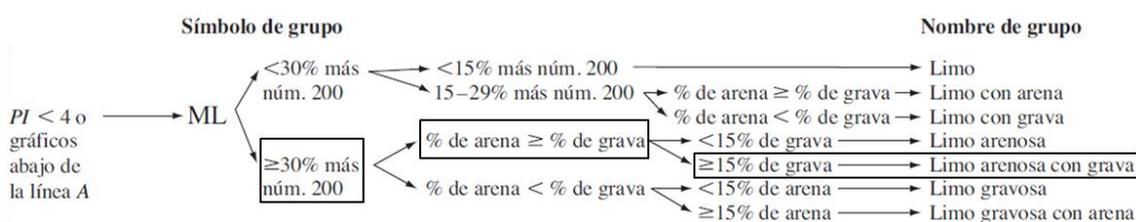
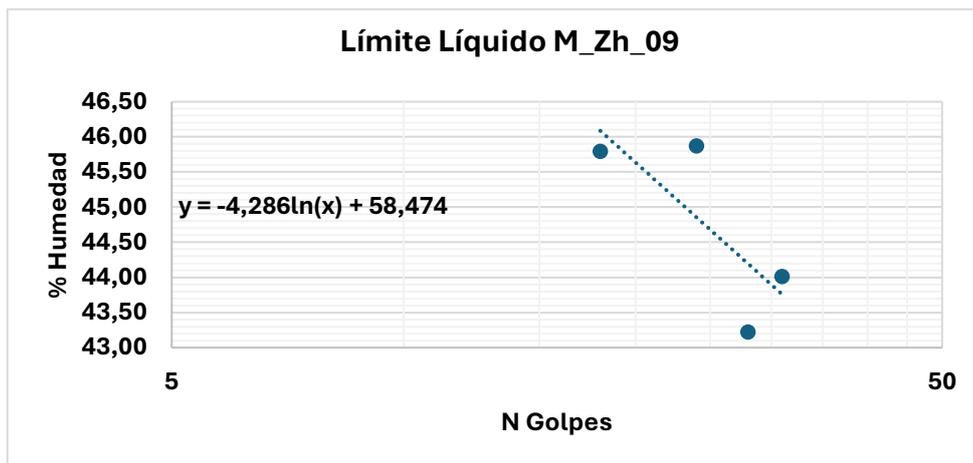


### Muestra M\_Zh\_09

Determinación del Límite Líquido								
Código de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Zh_09	74	6,13	31	20,92	16,4	4,52	10,27	44,01
	66	6,1	28	15,71	12,81	2,9	6,71	43,22
	71	6	24	12,71	10,6	2,11	4,6	45,87
	125	5,98	18	18,97	14,89	4,08	8,91	45,79

Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Zh_09	6,15	6,17	10,19	9,16	1,03	2,99	34,45	38,24
	56	6,03	11,02	9,72	1,30	3,69	35,23	
	78	6,31	10,85	9,44	1,41	3,13	45,05	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Cod. Muestra	IP
M_Zh_09	6,44

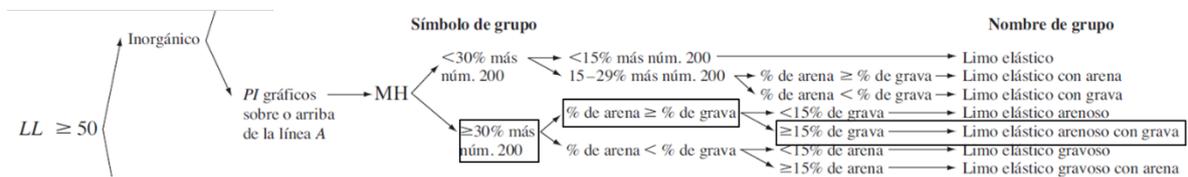
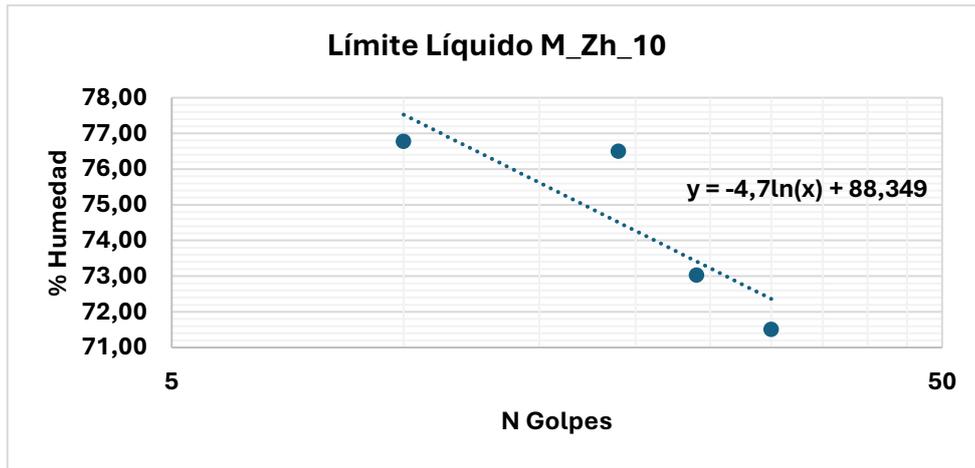


## Muestra M\_Zh\_10

Determinación del Límite Líquido								
Códig de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Zh_10	95	6,04	19	19,86	13,87	5,99	7,83	76,50
	50	5,81	30	14,9	11,11	3,79	5,3	71,51
	120	6,19	10	14,64	10,97	3,67	4,78	76,78
	18	6,39	24	20,63	14,62	6,01	8,23	73,03

Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Zh_10	91	6,22	10,14	8,68	1,46	2,46	59,35	60,15
	121	6,16	9,23	8,09	1,14	1,93	59,07	
	57	6,03	10,47	8,77	1,70	2,74	62,04	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Cod. Muestra	IP
M_Zh_10	13,07

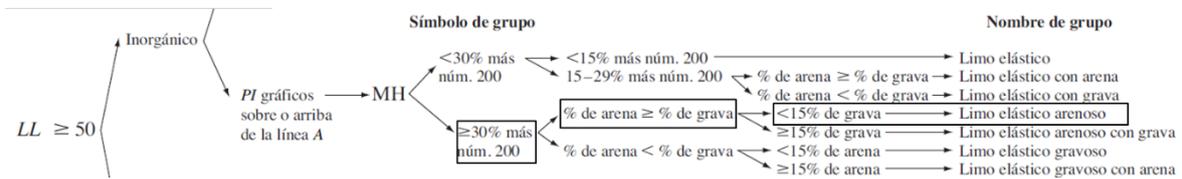
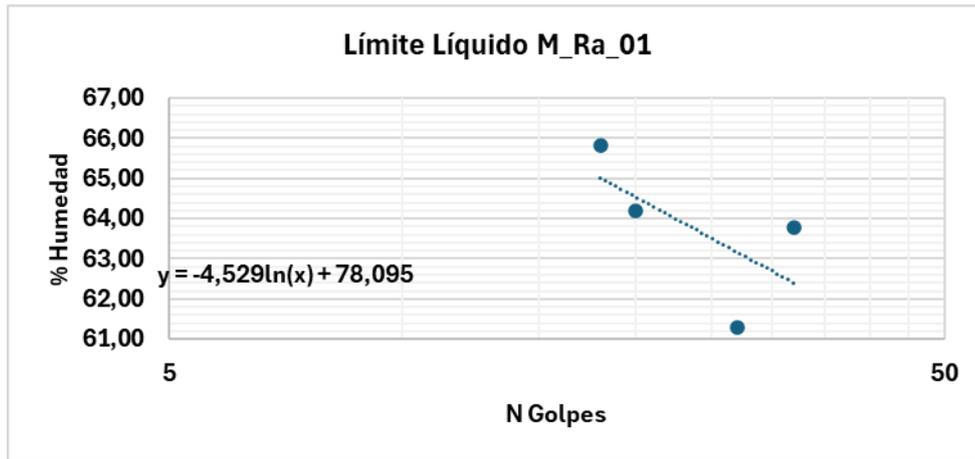


### Muestra M\_Ra\_01

Determinación del Límite Líquido								
Códig de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Ra_1	27	6,03	32	18,56	13,68	4,88	7,65	63,79
	20	6,3	20	17,17	12,92	4,25	6,62	64,20
	128	5,92	27	17,5	13,1	4,4	7,18	61,28
	52	6,21	18	17,47	13	4,47	6,79	65,83

Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Ra_1	99	6,14	9,50	8,48	1,02	2,34	43,59	44,15
	122	5,97	9,79	8,65	1,14	2,68	42,54	
	80	6,06	11,81	9,99	1,82	3,93	46,31	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Cod. Muestra	IP
M_Ra_01	19,37

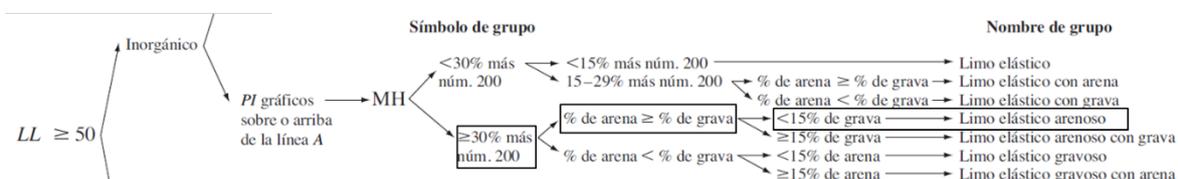
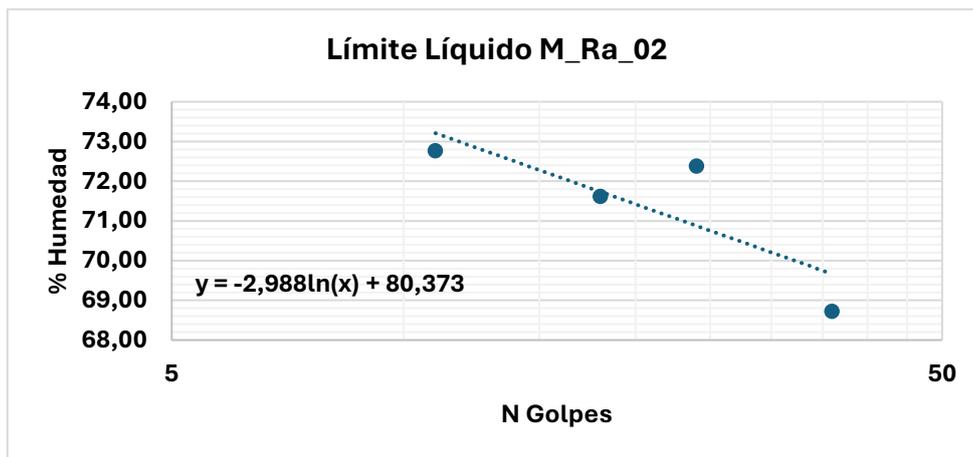


## Muestra M\_Ra\_02

Determinación del Límite Líquido								
Código de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Ra_2	93	6,15	24	15,2	11,4	3,8	5,25	72,38
	51	5,93	18	15,18	11,32	3,86	5,39	71,61
	118	6,09	36	14,29	10,95	3,34	4,86	68,72
	16	6,3	11	14,99	11,33	3,66	5,03	72,76

Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Ra_2	37	5,89	8,90	7,82	1,08	1,93	55,96	55,75
	87	6,00	11,02	9,23	1,79	3,23	55,42	
	110	6,26	11,31	9,50	1,81	3,24	55,86	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Cod. Muestra	IP
M_Ra_02	15,01

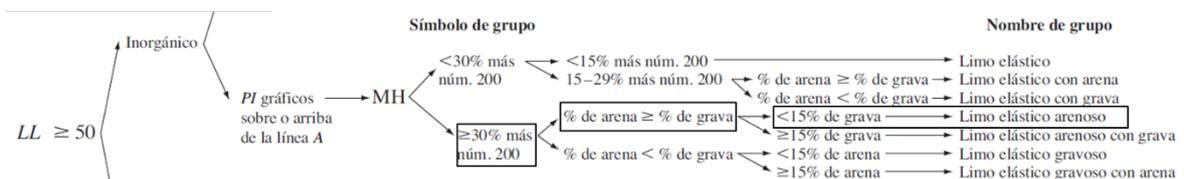
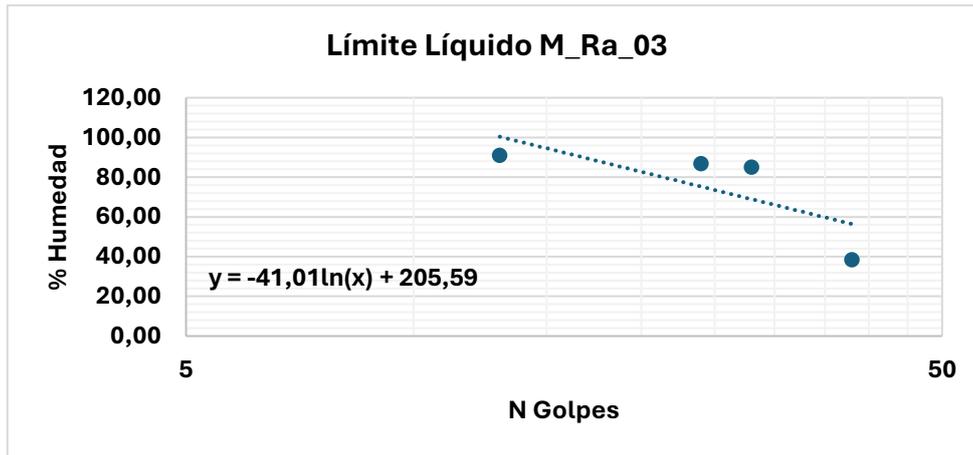


### Muestra M\_Ra\_03

Determinación del Límite Líquido								
Código de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Ra_3	40	6,1	24	12	9,26	2,74	3,16	86,71
	33	5,77	28	10,69	8,43	2,26	2,66	84,96
	39	3,34	38	11,13	8,97	2,16	5,63	38,37
	15	6,06	13	10,89	8,59	2,3	2,53	90,91

Determinación del Límite Plástico								
estra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Ra_3	30	6,42	8,05	7,38	0,67	0,96	69,79	71,40
	11	5,91	8,28	7,29	0,99	1,38	71,74	
	101	6,10	8,69	7,60	1,09	1,50	72,67	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Cod. Muestra	IP
M_Ra_03	2,18

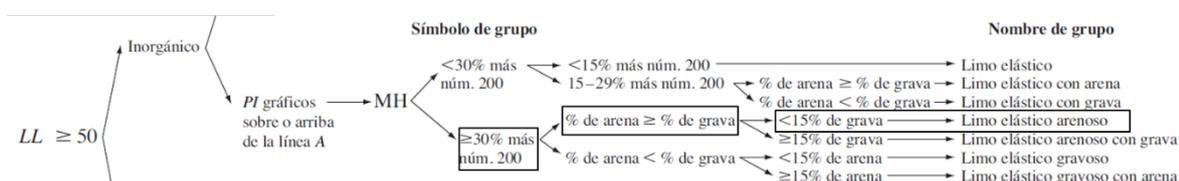
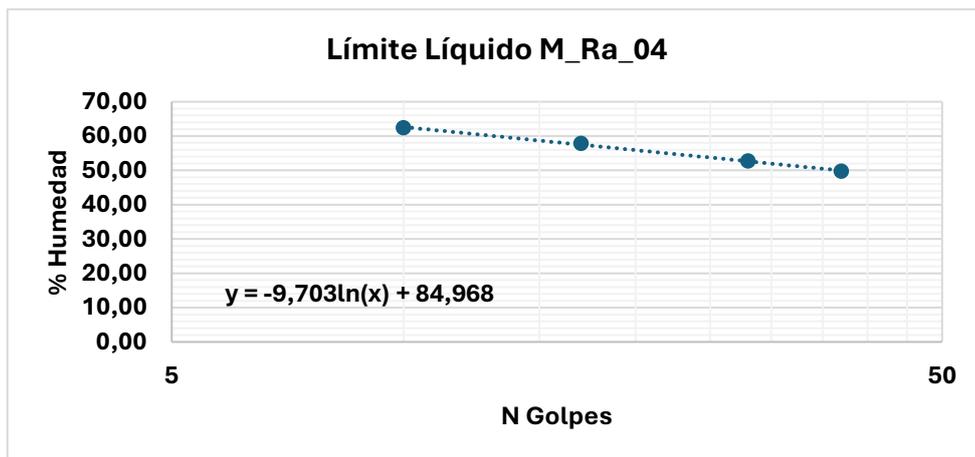


## Muestra M\_Ra\_04

Determinación del Límite Líquido								
Código de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Ra_4	19	6,18	28	13,28	10,83	2,45	4,65	52,69
	84	5,85	37	14,52	11,64	2,88	5,79	49,74
	107	6,15	10	13,88	10,91	2,97	4,76	62,39
	89	5,86	17	13,2	10,51	2,69	4,65	57,85

Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Ra_3	30	6,42	8,05	7,38	0,67	0,96	69,79	71,40
	11	5,91	8,28	7,29	0,99	1,38	71,74	
	101	6,10	8,69	7,60	1,09	1,50	72,67	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Muestra	IP
M_Ra_03	2,18

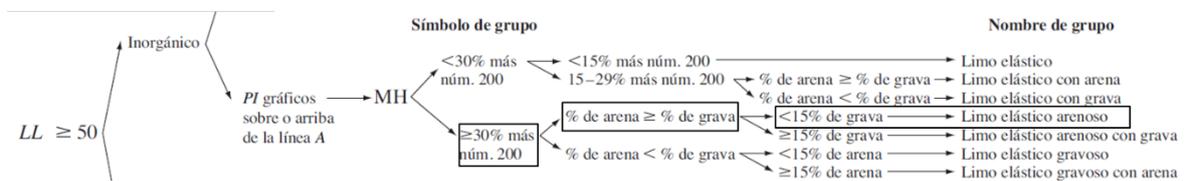
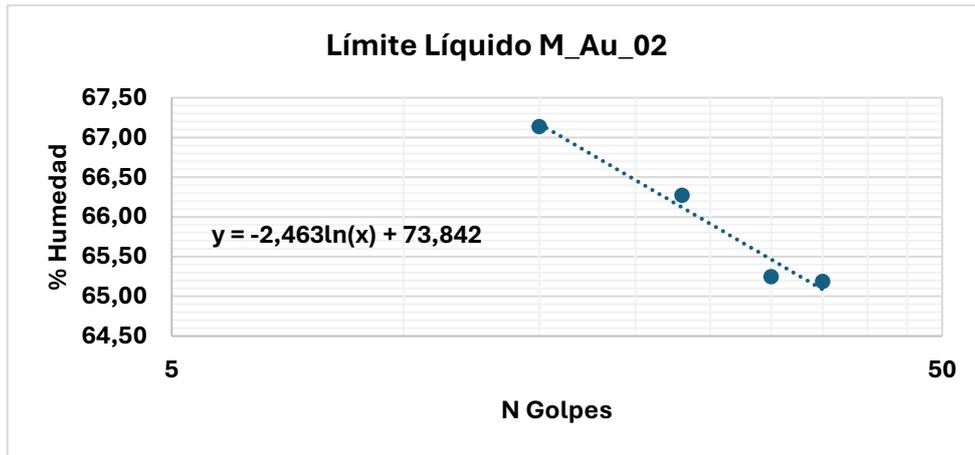


## Muestra M\_Au\_02

Determinación del Límite Líquido								
Código de Muestra	ID	Masa del recipiente	Número de Golpes	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad
M_Au_2	73	6,18	15	12,13	9,74	2,39	3,56	67,13
	23	6,15	35	10,61	8,85	1,76	2,7	65,19
	13	6,46	30	11,5	9,51	1,99	3,05	65,25
	36	6,28	23	11,9	9,66	2,24	3,38	66,27

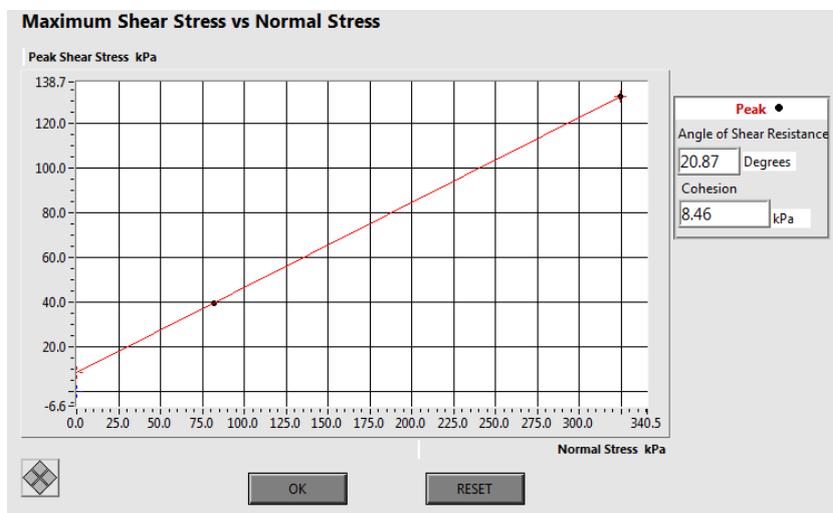
Determinación del Límite Plástico								
Cod. Muestra	ID	Masa del recipiente	Masa de suelo húmedo + masa del recipiente	Masa de suelo seco + masa del recipiente	Masa de agua evaporada	Masa de suelo seco	Porcentaje de humedad	Límite Plástico
M_Au_2	82	6,11	8,09	7,74	0,35	1,63	21,47	20,27
	12	6,17	7,87	7,60	0,27	1,43	18,88	
	103	6,33	8,92	8,48	0,44	2,15	20,47	

Determinación del Índice de Plasticidad	
Cod. Muestra	IP
M_Au_02	45,64

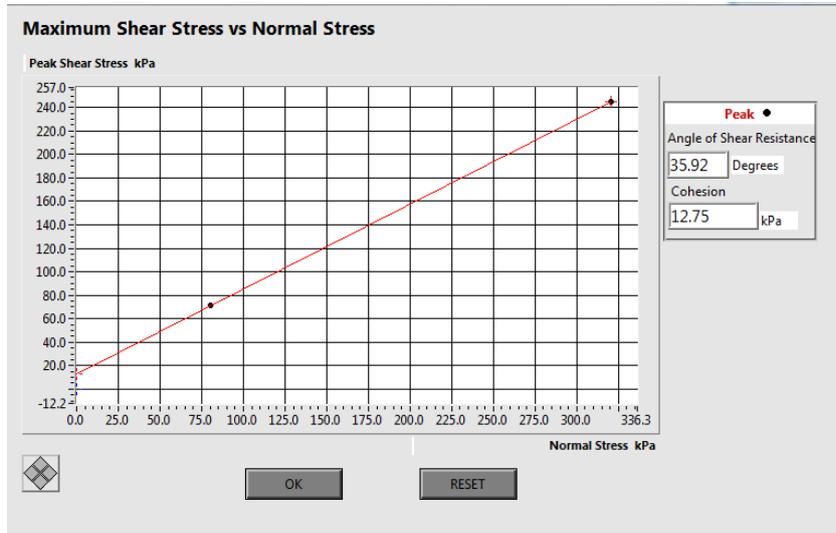


## Corte directo

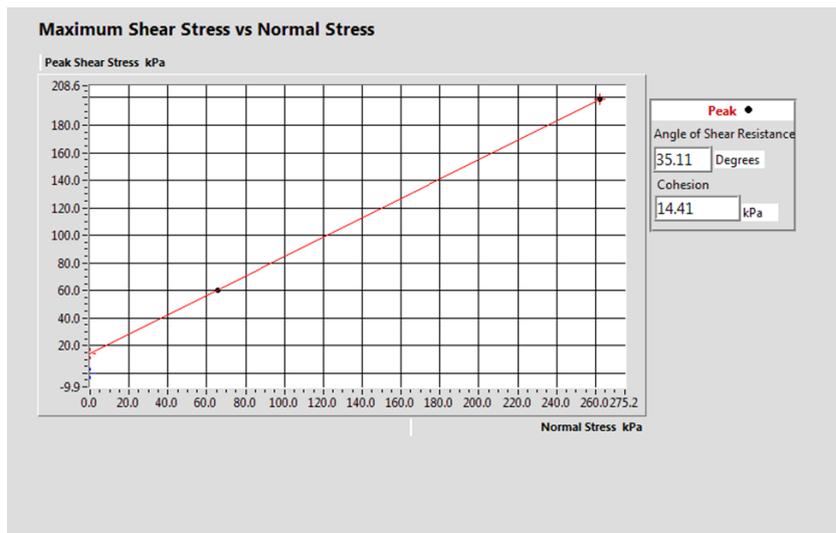
**C\_Au\_01**



C\_Ra\_02



C\_Au\_01



# Análisis de estabilidad de taludes en la autopista “Azogues-Cuenca” y en la vía “Matrama-Mazar” en la provincia de Cañar

## PROBLEMA

El MTOP, como entidad encargada de la infraestructura y seguridad vial, carece de información adecuada sobre la estabilidad del talud ante eventos adversos como deslizamientos o erosión. Las consecuencias de los deslizamientos abarcan desde daños a la infraestructura vial, viviendas y cultivos hasta interrupciones en el transporte, lo que impacta negativamente a la agricultura, el comercio y la economía en general. Por lo tanto, resulta esencial llevar a cabo estudios que caractericen los deslizamientos actuales, con el propósito de desarrollar soluciones que mitiguen su alcance, especialmente ante las adversas condiciones climáticas pronosticadas.

## OBJETIVO GENERAL

Analizar la estabilidad de tres taludes críticos priorizados por el Ministerio de Transporte Y Obras Publicas a través de la caracterización geotécnica y métodos geofísicos para la propuesta de medidas de mitigación y prevención en la infraestructura vial afectada.



## PROPUESTA

Las fases propuestas para la metodología son las siguientes:



## RESULTADOS

Durante el levantamiento se identificaron varias grietas y escarpes en dirección SO en el sector el Zhall y hundimientos de la carretera en la Autopista Azogues-Cuenca y la Ramada.

Con los datos recopilados, se delimitó el área de deslizamiento en el programa ArcGIS Pro. Estas áreas obtenidas serán necesarias para obtener el volumen del deslizamiento.



Figura 1: Delimitación de las áreas de deslizamiento en los puntos de estudio

Los datos obtenidos al realizar ensayos con el georradar y tomografías eléctricas sirvieron para relacionar los datos obtenidos, logrando identificar para la Autopista tres capas de suelo y la tabla de agua ubicada en un rango de profundidad de [0,70 – 1,00] metros, los cuales coinciden

en ambos ensayos. En la Ramada se correlacionaron para definir las 3 capas del talud y la tabla de agua ubicada en un rango de profundidad de [5,00 – 6,00] metros. En el sitio El Zhall Al igual se identifican 3 capas con una profundidad de [5,00 – 6,00] metros de la tabla de agua.

Con los datos recolectados en las secciones anteriores, se evaluaron los taludes a través del programa Slide para llevar a cabo el modelado. Para esto, se realizó el perfil del talud con los datos topográficos de cada sector más los parámetros obtenidos en laboratorio y se delimitó el subsuelo en base a las columnas estratigráficas obtenidas de los ensayos geofísicos

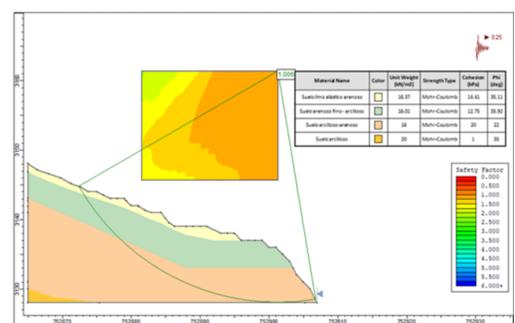


Figura 2: Perfil del análisis del talud en el sector de la Ramada

## CONCLUSIONES

- Los deslizamientos en los puntos críticos se deben a la ausencia de roca y la presencia exclusiva de suelos en los taludes, con factores de seguridad que disminuyen bajo saturación, vinculados a las propiedades del suelo y la exposición a escorrentía y niveles freáticos elevados.
- Los estudios geotécnicos confirmaron que la cohesión, ángulo de fricción y plasticidad del suelo son claves para la estabilidad, destacando una baja capacidad de soporte

- en suelos saturados que aumenta la susceptibilidad a deslizamientos.
- Los métodos geofísicos fueron efectivos para identificar zonas débiles en los taludes, revelando suelos saturados en áreas críticas, lo que fue fundamental para delimitar áreas de riesgo y guiar las medidas de mitigación.