



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

INGENIERÍA CIVIL

Análisis de Estabilidad del Talud en la Vía al CRS Turi

Aplicando Ensayos Geofísicos

Trabajo de graduación previo a la obtención al grado académico de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

JAIME VINICIO ZUMBA CALLE

Director:

BERNARDO ANDRÉS FEJOO GUEVARA

CUENCA, ECUADOR

2023

DEDICATORIA

Este proyecto de ingeniería está dedicado a mis padres, Livia y Jaime, a mis hermanas, hermano, familia en general y amigos.

Por el apoyo y la paciencia incondicional que me han brindado en este corto proceso de vida.

AGRADECIMIENTOS

A mis grandes amigos tanto de la u como del trabajo, quienes me han brindado su apoyo y amistad en todo este tiempo.

A la empresa INGEO que me ha facilitado los equipos, herramientas y asesoría para la ejecución de los ensayos.

A los ingenieros Bernardo y Patricio Feijoo quienes me han guiado a lo largo del desarrollo de la presente tesis.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDO

CAPITULO 1	3
1. MARCO TEÓRICO.....	3
1.1 Datos generales.....	3
1.1.1 Descripción de la zona de estudio.....	3
1.1.2 Ubicación geográfica	3
1.1.3 Levantamiento topográfico con dron	4
1.1.4 Geología	5
1.1.5 Geología local	7
1.1.6 Peligro sísmico de la zona.....	9
1.2 Definiciones.....	12
1.2.1 Talud o ladera.....	12
1.2.2 Movimientos en masa	13
1.2.3 Técnicas de mitigación.....	16
1.3 Geofísica aplicada	20
1.3.1 Método sísmico	20
1.3.2 Método eléctrico.....	29
1.4 Análisis de estabilización de taludes	34
1.4.1 Superficie de falla o rotura.....	34
1.4.2 Factor de seguridad global	35
1.4.3 Métodos de equilibrio límite	36
1.5 Límites de Atterberg.....	40
1.5.1 Límite líquido.....	41
1.5.2 Límite plástico.....	42
1.5.3 Límite de contracción.....	42
1.6 Clasificación de suelos SUCS	43

1.6.1	Granulometría	49
1.7	Corte directo	50
1.8	Ensayo de penetración estándar S.P.T.....	52
CAPÍTULO 2		56
2.	ENSAYOS DIRECTOS E INDIRECTOS	56
2.1	Ensayos indirectos de campo	56
2.1.1	Refracción sísmica (MASW)	56
2.1.2	Sondeo Eléctrico Vertical (SEV)	63
2.2	Ensayos directos en campo.....	67
2.2.1	Ensayo de penetración estándar (SPT).....	67
2.2.2	Calicatas manuales	70
2.3	Ensayos de laboratorio	71
2.3.1	Granulometría por tamizado	71
2.3.2	Humedad natural	72
2.3.3	Límites de Atterberg	72
2.3.4	Corte directo.....	72
2.4	Comparación ensayos directos e indirectos.....	74
2.4.1	Perfiles sísmicos.....	74
2.5	Perfil estratigráfico del terreno	77
2.5.1	Parámetros para el perfil de la ladera.....	78
CAPÍTULO 3		79
3.	MODELACIÓN DEL TALUD	79
3.1	Ubicación de los perfiles del terreno	79
3.2	Modelación de los perfiles con software SLIDE.....	79
3.2.1	Perfil A-A.....	81
3.2.2	Perfil B-B	86
CAPÍTULO 4		90

4.	ANÁLISIS DE LA TÉCNICA DE MITIGACIÓN APLICADA.....	90
4.1	Modificación geométrica.....	90
4.1.1	Conformación de taludes.....	90
4.1.2	Perfil A-A.....	93
4.1.3	Perfil B-B	97
4.2	Consideración de obras de drenaje.....	101

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Fotografía aérea de la zona levantada, perímetro de estudio y puntos de referencia.....	4
Figura 1.2 Ubicación regional de la zona de estudio	4
Figura 1.3 Curvas de nivel en el sector Tablón Alto	5
Figura 1.4 Geología de la parroquia Turi.....	6
Figura 1.5 Estrato presente en escarpe principal.....	8
Figura 1.6 Zonas sísmicas y aceleraciones del Ecuador	9
Figura 1.7 Nomenclatura de taludes y laderas	13
Figura 1.8 Esquema de un deslizamiento rotacional.....	14
Figura 1.9 Esquema de reptación de suelos	15
Figura 1.10 Métodos de estabilización de laderas	17
Figura 1.11 Medidas de drenaje	18
Figura 1.12 Anclaje y micropilotes.....	19
Figura 1.13 Muro de gaviones	19
Figura 1.14 Instalación de mallas o mantas orgánicas.....	20
Figura 1.15 Rayos refractados y reflejados de ondas P y S, generados por un rayo incidente de onda P	21
Figura 1.16 Ley de Shell	22
Figura 1.17 Refracción crítica.....	23
Figura 1.18 Ondas longitudinales o V_p	24
Figura 1.19 Ondas de corte o V_s	24
Figura 1.20 Ondas superficiales Rayleigh y Love	25
Figura 1.21 Tiempos de intercepto para 2 capas.....	28
Figura 1.22 Prisma homogéneo por donde circula una corriente eléctrica.....	30
Figura 1.23 Electrodo AB y MN	31
Figura 1.24 Dispositivos electrónicos más utilizados	32

Figura 1.25 Dispositivo Schlumberger	32
Figura 1.26 Dispositivo Wenner	33
Figura 1.27 Plano de falla rotacional y traslacional.....	35
Figura 1.28 Clasificación de los métodos de calculo.....	36
Figura 1.29 a) fuerzas que actúan en una rebanada y b) fuerzas en equilibrio de una rebanada	37
Figura 1.30 Modelo de análisis del método de Morgenstern – Price.....	38
Figura 1.31 Definición de los límites de Atterberg.....	41
Figura 1.32 Cuchara de Casagrande. Ranura antes y después de los golpes	42
Figura 1.33 Cilindro de arcilla de diámetro aprox. 3mm.....	42
Figura 1.34 Carta de plasticidad.....	44
Figura 1.35 Diagrama de flujo para nombrar grupos de grano grueso	46
Figura 1.36 Diagrama de flujo para nombrar grupos de grano fino.....	47
Figura 1.37 Diagrama de flujo para nombrar grupos de grano fino orgánicos.....	48
Figura 1.38 Curva granulométrica	50
Figura 1.39 Criterio de rotura en suelos.....	51
Figura 1.40 Aparato de corte directo.....	51
Figura 1.41 Ensayo de penetración estándar.....	52
Figura 1.42 Cuchara partida o muestreador	53
Figura 2.1 Ubicación de líneas sísmicas	56
Figura 2.2 Equipo PASI para refracción sísmica.....	57
Figura 2.3 Tendido del cable sísmico con 24 geófonos.....	58
Figura 2.4 Fuente de energía sísmica (<i>shot</i>) y registro de datos	58
Figura 2.5 Grafica tiempo vs distancia de la línea sísmica 01	59
Figura 2.6 Grafica tiempo vs distancia de la línea sísmica 02.....	59
Figura 2.7 Grafica tiempo vs distancia de la línea sísmica 03.....	60
Figura 2.8 Curva de dispersión	61

Figura 2.9 Velocidades de onda P y S.....	61
Figura 2.10 Estratos inferidos por software de paga mediante refracción sísmica	63
Figura 2.11 Equipo de resistividad eléctrica PASI	64
Figura 2.12 Arreglo schlumberger	65
Figura 2.13 Registro de información	65
Figura 2.14 Ubicación de los ensayos directos	67
Figura 2.15 Equipo de SPT	68
Figura 2.16 Ensayo de SPT en la zona de estudio	69
Figura 2.17 Material extraído de 5.00 m a 5.45 m.....	70
Figura 2.18 Extracción de muestra inalterada para corte directo.....	73
Figura 2.19 Equipo de corte directo.....	73
Figura 2.20 Caja rígida para corte.....	74
Figura 2.21 Estratos de la línea sísmica 01	75
Figura 2.22 Estratos de la línea sísmica 02.....	75
Figura 2.23 Perfil sísmico 3	76
Figura 2.24 Perfil A-A del terreno lado izquierdo	77
Figura 2.25 Perfil B-B del terreno lado derecho.....	77
Figura 3.1 Ubicación de los perfiles A-A, B-B.....	79
Figura 3.2 Factor de seguridad estático por el método de Bishop simplificado	82
Figura 3.3 Factor de seguridad estático por el método de Bishop simplificado	82
Figura 3.4 Factor de seguridad saturado por el método de Bishop simplificado.....	83
Figura 3.5 Factor de seguridad saturado por el método de Morgenstern & Price	83
Figura 3.6 Factor de seguridad pseudoestático método de Bishop simplificado	84
Figura 3.7 Factor de seguridad pseudoestático método de Morgenstern & Price.....	84
Figura 3.8 Factor de seguridad saturado+sismo método de Bishop simplificado.....	85
Figura 3.9 Factor de seguridad saturado+sismo método de Morgenstern & Price	85
Figura 3.10 Factor de seguridad estático método de Bishop simplificado	86

Figura 3.11 Factor de seguridad estático método de Morgenstern & Price	86
Figura 3.12 Factor de seguridad saturado por el método de Bishop simplificado	87
Figura 3.13 Factor de seguridad saturado por el método de Morgenstern & Price ...	87
Figura 3.14 Factor de seguridad pseudoestático método de Bishop simplificado	88
Figura 3.15 Factor de seguridad pseudoestático método de Morgenstern & Price....	88
Figura 3.16 Factor de seguridad saturado+sismo método de Bishop simplificado ...	89
Figura 3.17 Factor de seguridad saturado+sismo método de Morgenstern & Price ..	89
Figura 4.1 Conformación de taludes del perfil A-A	91
Figura 4.2 Conformación de taludes del perfil B-B	91
Figura 4.3 Factor de seguridad estático método de Bishop simplificado	93
Figura 4.4 Factor de seguridad estático método de Morgenstern & Price	93
Figura 4.5 Factor de seguridad saturado método de Bishop simplificado	94
Figura 4.6 Factor de seguridad saturado método de Morgenstern & Price.....	94
Figura 4.7 Factor de seguridad pseudoestático método de Bishop simplificado	95
Figura 4.8 Factor de seguridad pseudoestático método de Morgenstern & Price.....	95
Figura 4.9 Factor de seguridad saturado+sismo método de Bishop simplificado.....	96
Figura 4.10 Factor de seguridad saturado+sismo método de Morgenstern & Price ..	96
Figura 4.11 Factor de seguridad estático método de Bishop simplificado	97
Figura 4.12 Factor de seguridad estático método de Morgenstern & Price	97
Figura 4.13 Factor de seguridad saturado método de Bishop simplificado	98
Figura 4.14 Factor de seguridad saturado método de Morgenstern & Price.....	98
Figura 4.15 Factor de seguridad pseudoestático método de Bishop simplificado	99
Figura 4.16 Factor de seguridad pseudoestático método de Morgenstern & Price....	99
Figura 4.17 Factor de seguridad saturado+sismo método de Bishop simplificado .	100
Figura 4.18 Factor de seguridad saturado+sismo método de Morgenstern & Price	100
Figura 4.19 Factor de seguridad incluyendo obras de drenaje	102

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Coordenadas de los vértices del polígono de estudio	3
Tabla 1.2 Valores de Z para cada zona sísmica	10
Tabla 1.3 Factores de sitio (Fa).....	10
Tabla 1.4 Clasificación de suelos según la NEC.....	11
Tabla 1.5 Descripción de las partes de un talud o ladera	13
Tabla 1.6 Descripción de movimientos en masa.....	15
Tabla 1.8 Velocidad de ondas Vp para distintos suelos o rocas	29
Tabla 1.9 Valores de resistividad del suelo, agua y roca según ASTM D6431	31
Tabla 1.10 Factores de seguridad por cortes mínimos.....	35
Tabla 1.11 Métodos más utilizados en análisis de estabilidad de taludes.....	40
Tabla 1.12 Símbolos de la SUCS para clasificación de suelos	43
Tabla 1.13 Gráfica del SUCS para clasificación de suelos	45
Tabla 1.14 Tamices normalizados.....	49
Tabla 1.15 Variación de los factores de corrección	54
Tabla 1.16 Valores estimados de cohesión y fricción del suelo basados en valores de N.....	55
Tabla 1.17 Posibles parámetros geomecánicos posibles, con respecto a suelos arcillosos	55
Tabla 2.1 Coordenadas de ubicación de inicio y fin de las líneas sísmicas realizadas	56
Tabla 2.2 Resultados de la línea sísmica 01 mediante tiempos de intercepto.....	59
Tabla 2.3 Resultados de la línea sísmica 02 mediante tiempos de intercepto.....	60
Tabla 2.4 Resultados de la línea sísmica 03 mediante tiempos de intercepto.....	60
Tabla 2.5 Resultados de la línea sísmica 01	62
Tabla 2.6 Resultados de la línea sísmica 02.....	62
Tabla 2.7 Resultados de la línea sísmica 03.....	62
Tabla 2.8 Resultados del SEV 01.....	66

Tabla 2.9 Resultados del SEV 03.....	66
Tabla 2.10 Resultados del SEV 03.....	66
Tabla 2.11 Resultados del ensayo de SPT	69
Tabla 2.12 Coordenadas de ubicación de las calicatas manuales	70
Tabla 2.13 Composición del material, ensayos de campo	71
Tabla 2.14 Humedad natural del terreno, ensayos de campo.....	72
Tabla 2.15 Límites de Atterberg, ensayos de campo	72
Tabla 2.16 Parámetros mecánicos del suelo	74
Tabla 2.17 parámetros del perfil sísmico 01	75
Tabla 2.18 parámetros del perfil sísmico 02	76
Tabla 2.20 parámetros del perfil de la ladera.....	78
Tabla 3.1 Factores de seguridad calculados perfil A-A	79
Tabla 3.2 Factores de seguridad calculados perfil B-B.....	80
Tabla 4.3 Comparación de los factores de seguridad.....	101

ANEXOS

Anexo A. Ensayos geofísicos.....	108
Anexo B. Ensayos directos	111
Anexo C. Ensayos de laboratorio.....	114

Resumen:

La presente tesis se enfoca en calcular los factores de seguridad del talud y analizar una técnica de mitigación al deslizamiento ubicado en el sector del Tablón Alto de la parroquia Turi utilizando el software Slide. Para la modelación del talud se utilizan métodos de Equilibrio límite como Bishop simplificado y Morgenstern & Price, se recopiló información topográfica, geotécnica y geofísica. El método principal de exploración del suelo fue por medio de métodos indirectos como la refracción sísmica (MASW) y sondeos eléctricos verticales, además se complementó con ensayos directos como corte directo y ensayo de penetración estándar SPT. También se describen brevemente las principales técnicas de mitigación descritas en la literatura para hacer frente a los problemas de inestabilidad que presentan los taludes o laderas.

Palabras clave: SEV, deslizamientos, estabilidad de taludes, refracción sísmica, técnicas de mitigación

Abstract:

The present thesis focuses on calculating the safety factors of the slope and analyzing a mitigation technique for landslides in the Tablón Alto sector of Turi using the Slide software. For slope modeling, Limit Equilibrium methods such as simplified Bishop and Morgenstern & Price were used, and topographic, geotechnical, and geophysical information was collected. The main method of soil exploration was through indirect methods such as seismic refraction (MASW) and vertical electrical soundings, complemented by direct tests such as direct shear and standard penetration tests (SPT). Additionally, a brief overview of the main mitigation techniques described in the literature to address instability issues in slopes or hillsides was provided.

Keywords: landslides, mitigation techniques, seismic refraction, slope stability, vertical electrical sounding



Este certificado se encuentra en el repositorio digital de la Universidad del Azuay, para verificar su autenticidad escanee el código QR

Este certificado consta de: 1 página

INTRODUCCIÓN

La provincia del Azuay está expuesta a una serie de fenómenos naturales que son consecuencia a su posición geográfica, componente geológico y alta pluviosidad. Eventos como la remoción de masas, deslizamientos, reptaciones, etc. ponen en riesgo no solo a las obras de fábricas construidas sino también las vidas humanas, siendo los deslizamientos uno de los desastres naturales que más daño produce en comparación a las inundaciones y terremotos. Gran parte de las pérdidas y daños pueden ser evitados o reducidos si los problemas de estabilización son identificados oportunamente y se aplican las medidas y obras de mitigación adecuadas (Suarez, 2009).

El siguiente trabajo técnico contempla el Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, aplicando ensayos geofísicos. El talud presenta problemas de inestabilidad debido a factores naturales y antrópicos que empeoran en épocas de invierno, actualmente se puede observar en la zona un escarpe principal y varios secundarios, además de varias grietas en la zona baja cerca de la vía, en consecuencia, este movimiento genera levantamientos en las veredas y ciertas afecciones a las edificaciones emplazadas en el sector.

El movimiento registrado en la zona presenta un alto riesgo para la vida de la gente del sector el Tablón Alto de la parroquia Turi, siendo misión del Gobierno Provincial del Azuay (GPA) a través de la dirección de vialidad, el proteger a las personas y los bienes públicos y privados de los efectos negativos que pudieran ocasionar estos movimientos de masa, por lo que previo al análisis de una técnica paliativa al problema es necesario realizar estudios que permitan determinar las características físicas y mecánicas del terreno.

El Tablón Alto perteneciente a la parroquia Turi, se encuentra localizado en el cantón Cuenca, en la provincia del Azuay. La zona de interés se encuentra a 800 metros del redondel entre la avenida 12 de octubre y la Panamericana sur, en dirección al centro de rehabilitación social Turi.

OBJETIVO GENERAL

Analizar y recomendar una técnica de mitigación al deslizamiento del talud en la vía al CRS Turi, calculando el factor de seguridad por medio de un software de análisis y ensayos indirectos del suelo (geofísica).

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar levantamiento topográfico de la zona de estudio, ensayos de campo y laboratorio para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo.
- Interpretar y comparar los resultados de los ensayos directos e indirectos.
- Modelar el talud con un software de análisis aplicando métodos de equilibrio limite como: Bishop simplificado y Morgenstern & Price.
- Describir técnicas de mitigación al deslizamiento, seleccionar y analizar una de las técnicas descritas.

CAPITULO 1

1. MARCO TEÓRICO

1.1 Datos generales

1.1.1 Descripción de la zona de estudio

Actualmente el polígono total de afección en la zona del Tablón Alto es de aproximadamente 6 ha, el presente trabajo técnico se realizará un análisis local que consta de la franja lateral izquierda con un área de 1.5 ha. En la zona de interés existe un deslizamiento de tipo rotacional con un escarpe principal y varios escarpes secundarios. El problema focal se debe principalmente en el aumento de la presión de poros por acumulación de aguas sobre el talud provenientes de procesos naturales y antrópicos como las precipitaciones y los deficientes o nulos sistemas de drenaje.

1.1.2 Ubicación geográfica

El área de estudio se encuentra ubicada en el sector conocido como El Tablón Alto en la parroquia Turi perteneciente al cantón Cuenca, en la provincia del Azuay. En la tabla 1.1 se encuentran los vértices que delimitan el perímetro del polígono en coordenadas UTM.

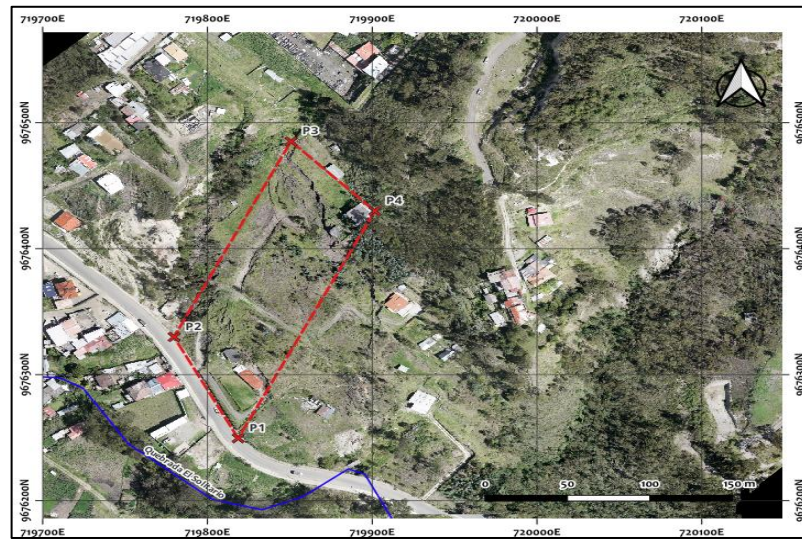
Tabla 1.1 Coordenadas de los vértices del polígono de estudio

COORDENADAS DE UBICACIÓN DEL POLÍGONO DE ESTUDIO			
SISTEMA: UTM		DATUM: WGS84	ZONA: 17 S
Punto	Este	Norte	Altitud m.s.n.m.
P1	719818.42	9676249.25	2595.82
P2	719779.56	9676329.68	2598.87
P3	719850.53	9676484.91	2643.26
P4	719901.40	9676429.69	2655.73

Fuente: Elaboración propia

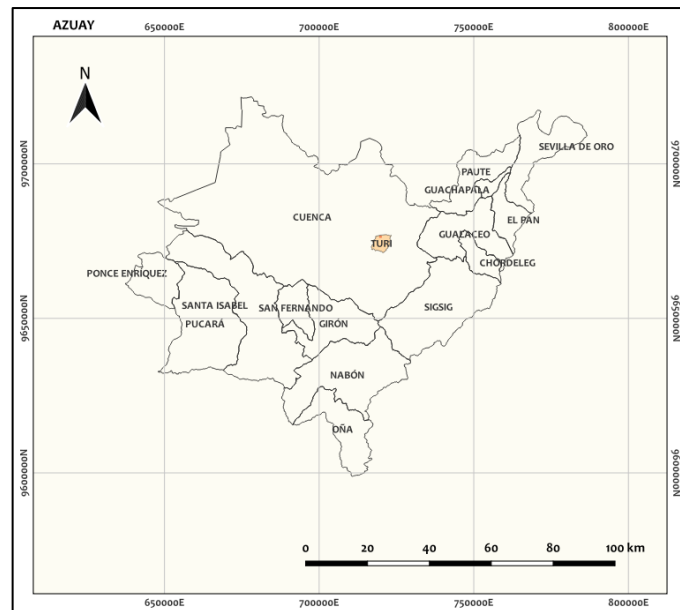
La figura 1.1 presenta la localización del polígono de estudio, en donde la línea entrecortada presenta la zona perimetral de interés, también se observa los puntos de referencia de la tabla anterior.

Figura 1.1 Fotografía aérea de la zona levantada, perímetro de estudio y puntos de referencia



Fuente: Levantamiento topográfico G.P.A.

Figura 1.2 Ubicación regional de la zona de estudio



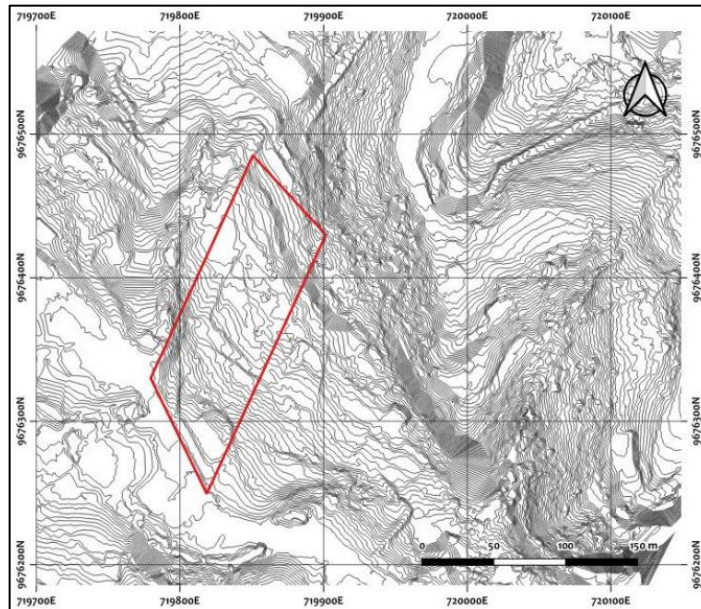
Fuente: Elaboración propia

1.1.3 Levantamiento topográfico con drone

Los drones son dispositivos importantes para la ingeniería civil, actualmente son utilizados en levantamientos topográficos ya que son capaces de cubrir grandes áreas de terreno en un mismo día ya que son dispositivos rápidos que han cambiado la topografía tradicional.

En la zona de estudio se utilizó un dron de alta resolución que permiten la obtención de modelos digitales de terreno, el área de levantamiento es de 6 ha. En la figura 3 se observa las curvas de nivel de la zona que se realizaron cada metro, también se observa el área de estudio delimitada por el polígono rojo.

Figura 1.3 Curvas de nivel en el sector Tablón Alto

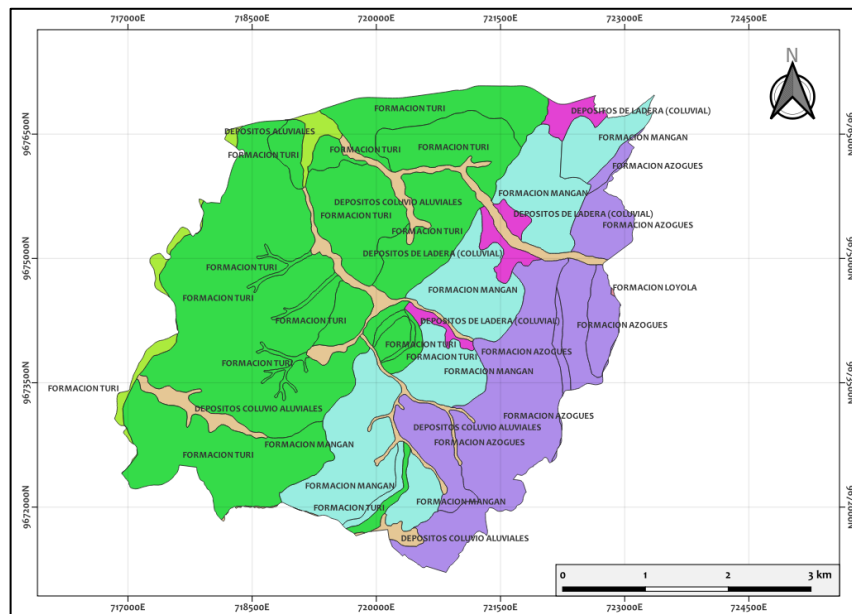


Fuente: Levantamiento topográfico G.P.A.

1.1.4 Geología

El área de la parroquia Turi se encuentra mapeada bajo el proyecto PREOCPA que fue presentado en 1998, en donde establece que la parroquia se encuentra conformada por depósitos aluviales, coluvio aluviales, laderas aluviales y por las formaciones Azogues, Loyola, Mangan y Turi, esta última la más predominante de la zona. El siguiente mapa se realizó con la información del *shape* de hidrogeología obtenida del MAGAP 2005.

Figura 1.4 Geología de la parroquia Turi



Fuente: Elaboración propia (Shape Hidrogeología MAGAP 2005)

A continuación, se describen las formaciones geológicas que se encuentran en la zona de estudio y a sus alrededores:

- **Depósitos aluviales recientes (QA)**

Son depósitos post-glaciares, conformados por material que ha sido transportado por los ríos y forman parte de las llanuras de inundación. Su composición se basa en bloques, gravas y arenas limosas, con formas redondeadas o subangulares que dependen de la dinámica y morfología del curso fluvial (PRECUPA, 1998).

- **Depósitos coluviales (QC)**

Son depósitos de ladera y de pie de talud que son muy heterogéneos y dependen de la zona y del tipo de fenómeno inestable que los origina, como deslizamientos, flujos, derrumbes, entre otros. Estos depósitos se caracterizan por tener materiales con poco transporte, mezclas heterogéneas de bloques y fragmentos angulares y subangulares con una matriz de limo-arcillosa (PRECUPA, 1998).

- **Formación Azogues (Maz)**

Conformada por grandes cortes en areniscas que se pueden observar en la autopista Cuenca - Azogues antes del Descanso. Secuencia sedimentaria típicamente

clástica. Presencia de areniscas tobáceas de grano medio a grueso con tonalidades café amarillentas con capas de lutitas, limolitas y conglomerados intercalados en minoría (PRECUPA, 1998).

- **Formación Loyola (Ml)**

Afloramiento presente en los flancos del anticlinal de Cuenca y el flanco oriental del sinclinal de Gualaceo, se pueden observar en el tramo medio de la autopista Cuenca – Azogues. Formación sedimentaria clástica fino granular, presencia de alternancias de lutitas con tonalidad gris oscura y muy firmes, limolitas que se meteorizan a arcillas con tonalidades blanco y habano, localmente lentes de areniscas limosas habanas estratificadas con cemento calcáreo, calizas y mega brechas (PRECUPA, 1998).

- **Formación Mangan (Mm)**

Formación que aflora desde el sur de Pacchamama cubiertos por la formación Llaeo hacia al norte pasando por Déleg hasta el noroeste de Biblián. Limolitas, lutitas y areniscas fino-granulares, con tonalidades claras en la parte inferior, en la zona media lutitas asociadas con vetas de carbón y en la zona superior arenisca tobácea gruesa de color café que se hace conglomerática hacia arriba (PRECUPA, 1998).

- **Formación Turi (Mtu)**

Presenta gran variedad en su litología, conglomerados de base, arenas, arcillas, tobas, y brechas bien estratificadas. Según Erazo (1957), se encontró madera fosilizada y un mamut. En la vía Turi se observa conglomerados con presencia de areniscas y volcánicos en capas casi horizontales sobre capas sedimentarias deformadas (PRECUPA, 1998).

1.1.5 Geología local

La geología local de la zona de estudio se encuentra conformada casi en su totalidad por la formación Turi. El pie del talud está conformado en un pequeño porcentaje por depósitos aluviales.

- **Litología**

En la formación Turi está conformada por arcillas, arenas, conglomerados de base, brechas bien estratificadas y tobas (PRECUPA, 1998).

Figura 1.5 Estrato presente en escarpe principal



Fuente: propia

- **Espesor y tectónica**

Según PRECUPA (1998), “se le atribuye un espesor de 200 m. (Bristow, 1980), hace parte de la serie más joven de la cuenca sedimentaria de Cuenca, poco deformada, posterior a los depósitos más antiguos de la cuenca que sufrieron grandes deformaciones compresivas” (p. 30).

- **Edad y génesis**

La formación Turi presenta una edad del Mioceno-Tardío, en base a su litología la génesis corresponde a depósitos con sistemas fluviales de aportes considerables y con áreas de inundación (PRECUPA, 1998).

- **Comportamiento geotécnico de la formación Turi**

Condiciones geomecánicas: presencia de fuertes pendientes en donde es muy común la caída de bloques, su gran peso contribuye a la inestabilidad de los estratos más débiles presentes de la formación Mangán.

Condiciones estructurales: debido a la desecación de la arenisca y conglomerados existe fisuración subvertical.

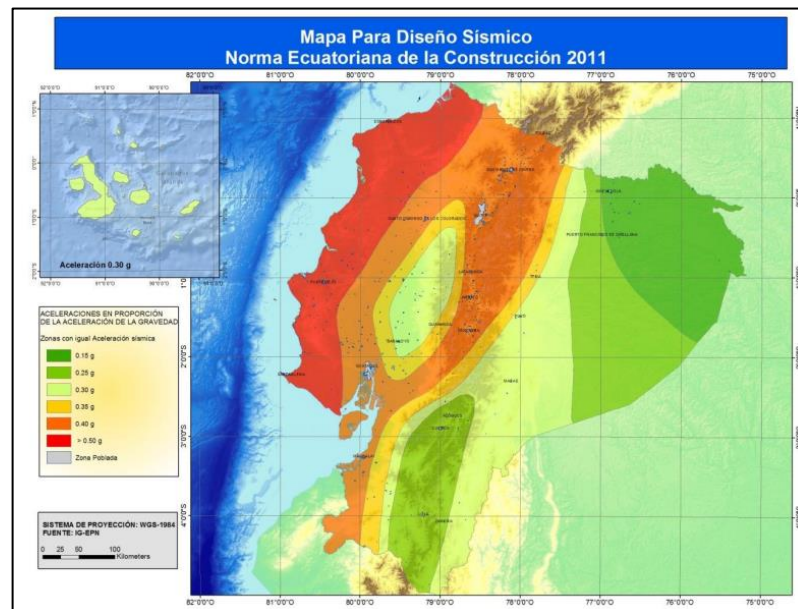
Condiciones hidrogeológicas: macizos poco permeables con niveles freáticos profundos.

La formación Turi tiene una susceptibilidad baja a terrenos inestables. Recomendable prestar atención a bloques sueltos y desprendimientos en las vías, que podrían desencadenar en deslizamientos con roturas en arcillas Mangán (PRECUPA, 1998).

1.1.6 Peligro sísmico de la zona

El área de afección se encuentra ubicada en una zona sísmica II, correspondiente a una amenaza sísmica alta, en la siguiente figura se muestra el mapa de zonificación sísmica del Ecuador proveniente del estudio de peligro sísmico para una excedencia del 10% en 50 años, con 475 años de periodo de retorno (NEC, 2015).

Figura 1.6 Zonas sísmicas y aceleraciones del Ecuador



Fuente: NEC, 2015

En la siguiente tabla se expone la zona sísmica, caracterización y el valor de la aceleración máxima en roca (Z), la misma que se expresa en fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 1.2 Valores de Z para cada zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC, 2015

1.1.6.1 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa)

En la NEC, 2015 cargas sísmicas, diseño sismo resistente capítulo 3.2., presenta los valores de Fa para obtener el valor de la componente horizontal.

Tabla 1.3 Factores de sitio (Fa)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: NEC, 2015

1.1.6.2 Tipos de suelos para el diseño sísmico

En la NEC, 2015 cargas sísmicas, diseño sismo resistente capítulo 3.2. En la siguiente tabla se presenta los tipos de perfiles y sus criterios para clasificarlos.

Tabla 1.4 Clasificación de suelos según la NEC

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: NEC, 2015

Uno de los criterios para clasificar los suelos es la velocidad de onda de corte denominada V_{s30} .

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad Ec. 1$$

d_i = Espesor del estrato i, localizado dentro de los 30m superiores del perfil

V_{si} = velocidad media de la onda cortante del suelo del estrato i, medida en campo, (m/s)

1.1.6.3 Componente horizontal y vertical para análisis pseudoestático

En la NEC, 2015 geotécnica y cimentaciones capítulo 4.2.2. establece que para análisis pseudoestático el valor de la componente horizontal será el 60% de la aceleración máxima en el terreno, mientras que en la NEC, 2015 cargas sísmicas, diseño sismo resistente capítulo 3.4, establece que la componente vertical será igual o mayor a 2/3 de la componente horizontal.

$$k_h = 0.6 \cdot a_{max} \quad Ec. 2$$

$$a_{max} = Z \cdot F_a \quad Ec. 3$$

$$k_v \geq \frac{2}{3} \cdot k_h \quad Ec. 4$$

k_h = componente horizontal

F_a = fuerzas actuantes

Z = aceleración máxima en roca

k_v = componente vertical

1.2 Definiciones

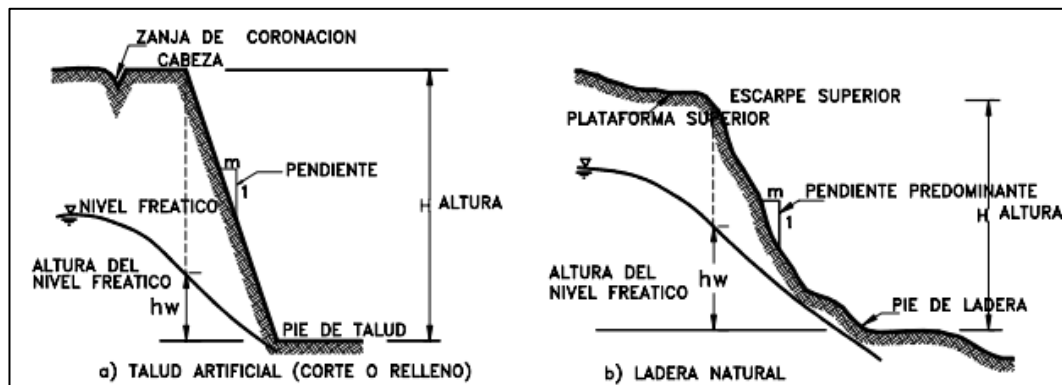
1.2.1 Talud o ladera

Los taludes o laderas son masas de tierra no planas que presentan una cierta inclinación o variación en su altura. Una masa de tierra se denomina talud cuando su origen es antrópico es decir resultado de la intervención humana y ladera cuando es de origen natural (Suárez, 2009).

1.2.1.1 Nomenclatura de un talud

Los taludes o laderas se encuentran constituidos por los elementos que se muestran en la siguiente figura.

Figura 1.7 Nomenclatura de taludes y laderas



Fuente: Suarez, 1998

Tabla 1.5 Descripción de las partes de un talud o ladera

Pie de talud	Punto en donde existe un cambio brusco de la pendiente, localizado en la parte baja del talud.
Cabeza	Lugar en la parte superior del talud en donde se presenta un cambio brusco de pendiente. Cuando la pendiente desde este punto hacia abajo es fuerte o semi vertical se conoce como escarpe.
Altura	Distancia vertical que existe entre la cabeza y el pie del talud, generalmente en las laderas esta distancia es difícilmente medida debido a que la cabeza y el pie no se encuentran bien definidos.
Pendiente	Inclinación de la superficie de la ladera o talud, esta inclinación se puede representar en grados, porcentaje o en relación de una distancia horizontal con respecto a una unidad de mediada vertical (m:1).
Altura de nivel freático	Distancia vertical al punto de nivel de agua, medido desde el pie de la ladera o talud.

Fuente: Suarez, 2009

1.2.2 Movimientos en masa

Los movimientos en masa son consecuencia de la disminución de la resistencia de los geo-materiales debido a los procesos antrópicos o naturales, como precipitaciones, meteorización, sismos (Aristizábal et al., 2011).

Vargas (2002) define como un desprendimiento importante de masa de suelo de manera vertical con dirección al pie del talud o ladera debido a la gravedad, de la misma manera Gonzales de Vallejo (2002) plantea que los movimientos de ladera pueden ser considerados como un reajuste del terreno con el fin de conseguir el equilibrio a causa de cambios en las condiciones iniciales del talud o ladera.

Generalmente en las zonas montañosas constituidas por pendientes fuertes, precipitaciones elevadas, desniveles y la presencia de fracturas o discontinuidades en el terreno favorecen a la formación de movimientos en masa (García-Ruiz et al., 2004).

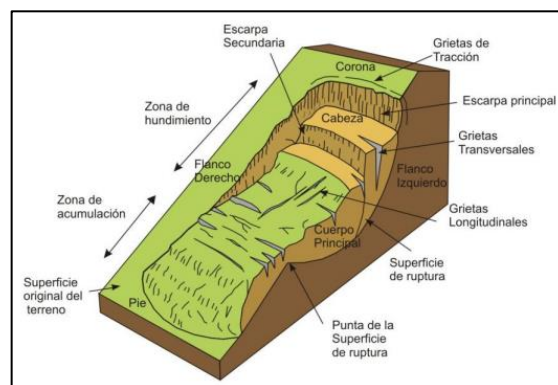
1.2.2.1 Clasificación de movimientos en masa

En 1978, Varnes creó un sistema reconocido en el medio occidental para la clasificación de los principales movimientos en masa basándose en los tipos de materiales y los mecanismos de falla (Montero, 2017).

1.2.2.1.1 Deslizamiento rotacional

Es un desplazamiento a lo largo de un plano de falla cóncava, se caracteriza por un escarpe principal muy pronunciado y un contrapendiente de la cabeza hacia el escarpe. Los deslizamientos rotacionales pueden darse de manera lenta a rápida, con velocidades por debajo de 1m/s.

Figura 1.8 Esquema de un deslizamiento rotacional

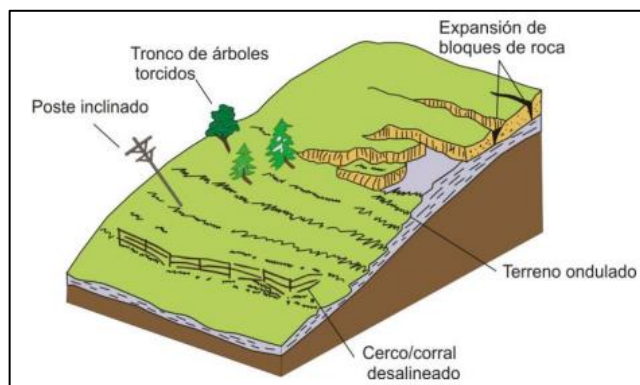


Fuente: Gómez, 2015

1.2.2.1.2 Reptación o “Creep”

Consiste en movimientos lentos del terreno en donde no se puede distinguir una superficie de rotura. Reptación estacional cuando se relaciona con cambios climáticos o a la humedad del terreno y verdadera cuando existe un movimiento continuo en el tiempo (Gómez, 2015).

Figura 1.9 Esquema de reptación de suelos



Fuente: Gómez, 2015

Tabla 1.6 Descripción de movimientos en masa

Movimiento	Descripción
Caído	Desprendimiento de material con tamaño variable en un talud con pendiente fuerte donde la superficie de corte es mínima o inexistente. Movimiento principalmente por caída libre o rodando.
Inclinación o Volcamiento	Rotación de material hacia adelante en rocas, suelos cohesivos secos y suelos residuales. Causada por grietas de tensión, altura y pendiente.
Reptación o Creep	Movimientos lentos de suelo superficial en grandes áreas de terreno con pendiente baja a media, relacionado a cambios climáticos.
Flujo	Movimiento de partículas o bloques pequeños con presencia de agua en donde el material está disgregado y se comporta como un fluido viscoso.
Deslizamiento	Desplazamiento de material en una o varias masas semi independientes sobre uno o varios planos de falla. El plano de falla en forma cóncava corresponde a un deslizamiento rotacional. Deslizamiento traslacional el material se desplaza hacia abajo o afuera en una superficie más o menos plana.
Hundimiento	Desplazamiento vertical del suelo por disminución general de volumen del terreno, pueden ser de grandes o pequeñas magnitudes.
Avalanchas	Flujos con grandes velocidades que forman "tríos" de rocas, suelo y residuos. Fenómenos regionales dentro de una cuenca de drenaje con gran poder destructivo.
Movimientos complejos	Combinación de dos o varios movimientos.

Fuente: Suarez, 2009

1.2.2.2 Causas de los movimientos en masa

Las inestabilidades se dan cuando existe un aumento de las fuerzas gravitatorias y una disminución progresiva de la resistencia cortante del suelo (Cruz, 2013).

Tabla 1.7 Influencia de los diferentes factores en las condiciones de los materiales y laderas

	Factores	Influencias y efectos
Condicionantes	Relieve (pendientes, geometría)	Distribución del peso del terreno.
	Litología (composición, textura)	Densidad, resistencia. Comportamiento hidrogeológico.
	Estructura geológica y estado tensional	Resistencia, deformabilidad. Comportamiento discontinuo y anisótropo. Zonas de debilidad.
	Propiedades geomecánicas de los materiales	Comportamiento hidrogeológico. Generación de presiones intersticiales.
	Deforestación	Modificaciones en el balance hídrico. Erosión.
	Meteorización	Cambios físicos y químicos, erosión externa e interna, generación de zonas de debilidad.
Desencadenantes	Precipitaciones y aportes de agua	Variación de las presiones intersticiales y del peso del terreno.
	Cambio en las condiciones hidrológicas	Saturación en suelos. Erosión.
	Aplicación de cargas estáticas o dinámicas	Cambio en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional de la ladera. Incremento de presiones intersticiales.
	Cambios morfológicos y de geometría en las laderas	Variación de las fuerzas debidas al peso. Cambio en el estado tensional.
	Erosión o socavación del pie	Cambios geométricos en la ladera. Cambios en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional de la ladera.
	Acciones climáticas (procesos de deshielo, heladas, sequías)	Cambio en el contenido de agua del terreno. Generación de grietas y planos de debilidad. Disminución de las propiedades resistentes.

Fuente: Gonzales de Vallejo, 2002

1.2.3 Técnicas de mitigación

- **Modificación geométrica**

Consiste en la modificación de la geometría y así obtener una nueva que garantice su estabilidad. La nueva configuración busca reducir el peso y aumentar la resistencia al corte de la ladera (Escobar & Duque, 2017).

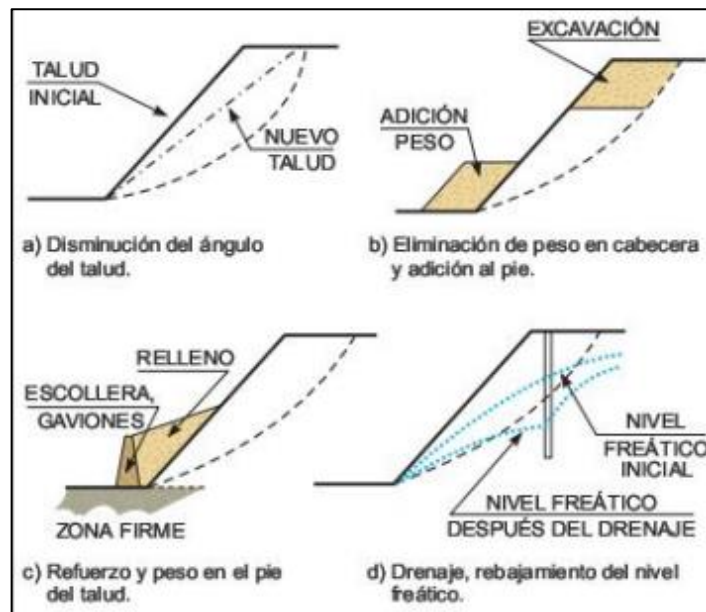
Entre las acciones más comunes están disminuir la pendiente del talud, eliminar el peso de la cabecera, aumentar el peso en la base del talud y construcción de bermas y bancos (González de Vallejo et al., 2002).

Estrategias para la modificación geométrica:

- ✓ Eliminación de masas de material potencialmente inestables, siempre y cuando la nueva configuración sea estable.
- ✓ Construcción de tacones de tierra al pie del talud, el peso propio del tacón provoca un aumento del momento estabilizador.

- ✓ Perfilado de laderas, permite realizar una superficie regular para generar pendientes o alturas que favorecen a la estabilidad y permite generar cobertura vegetal evitando la erosión del suelo.
- ✓ Secuencia de bermas y taludes, la conformación de bermas intermedias en los taludes favorece al proceso constructivo, mantenimiento preventivo, retención de materiales y alojar estructuras hidráulicas para control de escorrentía. (Escobar & Duque, 2017)

Figura 1.10 Métodos de estabilización de laderas



Fuente: (González de Vallejo et al., 2002)

- **Medidas de drenaje**

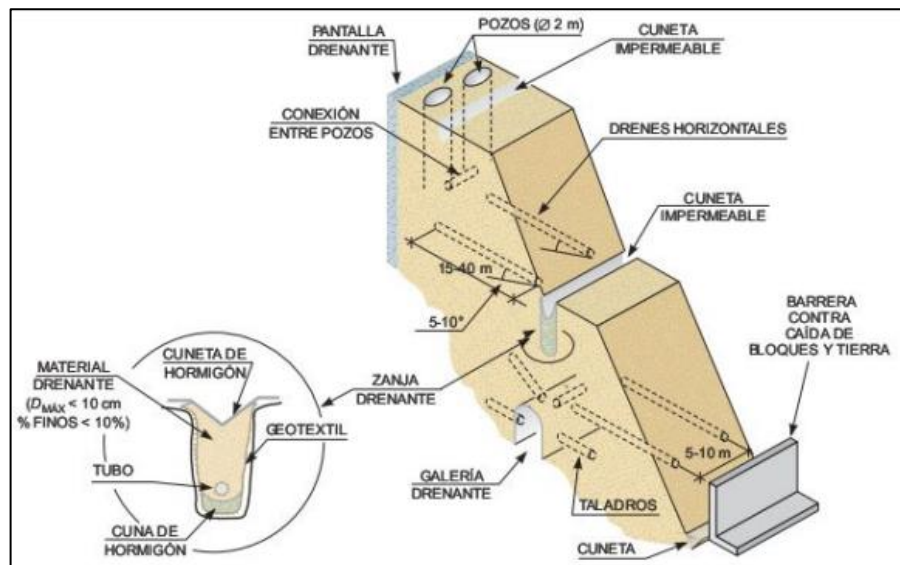
Medidas más efectivas puesto que el agua es el mayor factor desencadenante a los problemas de estabilidad por el aumento de peso, elevación del nivel freático y presiones intersticiales. El agua genera presiones hidrostáticas, erosión del terreno, ablandando el suelo, etc. (González de Vallejo et al., 2002).

- ✓ Drenaje superficial, evita la infiltración de agua subterráneas a través de las grietas o discontinuidades.
- ✓ Drenaje profundo, el objetivo es reducir el nivel freático y desalojar el agua alojada en el talud. Para estos drenajes es importante tener en cuenta las características hidrológicas y la permeabilidad de los materiales. Las

perforaciones de agua deben llegar a la cota que se desea reducir el nivel freático.

- ✓ Drenes californianos, perforaciones sub-horizontales con diámetros de 100 a 150mm, alcanzando distancias entre 30 y 40m.
- ✓ Pozos verticales, perforaciones con diámetros 30-150 cm o mayores en donde la extracción de agua se realiza por medio de bombas de agua (Gonzáles de Vallejo et al., 2002).

Figura 1.11 Medidas de drenaje

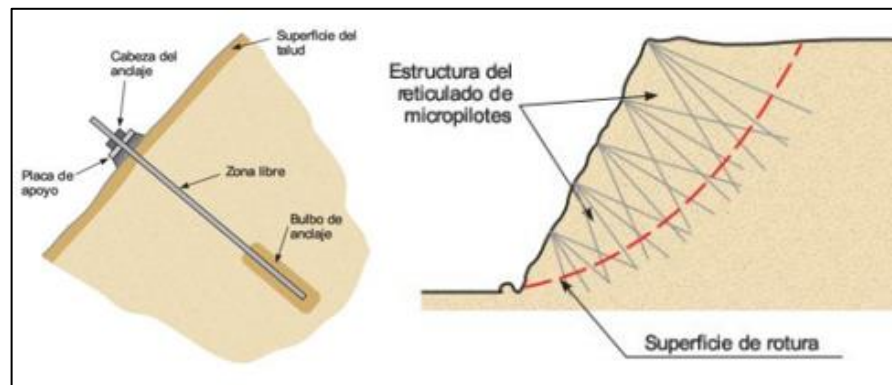


Fuente: (Gonzáles de Vallejo et al., 2002)

- **Elementos estructurales resistentes**

Consiste en la penetración de elementos que aumentan la resistencia en la superficie de falla por medio de pilotes o micropilotes, los anclajes y bulones aumentan las fuerzas tangenciales del rozamiento en la superficie de falla. Los bulones son barras de acero que son considerados anclajes de baja capacidad (Gonzáles de Vallejo et al., 2002).

Figura 1.12 Anclaje y micropilotes

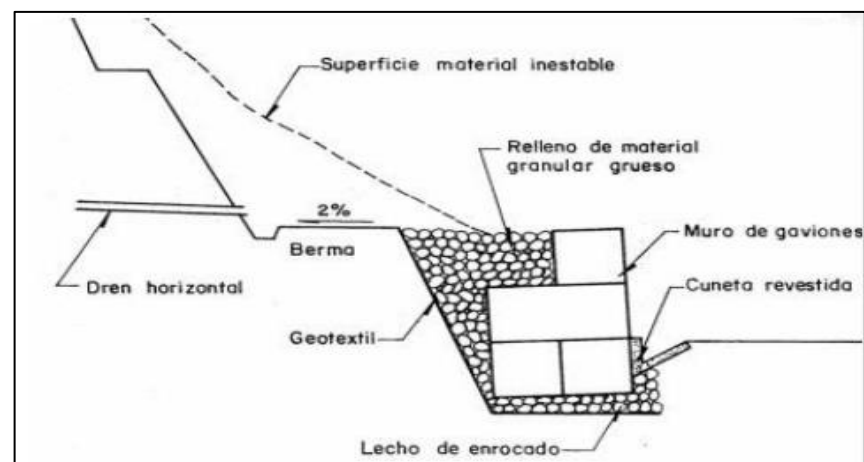


Fuente: (González de Vallejo et al., 2002)

- **Muros y elementos de contención**

Estructuras de gran tamaño en donde su peso es un factor importante y es usual que sean anclados a través de cables o varillas de acero (Suarez Díaz, 1998). El inconveniente de los muros es que se debe excavar al pie del talud para el emplazamiento lo que favorece a la inestabilidad del talud (González de Vallejo et al., 2002). Muros de gaviones, de pantalla, tierra armada, etc.

Figura 1.13 Muro de gaviones



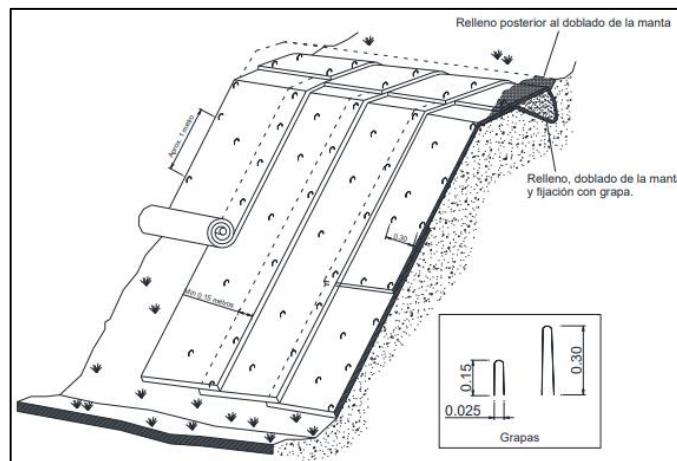
Fuente: (Ugalde, 2015)

- **Medidas de protección superficial**

La aplicación o el uso de mallas metálicas, mortero lanzado (gunite), muros de gravedad al pie del talud, materiales geotextiles, siembra de vegetación, entre otros favorecen a:

- ✓ Suprimir problemas de caída de material
- ✓ Reducir la erosión y meteorización del suelo
- ✓ Eliminar la filtración de agua de escorrentía
- ✓ Ampliar la seguridad de la ladera a roturas superficiales (González de Vallejo et al., 2002).

Figura 1.14 Instalación de mallas o mantas orgánicas



Fuente: (Madrid et al., 2014)

1.3 Geofísica aplicada

La geofísica aplicada surge de la necesidad de detectar yacimientos de hidrocarburos y minerales en el subsuelo. Los métodos geofísicos se basan principalmente en las propiedades físicas de los materiales como: densidad, potencias naturales, conductividad térmica, potenciales REDOX, permeabilidad magnética, etc., dependiendo de las características físicas y morfológicas de la zona de estudio se podrá aplicar diversas técnicas geofísicas. Dentro de la ingeniería civil los métodos más utilizados son: eléctrico, sísmico, magnético y gravimétrico (Álvarez-Manilla Aceves, 2003).

1.3.1 Método sísmico

La sismología brinda la mejor información acerca del interior de la tierra y delimita los yacimientos de hidrocarburos con mayor resolución a comparación de otros métodos geofísicos. Las ondas que son generadas por medio de terremotos o eventos sísmicos artificiales se someten a amplios estudios que permiten obtener información

sobre la estratificación de las capas y las discontinuidades del interior de la tierra (Álvarez-Manilla Aceves, 2003).

1.3.1.1 Propagación de las ondas elásticas en un medio

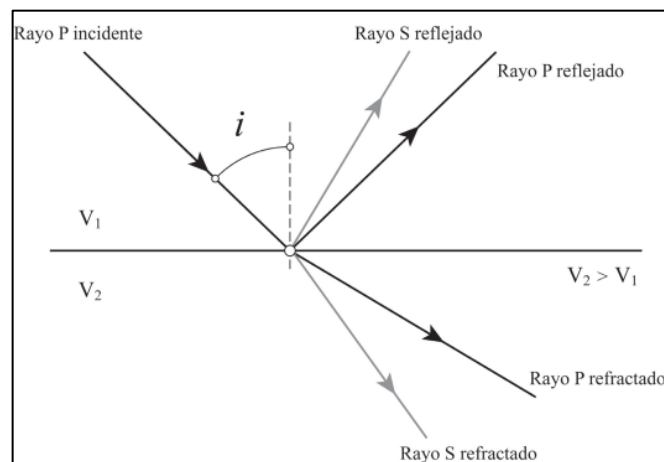
El movimiento ondulatorio está regido por los principios fundamentales de Fermat y Huyghens.

Fermat establece que el movimiento ondulatorio entre dos puntos sigue la trayectoria de tiempo mínimo, mientras que, Huyghens indica que todo frente de onda se comporta como un nuevo centro generador de ondas. Ambos principios están ligados al concepto de onda y trayectoria, y en estos dos principios está basado el método de exploración sísmica (Álvarez-Manilla Aceves, 2003).

1.3.1.2 Reflexión y refracción de rayos sísmicos con incidencia oblicua

De acuerdo a la figura 1, los rayos sísmicos inciden oblicuamente con respecto a una interfase, generando ondas P reflejadas y refractadas, pero también, algo de la energía sísmica se transformará en ondas S reflejadas y refractadas, polarizadas con respecto a un plano vertical (Martínez Pagán, 2008).

Figura 1.15 Rayos refractados y reflejados de ondas P y S, generados por un rayo incidente de onda P

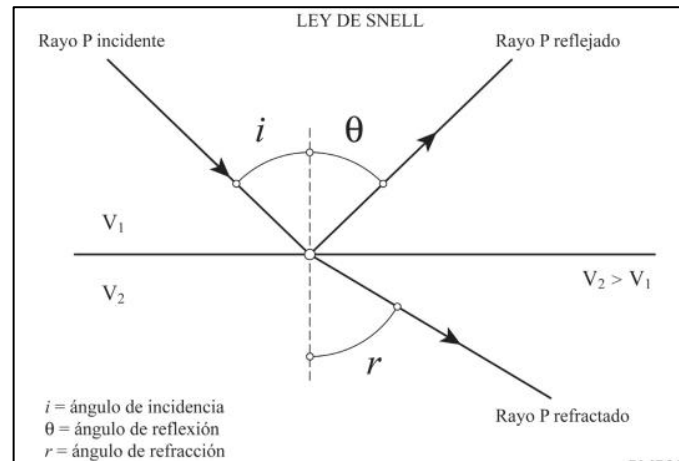


Fuente: Martínez Pagán, 2008

La dirección de propagación de un rayo transmitido varía cuando este entra en contacto con un medio diferente, denominando a este fenómeno como refracción. Por medio de la ley de Snell se puede conocer la geometría de los rayos reflejados y refractados con

respecto al rayo incidente. Shell establece que los rayos de reflexión, incidencia y la normal se encuentran en un mismo plano (Martínez Pagán, 2008).

Figura 1.16 Ley de Shell



Fuente: Martínez Pagán, 2008

Según Shell para dos medios diferentes se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{\sin(i)}{\sin(r)} = \frac{V_1}{V_2} \quad Ec. 5$$

V_1 = Velocidad de propagación de la onda sísmica del medio 1

V_2 = Velocidad de propagación de la onda sísmica del medio 2

i = Ángulo de incidencia

r = Ángulo de refracción

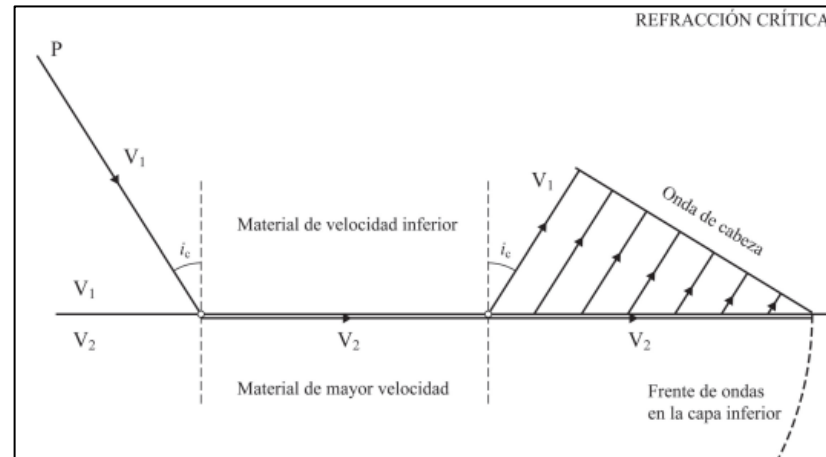
El principio de Shell también es aplicable para los rayos reflejados y establece que los ángulos de incidencia (i) y de reflexión (θ) son iguales.

1.3.1.3 Refracción crítica

Cuando la velocidad de propagación del medio inferior es bastante superior a la velocidad de propagación del medio superior, existe un ángulo crítico de incidencia (i_c), en donde, se generarán rayos refractados con ángulos de 90° y estos se propagarán por la interfase del medio de mayor velocidad. El paso de las ondas refractadas por la interfase genera presiones dando lugar a ondas sísmicas ascendentes denominadas

ondas cabeza, con una inclinación igual al ángulo crítico y pudiendo alcanzar la superficie. Cualquier rayo de incidencia con un ángulo mayor al crítico producirá reflexión interna total (Martínez Pagán, 2008).

Figura 1.17 Refracción crítica



Fuente: Martínez Pagán, 2008

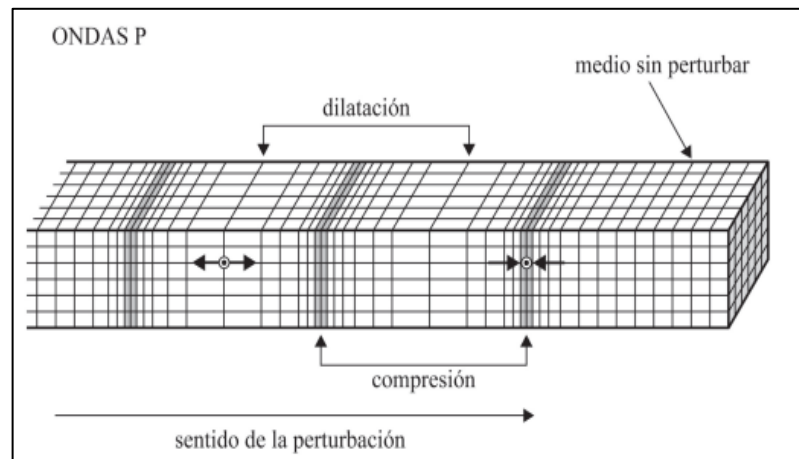
El ángulo crítico está definido por la siguiente ecuación:

$$\frac{\sin(i_c)}{V_1} = \frac{\sin(90^\circ)}{V_2} = \frac{1}{V_2} \quad Ec. 6$$

$$i_c = \sin^{-1}\left(\frac{V_1}{V_2}\right) \quad Ec. 7$$

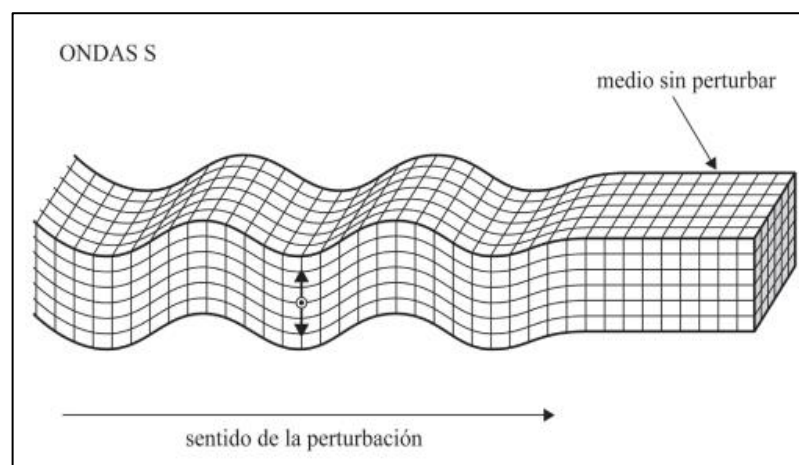
1.3.1.4 Tipos de ondas sísmicas

Existen dos tipos de ondas, ondas de cuerpo y ondas superficiales. Las ondas de cuerpo se dividen en ondas S y P. Las ondas P (ondas de presión, longitudinales o primarias) se transmiten por medios sólidos y líquidos, el desplazamiento de esta es hacia adelante y hacia atrás en dirección a la propagación de la onda, mientras que las ondas S (ondas de cizalla, transversales o secundarias) se transmiten solo por medios sólidos, su desplazamiento es hacia un lado y otro de manera perpendicular a la propagación de la onda (Sellés-Martínez, 2005).

Figura 1.18 Ondas longitudinales o V_p 

Fuente: Martínez Pagán, 2008

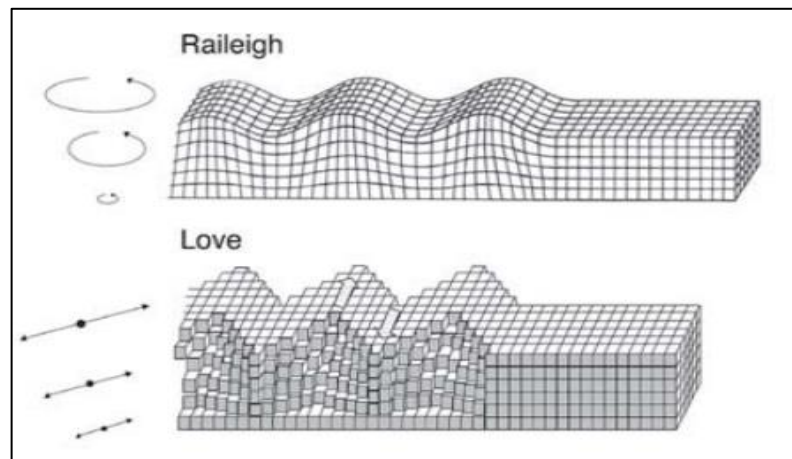
Las ondas Secundarias " V_s " son mucho más lentas que las ondas Primarias " V_p ", por otra parte, las ondas superficiales son de baja frecuencia y poseen un tiempo de propagación menor en un 20% a las V_p (Álvarez-Manilla Aceves, 2003).

Figura 1.19 Ondas de corte o V_s 

Fuente: Martínez Pagán, 2008

Las ondas superficiales son las que provocan mayor destrucción (terrenos sueltos o saturados de agua) por su desplazamiento exclusivo sobre la superficie terrestre. Las ondas Love y Rayleigh (figura 6) destacan por ser ondas superficiales con movimientos complejos de partículas (Sellés-Martínez, 2005).

Figura 1.20 Ondas superficiales Rayleigh y Love



Fuente: Sellés-Martínez, 2005

1.3.1.5 Ensayo del método de refracción sísmica

Consiste en registrar los tiempos de viaje de las ondas desde el punto de emisión hasta una serie de sensores (geófonos) superficiales que se encuentran distribuidos en línea recta partiendo del punto de origen y con una determinada separación. Para prospecciones profundas la fuente de energía de las ondas artificiales son los explosivos, mientras que para menores profundidades las ondas pueden ser generadas por impactos de herramientas manuales (Ampuero y Van Sin Jan, 2004).

A partir de los tiempos de llegada de las ondas a cada geófono se forman las gráficas de tiempo vs distancia conocidas como “Curvas Domocrónicas”, en donde el inverso de la pendiente de cada una de las rectas representa la velocidad del estrato (Álvarez-Manilla Aceves, 2003).

Las ondas “Vp” y “Vs” son las más utilizadas dentro de los estudios de ingeniería, las ondas “P” son generadas por medio de explosiones o golpes de martillo, mientras que las ondas “S” son mucho más difíciles de generar, pero por medio de estas se puede determinar módulos elásticos de vibración, períodos fundamentales de vibración, entre otros. Las “Vs” pueden ser medidas por medio *uphole*, *downhole*, *crossh* y refracción, la última es la más utilizada por medio de geófonos con componentes horizontales (Álvarez-Manilla Aceves, 2003).

1.3.1.6 Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)

Método utilizado para la evaluación y medición de ondas sísmicas de corte, la adquisición de los perfiles de velocidad de ondas de corte son críticas, pero el uso del método MASW es idóneo para este fin (Suárez Gómez, 2017). Los parámetros externos que influyen en la adquisición de datos son:

- ✓ Fuente generadora
- ✓ Distancia entre la fuente generadora y sensor más cercano
- ✓ Distancia inter-geofonal
- ✓ Longitud total del arreglo sísmico

Método con fines de ingeniería geotécnica que mide las velocidades de onda superficiales que se generan a partir de una fuente de energía artificial como los mazos, estas ondas son analizadas en base a la velocidad de propagación y se deduce las variaciones de las ondas de corte u ondas secundarias (V_s) (Correia Machuca, 2015).

1.3.1.7 Parámetros mecánicos del suelo

Mediante la aplicación de la sísmica de refracción se ha podido generar correlaciones empíricas basadas en ondas primarias y secundarias para obtener parámetros mecánicos ((Pazmiño Agualema, 2017)).

- ✓ Angulo de fricción interna (grados)

$$\phi = 0.7792 \frac{V_p}{V_s} + 26.529 \quad Ec. 8$$

- ✓ Cohesión (kg/cm²)

$$c = 0.0508 - 0.0167 \frac{V_p}{V_s} \quad Ec. 9$$

1.3.1.8 Parámetros elásticos del subsuelo

- ✓ **Relación de Poisson (ν):** relación que existe entre los cambios de área unitaria de las secciones transversales y longitudinales, las velocidades de propagación de las ondas tienen relación con las propiedades elásticas del medio, por lo tanto, la relación de Poisson se expresa como (Álvarez-Manilla Aceves, 2003):

$$\nu = \frac{\left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - 2} \quad Ec. 10$$

Vp = Velocidad de ondas Primerias

Vs = Velocidad de ondas Secundarias

- ✓ **Módulo de Young (E):** relación que existe entre el esfuerzo y la deformación longitudinal unitarias, tanto para la compresión como para la tensión y se expresa como (Álvarez-Manilla Aceves, 2003):

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \quad Ec. 11$$

G = Módulo de Rigidez

ν = Relación de Poisson

- ✓ **Módulo de Rigidez (G):** relación existente entre el esfuerzo unitario transversal y el desplazamiento relativo de los planos de deslizamiento y se expresa como (Álvarez-Manilla Aceves, 2003):

$$G = \rho \cdot Vs^2 \quad Ec. 12$$

ρ = densidad del material

Vs = velocidad de ondas Secundarias

- ✓ **Peso volumétrico (γ):** en base a la velocidad de ondas primarias Vp se puede estimar el peso unitario del material en gr/cm³ (Naranjo Aguay & Dranichnikov, 2012).

$$\gamma = 1.1516 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt{Vp} + 1.3 \quad Ec. 13$$

1.3.1.9 Tiempos de intercepto

Consiste en medir el tiempo de llegada de las ondas hacia los geofonos que se encuentran instalados en la superficie del terreno. Cuando se generan ondas sísmicas artificiales por medio de una fuente de energía como el golpe de un martillo sobre una placa de acero estas ondas se refractan en los estratos o capas del suelo y llegan a

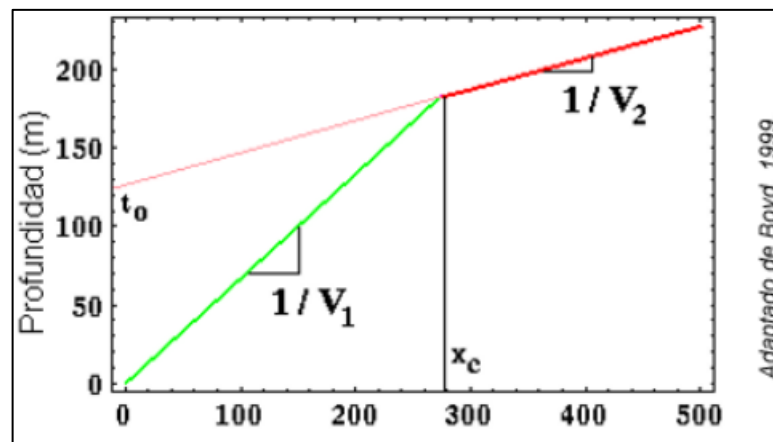
los geofonos de la superficie. Los tiempos de llegada van aumentando a medida de que aumenta la distancia y la profundidad de penetración. Para determinar

- **Caso de 2 estratos**

El caso de que una capa de velocidad V_1 sea precedida por otra con velocidad V_2 y se genere un disparo en un extremo se generaran tiempos primarios de llegada segun el frente de ondas directo, del medio con velocidad V_1 y del medio de velocidad V_2 .

En la siguiente figura se muestra la curva tiempo-distancia, el primer tramo comprende los tiempos de llegada de las ondas longitudinales V_p directas y el segundo tramo corresponde a los tiempos de llegada de las ondas V_p refractadas. En cada tramo la velocidad de onda es igual a la inversa de la pendiente, siendo V_1 la velocidad de onda primaria del estrato superior y V_2 del estrato inferior. x_c corresponde a la distancia en donde empieza la proyeccion de la onda refractada y t_0 es el tiempo transcurrido de la misma (Carhuallanqui Manrique, 2019).

Figura 1.21 Tiempos de intercepto para 2 capas



Fuente: (Carhuallanqui Manrique, 2019)

Para determinar la profundidad del primer estrato se utiliza la siguiente expresión en donde c_i es el ángulo crítico descrito anteriormente.

$$h = \frac{1}{2} \cdot t_0 \cdot V_1 \cdot \cos(c_i) \quad \text{Ec. 14}$$

Tabla 1.8 Velocidad de ondas Vp para distintos suelos o rocas

Materiales Suelo y roca natural	Velocidad (m/s)
Material de superficie degradada	240 - 610
Grava o arena seca	460 - 915
Arena (Saturada)	1220 - 1830
Arcilla (Saturada)	915 - 2750
Areniscas	1830 - 3960
Esquisto	2750 - 4270
Tiza	1830 - 3960
Caliza	2134 - 6100
Granito	4575 - 5800
Roca metamórfica	3050 - 7000

Fuente: ASTM D5777, 2011

1.3.2 Método eléctrico

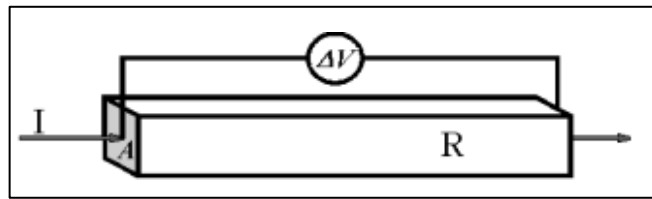
Los métodos eléctricos generalmente son utilizados en el campo de la hidrogeología para distinguir las propiedades del subsuelo (Arias, 2002). Estos métodos se basan principalmente en el suministro de corriente eléctrica a través de una fuente de energía que es dirigida al suelo por medio de varillas denominadas electrodos. Todos los materiales terrestres presentan una resistencia al paso de la corriente eléctrica conocida como resistividad geo eléctrica, la cual permite distinguir los distintos materiales del subsuelo (Guambaña et al., 2019).

1.3.2.1 Resistividad eléctrica

La propiedad física que permite diferenciar distintos tipos de materiales se denomina resistividad, esta propiedad categoriza el comportamiento del material al paso de la corriente eléctrica (Osella y Lanata, 2006).

La corriente que atraviesa por los sedimentos o rocas se puede explicar por medio de la ley de ohm, esta hace referencia a que la caída de potencial ΔV entre 2 puntos en donde circula una corriente I, es proporcional al producto de la resistencia R y la corriente I (Auge, 2008).

Figura 1.22 Prisma homogéneo por donde circula una corriente eléctrica



Fuente: Osella y Latana, 2006

Si la intensidad suministrada cambia, la diferencia de potencial también cambia de tal forma que la relación entre ambas debe mantenerse constante. La resistencia es el valor adquirido por la constante y depende del material y la geometría (García, 2021) establecido en la siguiente expresión:

$$R = \rho \cdot \frac{L}{A} \quad \text{Ec. 15}$$

R = resistencia

L = longitud del prisma

A = sección del prisma

ρ ($\Omega \cdot m$) = resistividad eléctrica

La resistividad eléctrica es una constante independiente de las características del prisma y su unidad es el Ohm*metro (García, 2021), de tal forma que se puede reescribir la ley de Ohm con la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A \cdot \Delta V}{L \cdot I} \quad \rightarrow \quad \rho = K \cdot \frac{\Delta V}{I} \quad \text{Ec. 16}$$

En donde K es un factor que representa los parámetros geométricos del sistema.

El valor de ρ sería la resistividad real del suelo si este fuera homogéneo, pero es común que este valor sea una mezcla de diferentes resistividades pertenecientes a diversos materiales, por ende, se denominara resistividad aparente $\rho = \rho_a$ (Sánchez, 2002).

Tabla 1.9 Valores de resistividad del suelo, agua y roca según ASTM D6431

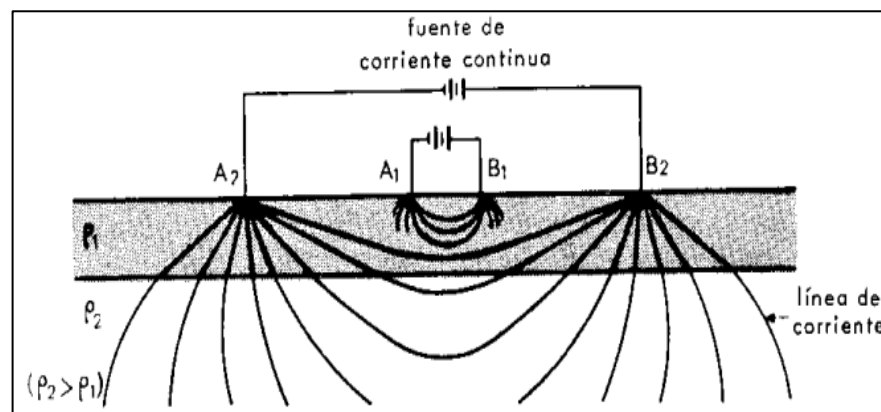
TIPOS DE SUELO	RESISTIVIDAD
Resistividad en suelo regional	$\Omega \cdot m$
Regiones húmedas	50-200
Regiones secas	100-500
Regiones áridas	200-1000 (algunas veces tan bajo que llega a 50 debido a la salinidad del suelo)
Agua	$\Omega \cdot m$
Agua subterránea	1-100
Agua de lluvia	30-1000
Agua de mar	Del orden de 0.2
Hielo	105-108
Tipos de roca	$\Omega \cdot m$
Ígneas y metamórficas	100-10000
Sedimentos consolidados	10-100
Sedimentos no consolidados	1-100

Fuente: García, 2021

1.3.2.2 Sondeo eléctrico vertical (SEV)

Los sondeos eléctricos verticales tienen como finalidad determinar la variación de la resistividad aparente con respecto a la profundidad en el punto de medición. Las mediciones se realizan en la superficie del terreno por medio de un dispositivo que incluye 4 electrodos AB y MN, la profundidad de exploración varía con respecto a la abertura de los electrodos AB, es decir mientras mayor es la abertura de los electrodos mayor es la profundidad de investigación (Astier, 1975).

Figura 1.23 Electrodo AB y MN



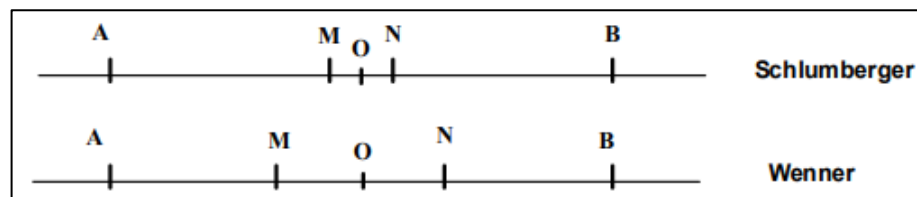
Fuente: Astier, 1975

Este método es más efectivo cuando se aplica sobre superficies que están compuestas por capas homogéneas con respecto a la resistividad y delimitadas por planos paralelos con respecto a la superficie del terreno (Peña, 2015).

1.3.2.3 Dispositivos electródicos

Los dispositivos electródicos más utilizados son Schlumberger y Wenner, estos dispositivos son rectilíneos y simétricos, cada uno conformado por 4 electrodos AMNB alineados con un punto “O” en común (Astier, 1975), los electrodos de corriente AB, son los que suministran corriente eléctrica al subsuelo mientras que los electrodos de potencial MN, son los encargados de medir el voltaje que se genera a causa del suministro de corriente al subsuelo (Peña, 2015).

Figura 1.24 Dispositivos electródicos más utilizados

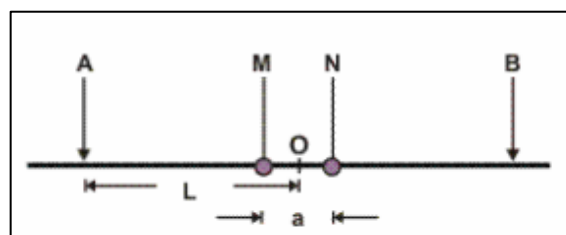


Fuente: Sánchez, 2002

✓ Schlumberger

Este arreglo consiste en mantener la distancia de separación constante de los electrodos MN (Peña, 2015). La distancia de los electrodos MN generalmente cumple con $AB/5 > MN > AB/20$ de esta forma la distancia se mantiene lo más corta posible siempre y cuando permita conseguir datos correctos del voltímetro (Sánchez, 2002).

Figura 1.25 Dispositivo Schlumberger



Fuente: Auge, 2008

El coeficiente geométrico K para el dispositivo Schlumberger se expresa como (Auge, 2008)

$$K = \frac{\pi \cdot L^2}{a} \quad \text{Ec. 17}$$

L = longitud de AB/2, (m)

a = distancia entre MN, (m)

Remplazando en la ecuacion anterior, la resistividad aparente quedaria de la siguiente manera:

$$\rho_a = \frac{\pi \cdot L^2 \cdot \Delta V}{a \cdot I} \quad \text{Ec. 18}$$

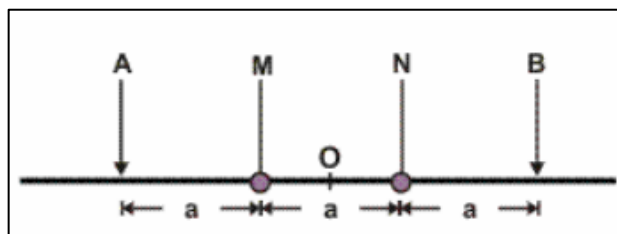
ΔV = Voltaje medido en campo

I = corriente medida en campo

✓ Wenner

Este arreglo consiste en mantener una distancia interelectródicas iguales para las distancias AM, MN y NB, las que van variando con respecto a un factor “n” que varía con cada medición que se realiza (Peña, 2015).

Figura 1.26 Dispositivo Wenner



Fuente: Auge, 2008

El coeficiente geométrico K para el dispositivo Wenner se expresa como (Auge, 2008):

$$K = 2 \cdot \pi \cdot a \quad \text{Ec. 19}$$

Remplazando en la ecuación, la resistividad aparente quedaría de la siguiente manera:

$$\rho_a = \frac{2 \cdot \pi \cdot a \cdot \Delta V}{I} \quad \text{Ec. 20}$$

1.4 Análisis de estabilización de taludes

El análisis de estabilidad es aplicado al diseño de taludes o cuando existe una inestabilidad de los mismos. Cuando se ha generado la rotura en un talud se realiza un análisis a posteriori, que permite conocer el modelo, mecanismo y geometría de la inestabilidad, además permite caracterizar la geomecánica de los materiales que constituyen el talud (González de Vallejo et al., 2002).

Las superficies onduladas y pendientes fuertes de los terrenos generalmente en las regiones de la franja andina, provocan alta intensidad y recurrencia de procesos geológicos. Por tales motivos es importante los estudios de estabilidad a partir de la mecánica de rocas y suelos (Suarez Burgoa, 2016).

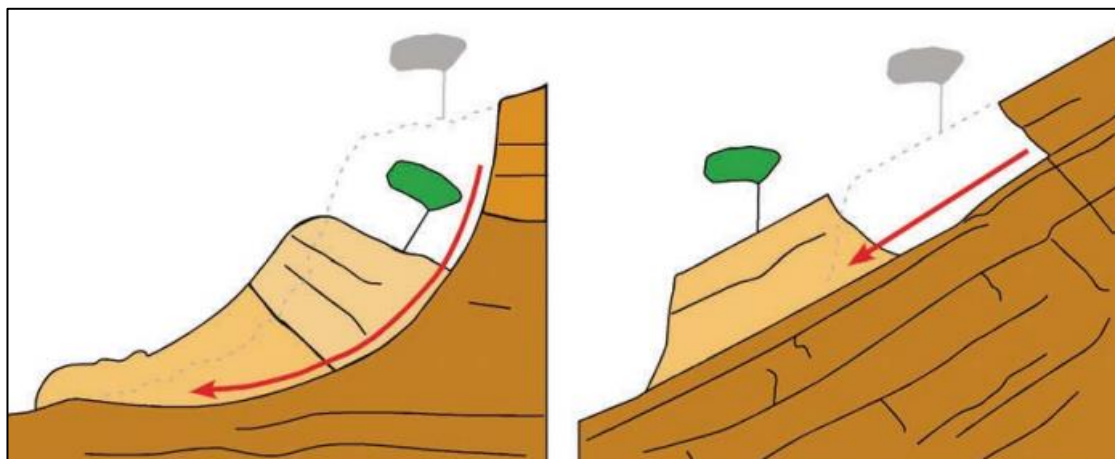
Existen 2 métodos de análisis el probabilístico y el determinístico este último es el más utilizado con el método de equilibrio limite.

- ✓ **Métodos determinísticos:** se basa en definir los valores adecuados de los parámetros físicos y resistentes del terreno, conjuntamente con las leyes de comportamiento adecuado de los materiales se define el estado o factor de seguridad del talud. En este método se puede distinguir los métodos de tenso-deformaciones y equilibrio limite (González de Vallejo et al., 2002).
- ✓ **Métodos probabilísticos:** consiste en la probabilidad de la rotura de un talud en condiciones determinadas. Según Gonzales de Vallejo et al. (2002), “Es necesario conocer las funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis, realizándose a partir de ellas los cálculos del factor de seguridad mediante procesos iterativos” (p. 445).

1.4.1 Superficie de falla o rotura

La superficie de falla es la zona en donde existe un contacto entre la masa de terreno inestable y la masa estable de la ladera o del talud. Estas superficies de falla o rotura poseen diferentes formas geométricas, pudiendo destacar las semiplanas y las cóncavas (circular) provenientes de los deslizamientos de tipo traslacional y rotacional respectivamente (Oliva González, 2015).

Figura 1.27 Plano de falla rotacional y traslacional



Fuente: Llorens & Masquef, 2009

1.4.2 Factor de seguridad global

Es un valor usado para determinar el estado de estabilidad del talud o ladera, del origen del método de equilibrio límite este factor expresa la relación que existe entre la resistencia media del material y la resistencia de la corte requerida para mantener el suelo en equilibrio (Suarez Burgoa, 2016).

$$F_s(\text{factor de seguridad}) = \frac{\sigma_r(\text{esfuerzos estabilizantes})}{\sigma_m(\text{esfuerzos desestabilizadores})}$$

También se puede definir como la división entre los esfuerzos que resisten y oponen a los esfuerzos causantes del desplazamiento de la dovela y los esfuerzos que ocasionan el desplazamiento de la dovela (Suarez Burgoa, 2016).

Tabla 1.10 Factores de seguridad por cortes mínimos

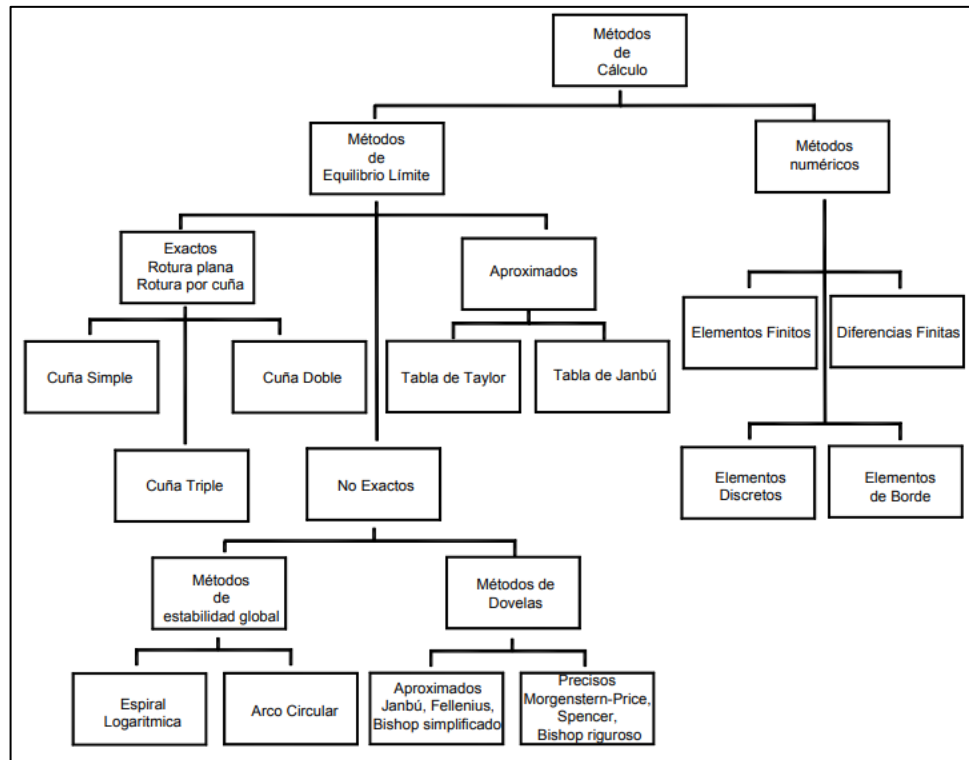
CONDICIÓN	F _{SCORTE} Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Nominal	1,50	1,25
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1,25	1,10
Carga Muerta + Carga Viva Nominal + Sismo de diseño pseudo estático	1,10	1,00
Taludes-condición estática y agua subterránea normal	1,50	1,25
Taludes-condición pseudo estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1,05	1,00

Fuente: NEC, 2015

1.4.3 Métodos de equilibrio límite

Son métodos basados en la estática los cuales buscan el equilibrio de una masa de suelo inestable, además no se toma en cuenta la deformación del suelo y también presume que la resistencia al corte se traslada total y sincrónicamente a lo extenso de la superficie de corte o falla (Oliva González, 2015).

Figura 1.28 Clasificación de los métodos de calculo



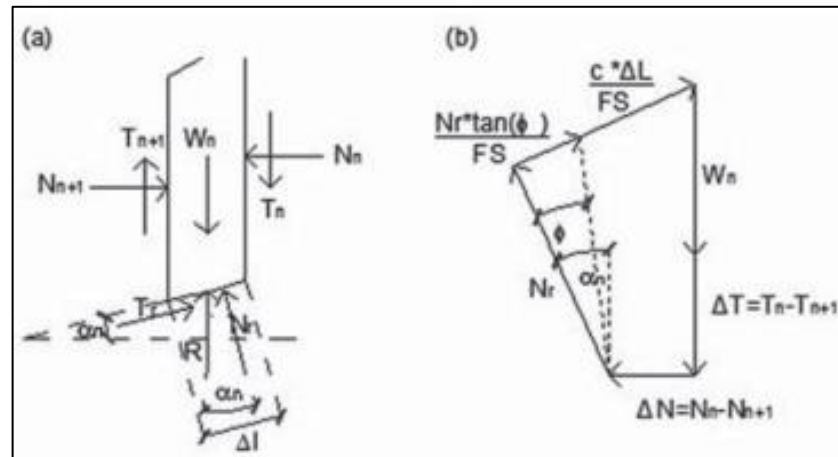
Fuente: Oliva González, 2015

El uso de los métodos de equilibrio límite ha sido utilizados por varios años, estos métodos asumen en el caso de una falla, las fuerzas resistentes son iguales a lo largo del plano de corte y con un factor de seguridad igual a 1.00 (Suárez Díaz, 2009).

✓ Método de Bishop Simplificado

Este método estudia la estabilidad de un talud o ladera con superficie de falla del tipo circular considerando el resultado de las fuerzas entre las dovelas, puesto que es un método que se basa en rebanadas la masa del terreno se divide en n rebanadas verticales y así analizar las fuerzas y los momentos incluidos en cada rebanada y de esta manera determinar el factor de seguridad asociado (Sanhueza & Rodríguez, 2013).

Figura 1.29 a) fuerzas que actúan en una rebanada y b) fuerzas en equilibrio de una rebanada



Fuente: Sanhueza y Rodríguez, 2013

Las siguientes ecuaciones se obtienen a partir de la anterior figura.

$$T_r = N_r \cdot \tan(\phi) + c \cdot \Delta l = N_r \cdot \left(\frac{\tan(\phi)}{FS} \right) + \frac{c \cdot \Delta l}{FS} \quad \text{Ec. 21}$$

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \left(\frac{c \cdot \Delta l}{FS} \right) \cdot \text{sen}(\alpha_n)}{\cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) \cdot \text{sen}(\alpha_n)}{FS}} \quad \text{Ec. 22}$$

Con los diagramas de cuerpo libre para cada rebanada se puede obtener las ecuaciones de equilibrio para fuerzas y momentos.

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot r \cdot \text{sen}(\alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} T_r \cdot r \quad \text{Ec. 23}$$

$$T_r = \frac{1}{FS} \cdot (c + \sigma' \cdot \tan(\phi)) \cdot \Delta l = \frac{1}{FS} \cdot (c \cdot \Delta l + N_r \cdot \tan(\phi)) \quad \text{Ec. 24}$$

Remplazando en la ecuación anterior se obtiene lo siguiente:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \cdot b + W_n \cdot \tan(\phi) + \Delta l \cdot \tan(\phi)) \cdot \frac{1}{m(\alpha_n)}}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \cdot \text{sen}(\alpha_n))} \quad \text{Ec. 25}$$

$$m\alpha_n = \cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) \cdot \text{sen}(\alpha_n)}{FS} \quad \text{Ec. 26}$$

El método toma en cuenta las fuerzas de contacto entre 2 rebanadas, pero no influyen ya que se encuentran en equilibrio, para el cálculo estas fuerzas se toman igual a cero simplificándose la ecuación a:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \cdot b + W_n \cdot \tan(\phi)) \cdot \frac{1}{m(\alpha_n)}}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \cdot \sin(\alpha_n))} \quad \text{Ec. 27}$$

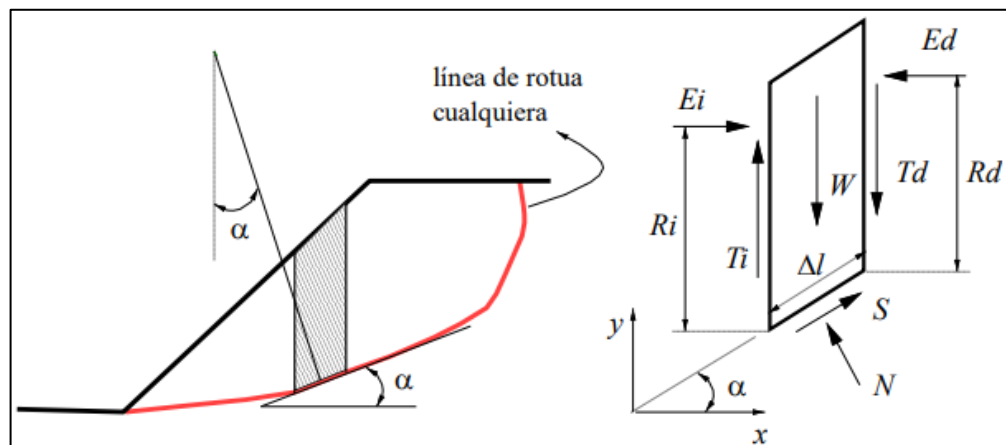
✓ Método de Morgenstern – Price

Es un método capaz de cubrir las ecuaciones de equilibrio, este método asume que la componente tangencial (T) es una pequeña fracción de la componente horizontal (E), $f(x)$ representa una función que se define por el profesional dependiendo del tipo de talud y terreno, que posee como variable independiente a la abscisa horizontal “x”, λ se define como un factor de corrección en todas las dovelas para poder cumplir el equilibrio (Oliva González, 2015).

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad \text{Ec. 28}$$

De esta forma las ecuaciones verticales y horizontales permiten calcular el factor de seguridad en función de los valores de T. Morgenstern basándose en criterios ingenieriles fijó la forma de inclinación de las fuerzas entre las dovelas $f(x)$ y de esta manera resolver la función. La altura de acción de los empujes es una parte de la solución para tener equilibrio, de esta manera si la solución es lógica se puede asentar como resuelto el problema de lo contrario se debe recalculer para adaptar el valor de $f(x)$ (Oliva González, 2015).

Figura 1.30 Modelo de análisis del método de Morgenstern – Price



Fuente: (Oliva González, 2015)

Fijada $f(x)$ la ecuación de equilibrio global de momentos permite calcular λ , al sustituir en la ecuación de equilibrio de momentos (T) por la ecuación en términos de (E), se obtiene lo siguiente:

$$\lambda \cdot \Sigma E \cdot f(x) \cdot \Delta x = \Sigma E \cdot \tan(\alpha) \cdot \Delta x \quad Ec. 29$$

$$\lambda = \frac{\Sigma E \cdot \tan(\alpha) \cdot \Delta x}{\Sigma E \cdot f(x) \cdot \Delta x} \quad Ec. 30$$

En forma continua o no incremental de la ecuación global de equilibrio de momentos es necesaria la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{\int_L E \cdot \tan(\alpha) \cdot dx}{\int_L E \cdot f(x) \cdot dx} \quad Ec. 31$$

Cuando se representan fuerzas horizontales, el vector empuje del flujo es igual a un momento respecto a la línea de rotura, para estos casos la ecuación de equilibrio global de momentos se define como:

$$\Sigma T \cdot \Delta x - \Sigma E \cdot \Delta y = M_0 \quad Ec. 32$$

$$M_0 = \Sigma Hh + \Sigma KW h_g \quad Ec. 33$$

$$\lambda = \frac{M_0 + \Sigma E \cdot \tan(\alpha) \cdot \Delta x}{\Sigma E \cdot f(x) \cdot \Delta x} \quad Ec. 34$$

O en la versión continua:

$$\lambda = \frac{M_0 + \int_L E \cdot \tan(\alpha) \cdot dx}{\int_L E \cdot f(x) \cdot dx} \quad Ec. 35$$

La solución de problemas de estabilidad consiste en un proceso iterativo, basado en una hipótesis elemental se resuelva el problema definido en la primera ley de empujes. La interacción se realiza calculando el valor de λ (Oliva González, 2015).

Tabla 1.11 Métodos más utilizados en análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular, (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, sea asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

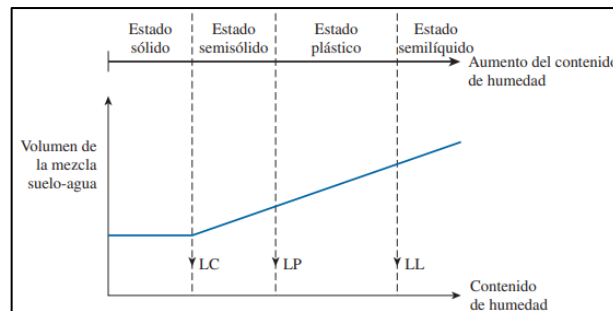
Fuente: Suárez Díaz, 2009

1.5 Límites de Atterberg

Para la clasificación de suelos es importante los límites de consistencia de los suelos cohesivos, además por la relación que existe entre su comportamiento hidráulico y mecánico que dependen del contenido de agua, tipo y cantidad de arcilla contenida (Briceño et al., 2018).

Atterberg demostró que la plasticidad no es una propiedad que permanece en una arcilla ya que depende del agua que contenga. Una arcilla seca puede tener una consistencia de un sólido, mientras que con un contenido elevado de agua puede tener las propiedades de un lodo semilíquido. Entre los extremos hay un intervalo de contenido de agua en donde la arcilla se puede comportar de forma plástica (Briceño et al., 2018).

Figura 1.31 Definición de los límites de Atterberg



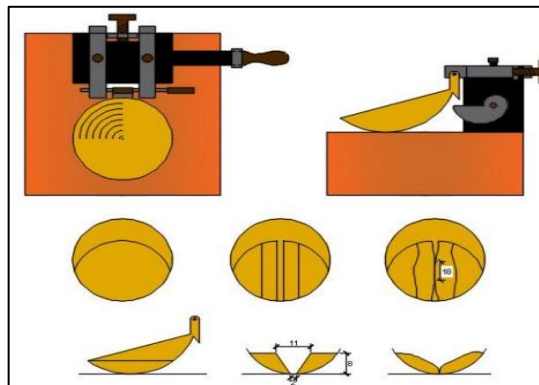
Fuente: Das, 2012

1.5.1 Límite líquido

Es el contenido de humedad en donde se cierra una abertura con dimensión de 12.7 mm por medio de 25 golpes, mediante el uso de la cuchara de casa grande normado por la ASTM D-4318 (Das, 2012).

Casagrande demostró que la relación que existe entre el número de golpes y el contenido de agua es lineal en una escala semilogarítmica, en donde se puede determinar el LL de manera grafica ingresando en el eje de las abscisas con 25 golpes (Briceño et al., 2018).

Figura 1.32 Cuchara de Casagrande. Ranura antes y después de los golpes

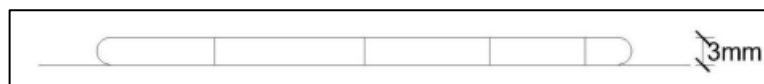


Fuente: (Briceño et al., 2018)

1.5.2 Límite plástico

Es el contenido de humedad en donde el suelo muestra un agrietamiento al momento de conformar un cilindro con un diámetro de 3.18mm. Normado por la ASTM D-4318 (Das, 2012). Se deben realizar varias pruebas y descartar las que varíen más del 0.5%, finalmente con las pruebas restantes se promedia para obtener el límite plástico (Briceño et al., 2018).

Figura 1.33 Cilindro de arcilla de diámetro aprox. 3mm



Fuente: (Briceño et al., 2018)

1.5.3 Límite de contracción

Es el contenido de humedad donde el suelo no experimenta ningún tipo de cambio en su volumen con la pérdida de humedad. Normado por la ASTM D-427 (Das, 2012).

Una vez obtenido los valores de los límites se puede obtener los siguientes índices:

✓ Índice de plasticidad

$$IP = LL - LP \quad Ec. 36$$

✓ Índice de liquidez

$$IL = \frac{Wn - LP}{IP} \quad Ec. 37$$

✓ Índice de consistencia

$$Cr = \frac{LL - Wn}{IP} \quad Ec. 38$$

1.6 Clasificación de suelos SUCS

La mecánica de suelos desde un principio a creado sistemas de clasificación de suelos basándose en criterios descriptivos de esta manera surgieron varios sistemas, pero los sistemas basados en la granulometría tomaron mayor fuerza y popularidad. El sistema de clasificación de aeropuertos establecido por A. Casagrande es uno de los más destacados, este sistema distingue las propiedades hidráulicas y mecánicas de los suelos con partículas que pasan el tamiz No. 200, que se pueden inferir de manera cualitativa por medio de sus características de plasticidad (Juárez & Rico, 2005).

Para los suelos formados por partículas que superan la malla No. 200 se utiliza el criterio de clasificación basado en la granulometría para materiales granulares. Según Das (2012), “Los sistemas de clasificación de suelos dividen los suelos en grupos y subgrupos con base en propiedades ingenieriles comunes como la distribución granulométrica, el límite líquido y el límite plástico” (p. 17).

En la actualidad los sistemas principales de clasificación son el sistema de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) y el *Unified Soil Classification System* (SUCS) este último utilizado en la ASTM. La clasificación AASHTO es principalmente utilizado en el campo de la vialidad (Das, 2012).

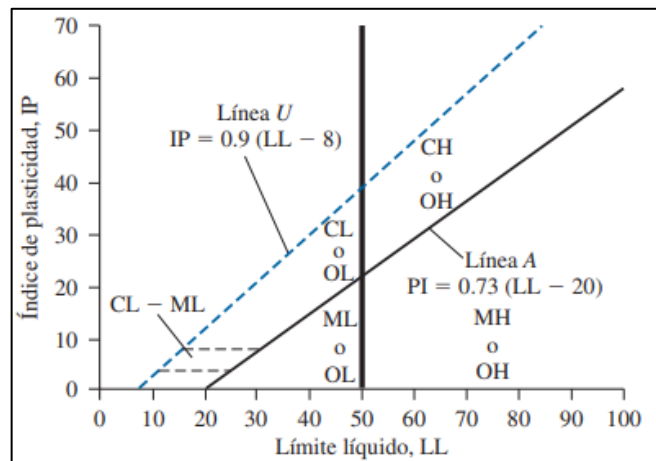
El sistema de clasificación por SUCS está basado en el sistema establecido por el Dr. Casagrande, este sistema abarca los suelos finos y gruesos diferenciándolos por medio del cribado a través de la malla No. 200, las partículas gruesas son mayores al tamiz 200 y las finas menores. Un suelo grueso es cuando más del 50% de las partículas son gruesas y fino cuando más de la mitad de las partículas en peso son finas (Juárez & Rico, 2005). El sistema SUCS utiliza símbolos para la identificación, los cuales se muestran a continuación.

Tabla 1.12 Símbolos de la SUCS para clasificación de suelos

Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduado	Mal graduado

Fuente: Das, 2012

Figura 1.34 Carta de plasticidad



Fuente: Das, 2012

Con la carta de plasticidad se puede determinar los distintos símbolos de grupo para los distintos suelos. Con la ayuda de las figuras a y b se puede obtener los nombres de los grupos para suelos finos inorgánicos, finos orgánicos, y suelos gruesos (Das, 2012).

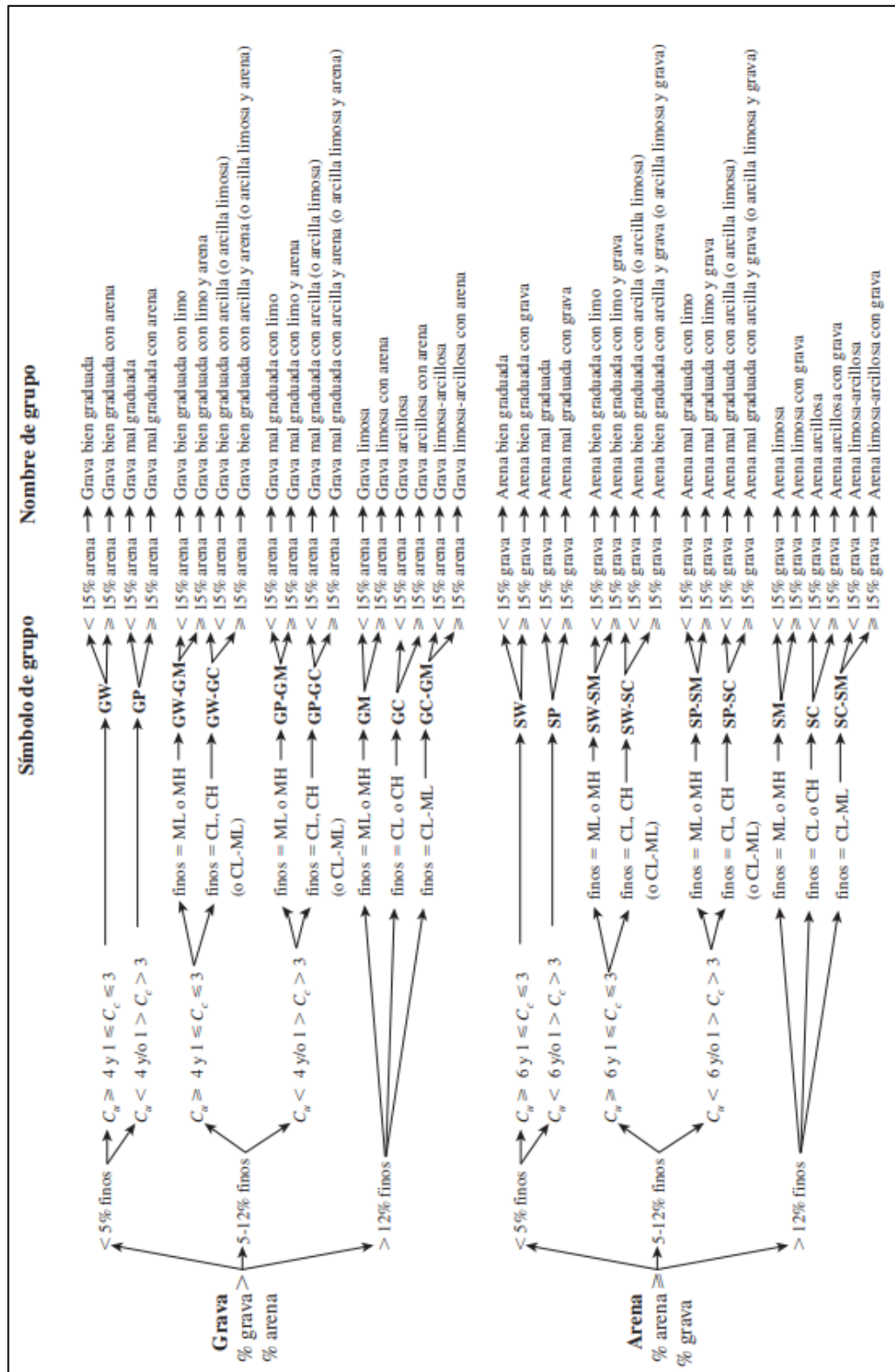
Tabla 1.13 Gráfica del SUCS para clasificación de suelos

Criterios para asignar símbolos y nombres de grupo utilizando pruebas de laboratorio ^a		Símbolo de grupo	Clasificación del suelo
			Nombre de grupo ^b
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en la malla núm. 200	Gravas	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	Grava bien graduada ^d
	Más de 50% de la fracción gruesa retenida en la malla núm. 4	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	Grava mal graduada ^d
	Gravas con finos	Los finos se clasifican como ML o MH	Grava limosa ^{e, f, g, h}
	Más de 12% finos ^e	Los finos se clasifican como CL o CH	Grava arcillosa ^{f, g, h}
Arenas	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	Arena bien graduada ^d
	Menos de 5% finos ^e	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	Arena mal graduada ^d
	50% o más de la fracción gruesa pasa la malla núm. 4	Los finos se clasifican como ML o MH	Arena limosa ^{e, f, g, h}
	Más de 12% finos ^e	Los finos se clasifican como CL o CH	Arena arcillosa ^{f, g, h}
Suelos de grano fino 50% o más pasa la malla núm. 200	Limos y arcillas	$IP > 7$ y se encuentra en o arriba de la línea "A" ⁱ	Arcilla de baja compresibilidad ^{k, l, m, n}
	Límite líquido menor que 50	$IP < 4$ o se encuentra debajo de la línea "A" ⁱ	Limo de baja compresibilidad ^{k, l, m, n}
	Limos y arcillas	Límite líquido—secado en horno	Arcilla orgánica ^{k, l, m, n}
	Límite líquido 50 o mayor	Límite líquido—no secado	Limo orgánico ^{k, l, m, n}
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica, de color oscuro y olor orgánico	$IP \geq 17$ y se encuentra en o arriba de la línea "A" ⁱ	Arcilla de alta compresibilidad ^{k, l, m, n}
		$IP \geq 17$ y se encuentra debajo de la línea "A" ⁱ	Limo de alta compresibilidad ^{k, l, m, n}
		Límite líquido—secado en horno	Arcilla orgánica ^{k, l, m, p}
		Límite líquido—no secado	Limo orgánico ^{k, l, m, q}

Fuente: Das, 2012

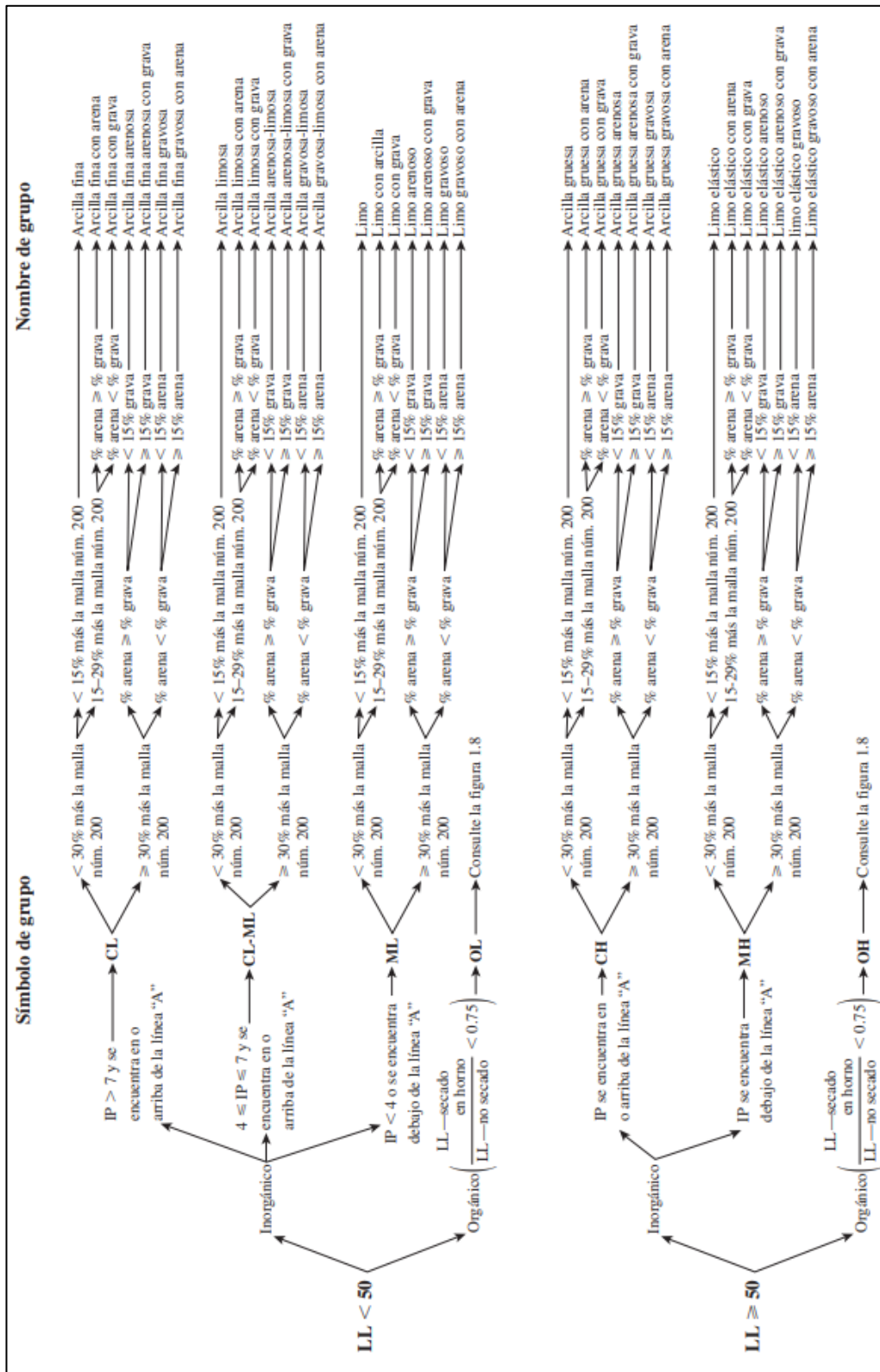
En las siguientes figuras se muestran los diagramas de flujo para los nombres de los grupos para suelos gruesos, finos orgánicos y finos inorgánicos.

Figura 1.35 Diagrama de flujo para nombrar grupos de grano grueso



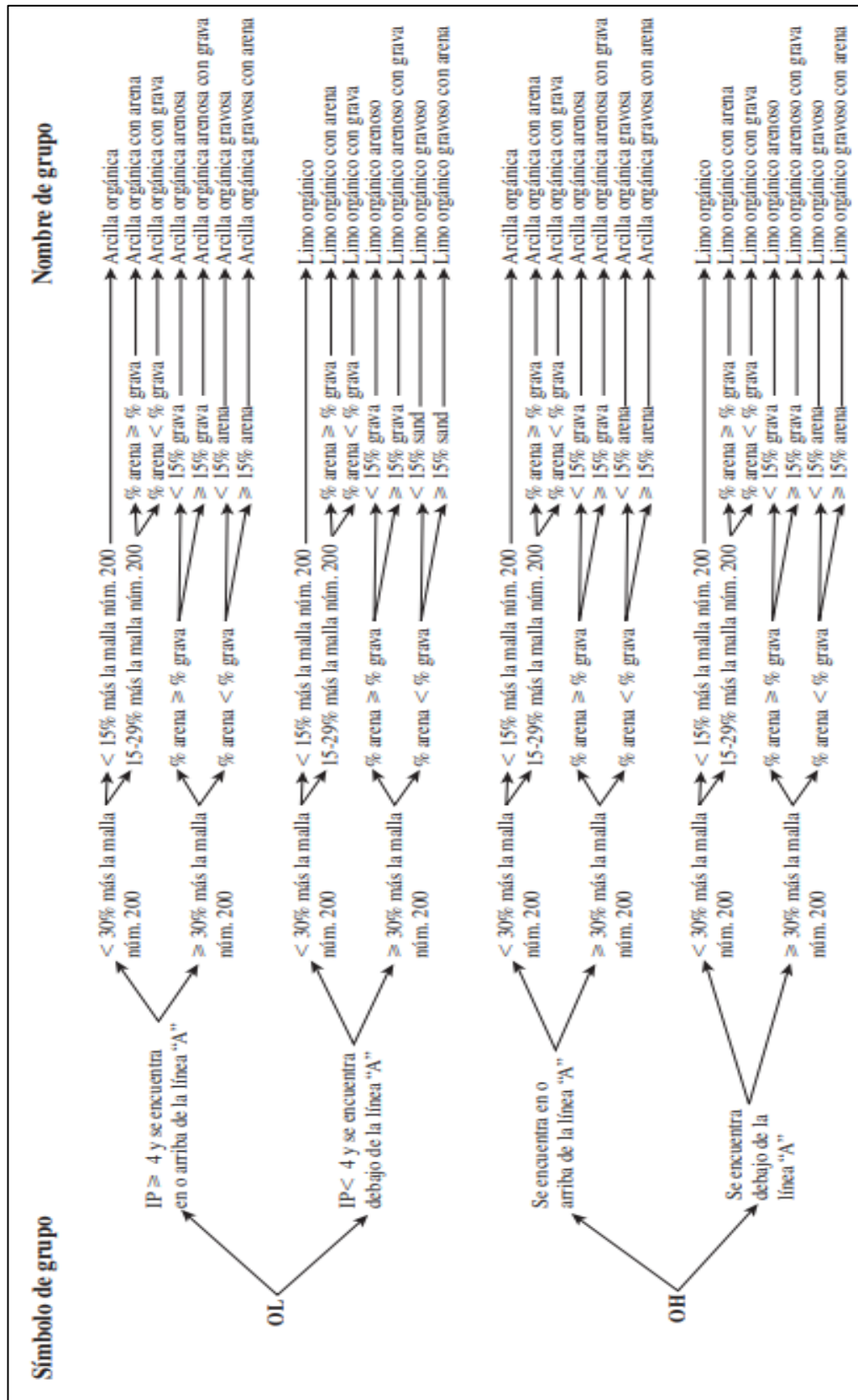
Fuente: Das, 2012

Figura 1.36 Diagrama de flujo para nombrar grupos de grano fino



Fuente: Das, 2012

Figura 1.37 Diagrama de flujo para nombrar grupos de grano fino orgánicos



Fuente: Das, 2012

1.6.1 Granulometría

Consiste en una clasificación basada en el tamaño de grano del suelo por medio de un análisis mecánico el cual presenta las diferentes dimensiones de las partículas del suelo, expresadas en porcentaje del peso total de la muestra. Generalmente se utiliza un análisis por tamiz para partículas mayores a la malla No. 200 y un análisis hidrómetro para partículas menores a la malla No. 200 (Das, 2015).

El análisis por tamiz contiene una serie de mallas con aperturas que descienden progresivamente, primero el material debe ser secado al horno y triturado cualquier grumo presente, luego se agita por el juego de tamices estándares (Das, 2015).

Tabla 1.14 Tamices normalizados

Tamiz núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: (Das, 2015)

- ✓ Coeficiente de uniformidad

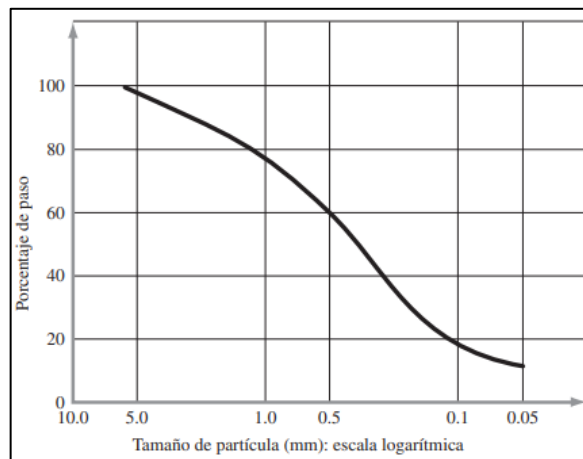
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad Ec. 39$$

- ✓ Coeficiente de gradación

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad Ec. 40$$

La distribución de los tamaños de las partículas del suelo debe graficarse en la curva granulométrica en escala semilogarítmica, en el eje de las abscisas se representa el tamaño de las partículas en mm y en eje de las ordenadas se representa el porcentaje que pasa en cada tamiz.

Figura 1.38 Curva granulométrica



Fuente: (Das, 2015)

1.7 Corte directo

Cuando el suelo sufre una deformación debido al estado tensional se produce una rotura. Generalmente los suelos cohesivos se rompen a causa de la tracción, pero la rotura más habitual es debido al esfuerzo cortante. El criterio de rotura establecido por Coulomb relaciona tensiones normales y tangenciales efectivas interactuando en cualquier plano del suelo (González de Vallejo et al., 2002).

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan(\phi') \quad \text{Ec. 41}$$

τ = resistencia al cortante del terreno a favor de un plano determinado

c' = cohesión aparente

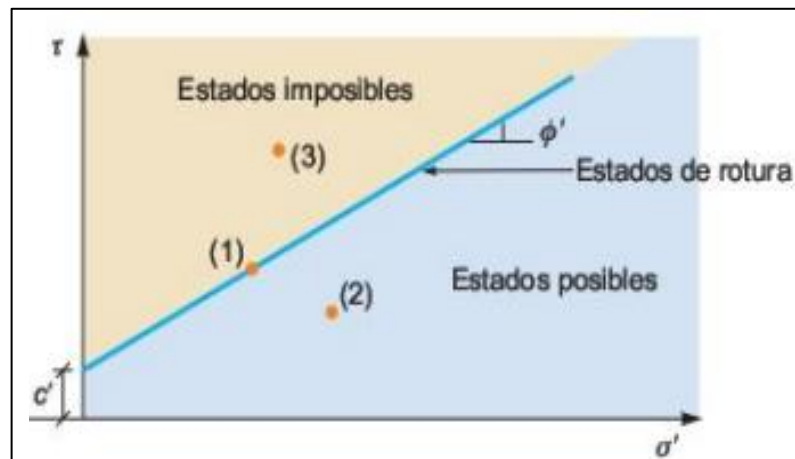
σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte

ϕ' = ángulo de fricción por esfuerzo efectivo

La ecuación representa una línea recta de resistencia cortante vs esfuerzo normal, esta línea se denomina envolvente de rotura del suelo (González de Vallejo et al., 2002).

- 1) Representación de estado de rotura
- 2) Combinación (σ vs t) con un cierto valor de factor de seguridad puesto que es menor a la máxima movilizable.
- 3) Estado imposible ya que se sitúa por encima de la envolvente de rotura.

Figura 1.39 Criterio de rotura en suelos

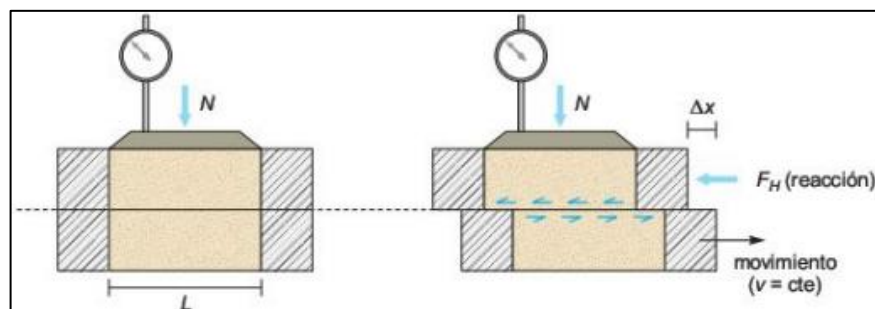


Fuente: (González de Vallejo et al., 2002)

El objetivo del ensayo de corte directo es determinar los parámetros de c y ϕ cohesión y ángulo de fricción interna del suelo. El dispositivo de corte directo es una caja rígida donde se puede aplicar una carga vertical N , la fuerza F_H es la necesaria para deformar y dividir la muestra de esta forma se obtiene la tensión tangencial t (González de Vallejo et al., 2002).

Para la prueba es necesario ensayar 3 muestras del mismo material bajo 3 distintas cargas verticales N .

Figura 1.40 Aparato de corte directo



Fuente: (González de Vallejo et al., 2002)

- ✓ **Ensayo no consolidado no drenado:** aquí no se permite la consolidación de la muestra, la muestra es sometida rápidamente a corte y luego se aplica una carga vertical. Los parámetros de este tipo de ensayo son: C_u y ϕ_u
- ✓ **Ensayo consolidado no drenado:** la muestra se consolida bajo el efecto de la fuerza vertical, luego de esto se aplica la fuerza cortante a fin de llevarla a la

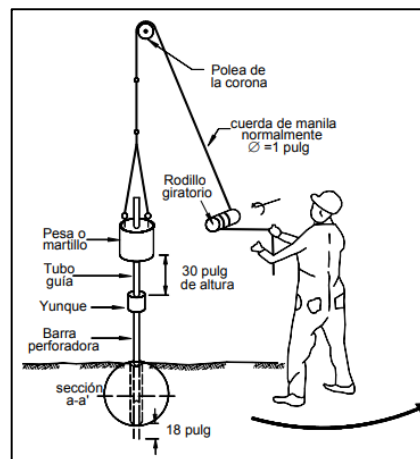
falla, sin permitir un drenaje óptimo. Los parámetros se denotan de la siguiente manera: C_{cu} y ϕ_{cu}

- ✓ **Ensayo consolidado drenado:** la muestra alcanza su consolidación total a causa de la aplicación de la fuerza vertical el tiempo que sea necesario, luego se aplica la fuerza cortante lentamente para permitir la disipación de la presión excesiva. Los parámetros se denotan de la siguiente manera: C_d y ϕ_d (Briceño et al., 2018).

1.8 Ensayo de penetración estándar S.P.T.

Es un método muy utilizado en la exploración directa de suelos y está normado bajo la ASTM D-1586, consiste en hincar un tubo partido denominado muestreador de paredes gruesas a una profundidad de 45cm. Una masa o martillo de 140 libras se deja caer libremente a una altura de 76 cm y se anota el número de golpes necesarios para penetrar intervalos de 15cm del muestreador, repitiendo hasta llegar a los 45cm. El valor de interés es el número de golpes de los 2 últimos tramos del ensayo, de 15cm – 30cm y 30cm – 45cm (Briceño et al., 2018).

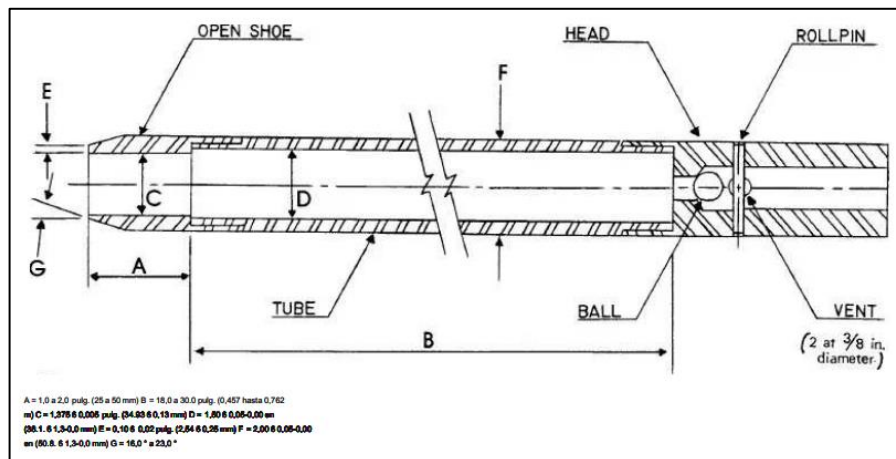
Figura 1.41 Ensayo de penetración estándar



Fuente: (Suárez Díaz, 2009)

El número de golpes necesarios para el primer intervalo de 15cm se considera como unidad de asiento, los 2 últimos tramos de 30cm se conoce como resistencia a la penetración estándar o valor N (ASTM International, 2014).

Figura 1.42 Cuchara partida o muestreador



Fuente: (ASTM International, 2014)

La muestra extraída es examinada primeramente por el perforador quien hace una breve descripción del material extraído y luego es sellado y llevado al laboratorio para su respectivo análisis (Briceño et al., 2018).

El ensayo concluirá cuando se presente alguno de los siguientes casos:

- ✓ Cuando se aplica un total de 50 golpes en cualquiera de los 3 tramos de 15cm.
- ✓ Cuando se haya aplicado un total de 100 golpes.
- ✓ Cuando no exista un avance del muestreador al aplicar 10 golpes consecutivos del martillo.
- ✓ Cuando el muestreador se hunda con el peso propio del martillo (ASTM International, 2014).

El SPT fue desarrollado inicialmente para suelos no cohesivos y gran porcentaje de formulaciones son para gravas y arenas. En Reino Unido, Stroud (1974) desarrolló una correlación para el valor de N vinculadas a rocas blandas y arcillas duras (Suárez Díaz, 2009).

La variación del número de penetración estándar N esta influenciada por la eficiencia del martinete, método de muestreo, diámetro de la perforación y la longitud de la tubería. La eficiencia energética del martinete varía entre un 30 y 60%, en EEUU el valor de N se expresa para una eficiencia del 60% (Das, 2012). N₆₀ se define como:

$$N_{60} = \frac{N \cdot \eta_H \cdot \eta_B \cdot \eta_S \cdot \eta_R}{60} \quad Ec. 42$$

N_{60} = número de penetración corregido por condiciones de campo

N = número de penetración en campo

η_H = eficiencia del martinete, %

η_B = corrección por el diámetro de perforación

η_S = corrección por el muestreador

η_R = corrección por longitud de tubería

Tabla 1.15 Variación de los factores de corrección

1. Variación de η_H				2. Variación de η_B	
País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H (%)	Diámetro, mm	η_B
Japón	Toroide	Caída libre	78	60-120	1
Estados Unidos	Toroide	Cuerda y polea	67	150	1.05
	De seguridad	Cuerda y polea	60	200	1.15
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45		
China	Toroide	Caída libre	60		
	Toroide	Cuerda y polea	50		
3. Variación de η_S				4. Variación de η_R	
Variable				Longitud de la barra, m	η_R
Muestreador estándar				> 10	1.0
Con recubrimiento para arena y arcilla densas				6-10	0.95
Con recubrimiento para arena suelta				4-6	0.85
				0-4	0.75

Fuente: Das, 2012

- ✓ Resistencia al cortante, Stroud (1974) sugirió:

$$c_u = K * N \quad Ec. 43$$

N = número de penetración estándar registrado en campo

K = constante que varía entre 3.5 – 6.5 kN/m², usando un valor promedio igual a 4.4 kN/m².

- ✓ Angulo de fricción interna sugerido para suelos granulares, Terzaghi-Peck (1948) sugirió:

$$\phi = 25.8 + 0.25 \cdot N \quad Ec. 44$$

Tabla 1.16 Valores estimados de cohesión y fricción del suelo basados en valores de N

Soil Type and SPT Blow Counts	Undisturbed Soil	
	Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils		
Very soft (<2)	250	0
Soft (2-4)	250-500	0
Firm (4-8)	500-1,000	0
Stiff (8-15)	1,000-2,000	0
Very stiff (15-30)	2,000-4,000	0
Hard (>30)	4,000	0
Cohesionless soils		
Loose (<10)	0	28
Medium (10-30)	0	28-30
Dense (>30)	0	32
Intermediate soils		
Loose (<10)	100	8
Medium (10-30)	100-1,000	8-12
Dense (>30)	1,000	12

Fuente: Karol (1960)

Tabla 1.17 Posibles parámetros geomecánicos posibles, con respecto a suelos arcillosos

<i>N</i>	<i>En arcillas</i>		ϕ <i>Ángulo de fricción interna</i>	<i>E kg/cm²</i>
	<i>q_w, kg/cm²</i>	<i>Descripción</i>		
< 2	< 0.25	Muy blanda	0°	3
2 — 4	0.25 — 0.50	Blanda	0 — 2	30
4 — 8	0.50 — 1.00	Media	2 — 4	45 — 90
8 — 15	1.00 — 2.00	Compacta	4 — 6	90 — 200
15 — 30	2.00 — 4.00	Muy compacta	6 — 12	> 200
> 30	> 4.00	Dura	> 14	

Fuente: (Crespo Villalaz, 2004)

CAPÍTULO 2

2. ENSAYOS DIRECTOS E INDIRECTOS

2.1 Ensayos indirectos de campo

Las evidencias de los ensayos indirectos de campo se encuentran en el anexo A

2.1.1 Refracción sísmica (MASW)

En la zona de estudio se realizó 120 metros lineales de línea sísmica, ubicadas en la parte alta, media y baja del talud. En la tabla 2 se presentan las coordenadas del lugar en donde se realizaron las líneas sísmicas.

Tabla 2.1 Coordenadas de ubicación de inicio y fin de las líneas sísmicas realizadas

COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LAS LÍNEAS SÍSMICAS EJECUTADAS					
SISTEMA: UTM DATUM: WGS84 ZONA: 17 S					
Línea Sísmica No.	INICIO		FIN		Longitud (m)
	Este	Norte	Este	Norte	
LS_01	719857	9676477	719893	9676442	48.00
LS_02	719869	9676398	719848	9676412	24.00
LS_03	719853	9676331	719820	9676362	48.00

Fuente: propia

Figura 2.1 Ubicación de líneas sísmicas



Fuente: propia

2.1.1.1 Equipo utilizado

Para la ejecución de los ensayos de refracción sísmica (MASW) se utilizó los equipos que se muestra en la figura 2.1 y se detallan a continuación:

Figura 2.2 Equipo PASI para refracción sísmica



Fuente: cortesía INGEO

- ✓ Instrumento GEA24 P.A.S.I. (sismógrafo)
- ✓ 24 geófonos verticales de 4.5 Hz
- ✓ 2 cables sísmicos con espaciamiento estándar de 5 m
- ✓ Alargador trigger
- ✓ Plato de impacto
- ✓ Cable USB
- ✓ Software GEA-PC
- ✓ Martillo de 16 libras

2.1.1.2 Adquisición de datos en campo

El procedimiento que se realizó en campo se presenta a continuación:

- ✓ Colocar los geófonos en línea recta con una separación determinada entre sí.
- ✓ Tender los cables sísmicos a lo largo de los geófonos.
- ✓ Conectar los geófonos al cable sísmico.
- ✓ Conectar los cables sísmicos al sismógrafo PASI GA24.
- ✓ Conectar el sismógrafo a la PC y configurar el software de medición.
- ✓ Conectar el cable trigger al sismógrafo
- ✓ Colocar el sensor en el martillo y conectar al otro extremo del cable trigger.

- ✓ Ejecutar los golpes con el martillo sobre la placa de acero, registrar y guardar cada ensayo en la PC.

Figura 2.3 Tendido del cable sísmico con 24 geófonos



Fuente: propia

Figura 2.4 Fuente de energía sísmica (*shot*) y registro de datos



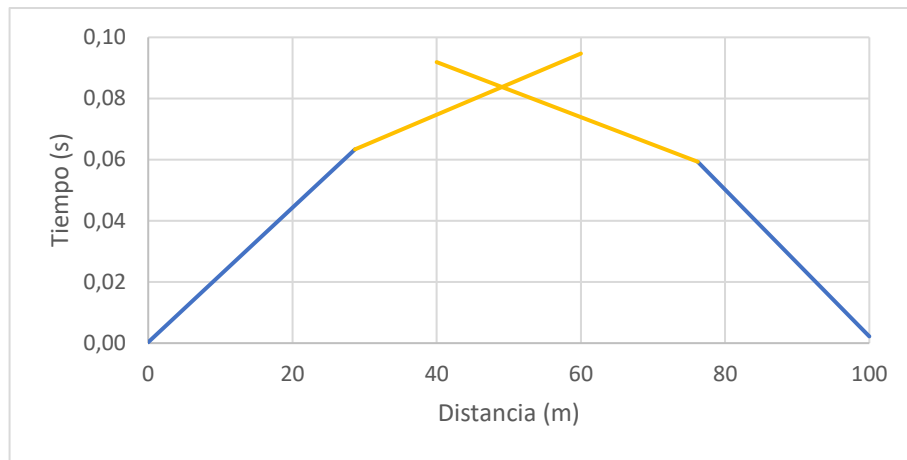
Fuente: propia

2.1.1.3 Procesamiento de datos

Mediante la metodología de tiempos de intercepto y la tabla de velocidad de ondas longitudinales V_p se determinaron los siguientes estratos:

✓ **Línea sísmica 01**

Figura 2.5 Grafica tiempo vs distancia de la línea sísmica 01



Fuente: propia

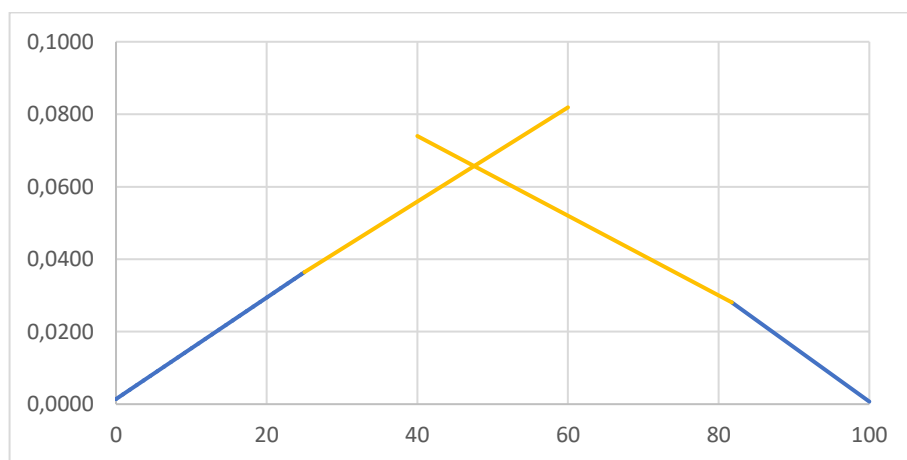
Tabla 2.2 Resultados de la línea sísmica 01 mediante tiempos de intercepto

Estrato	Velocidad de Onda P (m/s)	Espesor del estrato (m)	Descripción probable
1	455 - 417	8.5 – 8.9	Suelo con fino, arenoso o suelo intemperizado
2	1000 - 1111	indefinido	Depósitos de talud o arcilla saturada

Fuente: Elaboración propia

✓ **Línea sísmica 02**

Figura 2.6 Grafica tiempo vs distancia de la línea sísmica 02



Fuente: propia

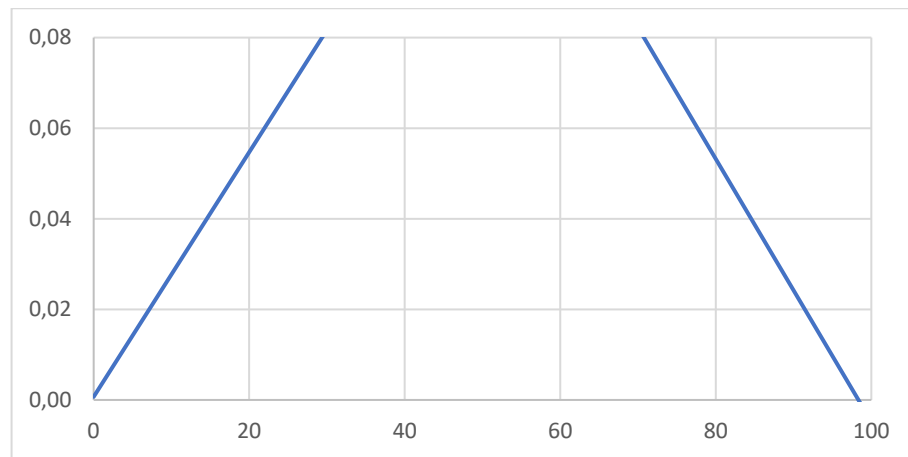
Tabla 2.3 Resultados de la línea sísmica 02 mediante tiempos de intercepto

Estrato	Velocidad de Onda P (m/s)	Espesor del estrato (m)	Descripción probable
1	714 - 667	3.8 – 3.9	Suelos gruesos, grava o arena seca.
2	770 - 909	indefinido	Depósitos de talud, arcilla saturada, arena húmeda o saturada.

Fuente: Elaboración propia

✓ Línea sísmica 03

Figura 2.7 Grafica tiempo vs distancia de la línea sísmica 03



Fuente: propia

Tabla 2.4 Resultados de la línea sísmica 03 mediante tiempos de intercepto

Estrato	Velocidad de Onda P (m/s)	Espesor del estrato (m)	Descripción probable
1	370	indefinido	Suelos arenosos, con finos o suelo intemperizado

Fuente: Elaboración propia

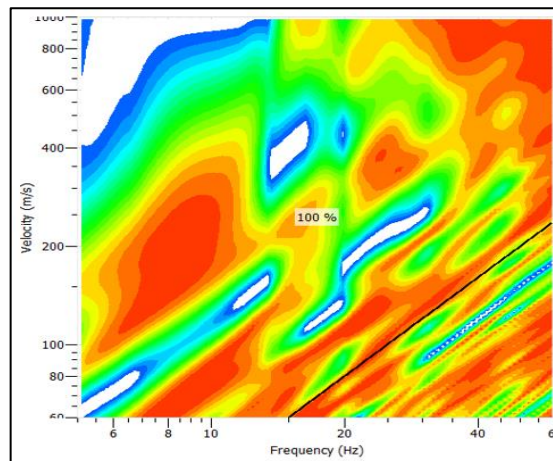
En la línea sísmica 03 se presentaron 3 líneas de tendencia, pero dado que presentaron velocidades inferiores no fueron consideradas, pero es posible la existencia de 3 velocidades de ondas distintas.

El análisis se realizó desde el punto de inicio al fin (ida) y desde el punto de fin al inicio (regreso), de esta manera se puede verificar si el estrato es de un espesor constante.

2.1.1.4 Procesamiento de los datos por medio del software geopsy

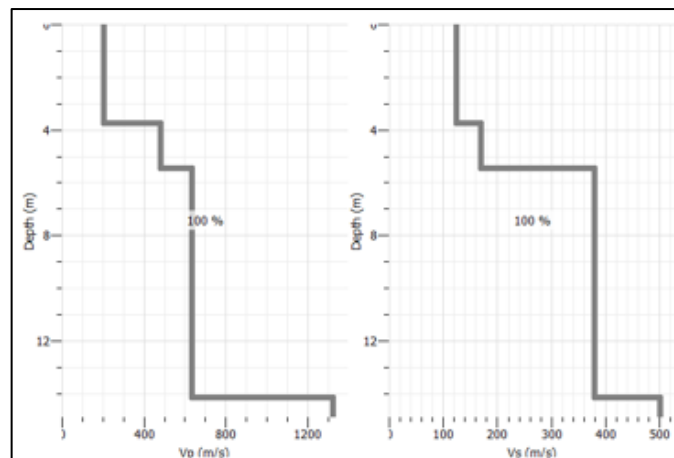
Los datos obtenidos por medio del software PASI GEA fueron procesados por medio del software libre GEOPSY. Primero se obtiene una curva de dispersión que se observa en la siguiente figura, posteriormente se realiza “*picking*”, el cual sirve para la inversión de las curvas superficiales por medio del módulo “*drinver*” perteneciente al software geopsy. Con la introducción de los parámetros necesarios se obtiene la gráfica de profundidad vs velocidad, tanto V_p como V_s .

Figura 2.8 Curva de dispersión



Fuente: Elaboración propia, con el software geopsy

Figura 2.9 Velocidades de onda P y S



Fuente: Elaboración propia, con el software geopsy

En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos de la interpretación de los ensayos mediante el software.

Tabla 2.5 Resultados de la línea sísmica 01

Línea sísmica_01				
Estrato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Espesor (m)	Descripción (Vp)
1	200	120	3.9	Suelos arenosos
2	470	135	1.6	Suelos con finos, suelo intemperizado, grava o arena seca.
3	620	380	8.7	Suelos con finos, suelos gruesos, grava o arena seca.
4	1320	500	indefinido	Depósitos de talud o arcilla saturada

Fuente: Elaboración propia mediante el software geopsy

Tabla 2.6 Resultados de la línea sísmica 02

Línea sísmica_02				
Estrato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Espesor (m)	Descripción (Vp)
1	330	200	2.20	Suelos arenosos, suelos con finos o suelo intemperizado
2	420	250	1.8	Suelos arenosos, suelos con finos o suelo intemperizado
3	480	265	6.0	Suelos con finos, suelo intemperizado, grava o arena seca.
4	1120	510	indefinido	Depósitos de talud o arcilla saturada

Fuente: Elaboración propia mediante el software geopsy

Tabla 2.7 Resultados de la línea sísmica 03

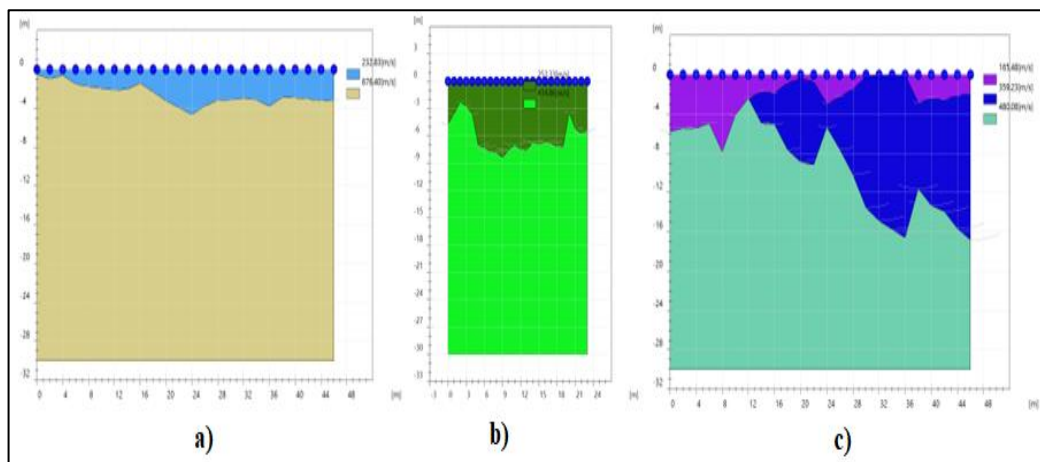
Línea sísmica_03				
Estrato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Espesor (m)	Descripción (Vp)
1	250	140	3.2	Suelos arenosos o suelo intemperizado
2	300	170	3.0	Suelos arenosos, suelos con finos o suelo intemperizado
3	700	240	14.0	Suelos gruesos, grava seca o arena seca.
4	1180	720	indefinido	Depósitos de talud o arcilla saturada

Fuente: Elaboración propia mediante el software geopsy

2.1.1.5 Procesamiento de los datos por medio de software de pago

Con el fin de comprobar los estratos inferidos anteriormente, se ha utilizado un software de pago suministrado por la empresa PASI en donde se ha podido inferir distintos estratos de suelo por medio de refracción sísmica, de esta manera se ha comprobado el número de estratos presentes en los perfiles sísmicos ejecutados en campo. A continuación, se muestra los estratos para las líneas sísmicas 1, 2 y 3 respectivamente.

Figura 2.10 Estratos inferidos por software de pago mediante refracción sísmica



Fuente: cortesía INGEO

2.1.2 Sondeo Eléctrico Vertical (SEV)

En la zona de estudio se ejecutaron 3 ensayos eléctricos de 40, 30 y 40 metros de longitud AB en los mismos puntos donde se realizaron los ensayos de sísmica de refracción (MASW).

2.1.2.1 Equipo utilizado

Para la ejecución de los sondeos eléctricos verticales se utilizó el equipo que se muestra en la siguiente figura.

Figura 2.11 Equipo de resistividad eléctrica PASI



Fuente: propia

El equipo consta de:

- ✓ Instrumento GEA RM1 (resistivímetro)
- ✓ 2 baterías
- ✓ 2 piquetas de cobre MN
- ✓ 2 electrodos de acero inoxidable AB
- ✓ 2 combos
- ✓ 2 cables AB
- ✓ 2 cables MN
- ✓ 4 lagartos, 2 rojos y 2 negros

2.1.2.2 Adquisición de datos en campo

El procedimiento de adquisición de datos se realizó mediante el arreglo schlumberger y se presenta a continuación:

- ✓ Colocar los electrodos de cobre a una abertura MN de 1m
- ✓ Colocar los electrodos de acero inoxidable a una abertura AB de 5m
- ✓ Tender los cables AB y MN
- ✓ Conectar cada electrodo al resistivímetro según corresponda el color y la nomenclatura.
- ✓ Conectar la batería al resistivímetro en la polaridad correspondiente
- ✓ Ejecutar el ensayo desde la consola del equipo y registrar los datos mostrados como voltaje, resistencia y corriente.

- ✓ Variar las aberturas de los electrodos AB y volver a registrar los datos hasta llegar a la longitud deseada.

Figura 2.12 Arreglo schlumberger



Fuente: propia

Figura 2.13 Registro de información



Fuente: propia

2.1.2.3 Procesamiento de los datos por medio del software IPI2win

Los datos obtenidos por medio del resistímetro PASI fueron procesados por medio del software IPI2win, en donde se registra los datos de $AB/2$ y el factor K de esta manera se construye una curva en escala logarítmica de resistencia aparente vs

longitud $AB/2$. El objetivo es tratar de sobreponer una nueva curva sobre la anterior y así obtener los resultados del sondeo que se mide en $\text{ohm} \cdot \text{metro}$.

Los resultados del procesamiento mediante el software y tablas presentadas anteriormente de los sondeos eléctricos se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 2.8 Resultados del SEV 01

SEV_01			
Estrato	ρ_a ($\Omega \cdot \text{m}$)	Espesor (m)	Descripción probable
1	5.08	1.25	Turba húmeda
2	233	0.37	Suelos con boleos, GC, SM o MH
3	1796	1.84	GP o calizas blandas
4	382	3.05	GC, SM o suelos con boleos
5	348	indefinido	GC, SM o suelos con boleos

Fuente: Elaboración propia mediante el software IPI2win

Tabla 2.9 Resultados del SEV 03

SEV_02			
Estrato	ρ_a ($\Omega \cdot \text{m}$)	Espesor (m)	Descripción probable
1	67.4	1.25	SC, ML o limo
2	2577	0.84	GP o calizas
3	6280	1.52	Granitos y gneis procedentes de alteración, pedregoso o rocoso.
4	338	indefinido	CG, SM o suelos con boleos

Fuente: Elaboración propias mediante el software IPI2win

Tabla 2.10 Resultados del SEV 03

SEV_03			
Estrato	ρ_a ($\Omega \cdot \text{m}$)	Espesor (m)	Descripción probable
1	57.3	1.25	SC, ML o CL
2	722	0.44	GM o suelo con boleos
3	34.4	0.41	ML o CL
4	0.4	4.55	Agua o suelo saturado
5	14	indefinido	CH o turba

Fuente: Elaboración propia mediante el software IPI2win

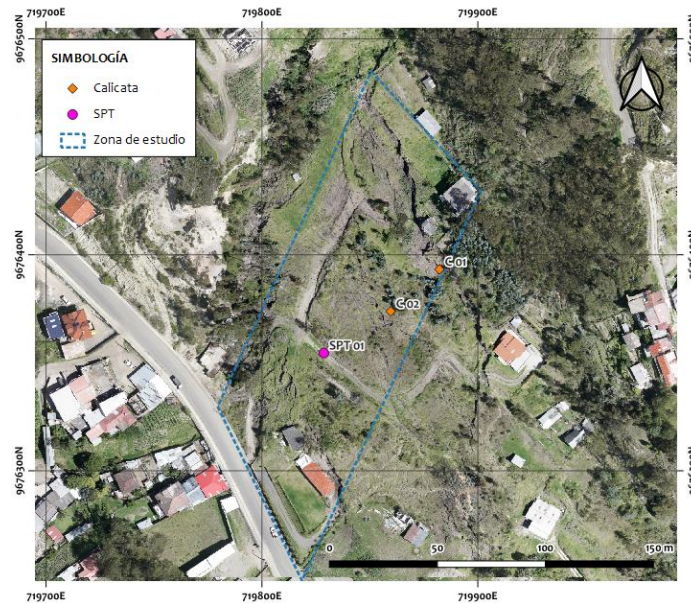
Con los datos procesados se puede comparar los resultados obtenidos con los ensayos sísmicos.

No se ha determinado nivel freático en ninguno de los 3 sondeos ya que en el sondeo 3 se descarta ya que en la prospección de campo no se determinó nivel freático hasta los 6.50 metros de profundidad.

2.2 Ensayos directos en campo

Las evidencias de los ensayos directos en campo se encuentran en el anexo B

Figura 2.14 Ubicación de los ensayos directos



Fuente: propia

2.2.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

En la zona de estudio se realizó un ensayo de penetración estándar (SPT), llegando a una profundidad de exploración de 6.50m sin presencia de nivel freático y recolectando un total de 6 muestras alteradas que fueron sometidas a diferentes ensayos de laboratorio. Las coordenadas de ubicación del SPT_01 en el Sistema UTM, Datum WGS84 y Zona 17S es: 719828.50 E, 9676354.56 N.

2.2.1.1 Equipo utilizado

Para la exploración directa por medio del ensayo de penetración estándar se utilizó el equipo mostrado en la siguiente figura y a continuación se presenta sus principales elementos.

- Trípode de 6 m de longitud
- Motor a combustible estático de 6.5 Hp
- Martillo de seguridad tipo “safety” de 140 libras
- Tubo partido o muestreador
- Tubería AW de acero

Figura 2.15 Equipo de SPT



Fuente: propia

2.2.1.1.1 Adquisición de los datos del ensayo SPT

Para realizar y obtener los datos del ensayo se procedió de la siguiente manera:

- ✓ Escoger un lugar regularmente plano para levantar y estabilizar el trípode.
- ✓ Montar el motor sobre el trípode y levantar el martillo con ayuda del motor.
- ✓ Colocar el muestreador en el martillo y proceder a realizar el ensayo
- ✓ Marcar 3 tramos de 15 cm en el muestreador y registrar el número de golpes necesarios para introducir cada intervalo.
- ✓ Registrar el número de golpes de cada tramo.
- ✓ Abrir el muestreador y realizar una breve descripción del material extraído.
- ✓ Realizar una limpieza del barreno
- ✓ Repetir el proceso hasta alcanzar la profundidad requerida.

Figura 2.16 Ensayo de SPT en la zona de estudio



Fuente: propia

2.2.1.2 Procesamiento de la información del SPT

Para el procesamiento de la información se siguió la metodología y las tablas descritas en el marco teórico. En la siguiente tabla se muestran los resultados del procesamiento de la información del ensayo SPT.

Tabla 2.11 Resultados del ensayo de SPT

Ensayo de penetración estándar 01								
Profundidad (m)	Tramos			N	Factor de corrección	N60	Cu	ϕ
	15 (cm)	30 (cm)	45 (cm)				kN/m ²	grados
1,00 - 1,45	4	7	8	15	0,75	11	66,0	0
2,00 - 2,45	8	11	12	23	0,75	17	101,2	0
3,00 - 3,45	5	10	20	30	0,75	23	132,0	0
4,00 - 4,45	8	9	9	18	0,85	15	79,2	0
5,00 - 5,45	6	8	6	14	0,85	12	61,6	0
6,00 - 6,45	11	10	12	22	0,95	21	96,8	0

Fuente: propia

Debido a que la muestra se encuentra dominada por finos (67%) y la ecuación para el ángulo de fricción inferida por el SPT fue desarrollada para arenas se puede asumir un ángulo igual a cero.

- ✓ **Descripción de campo:** a la profundidad de 5.00 m se obtuvo un material húmedo, plástico, tonalidad café oscuro, con grumos, con presencia de arenas y gravas.

Figura 2.17 Material extraído de 5.00 m a 5.45 m



Fuente: propia

- ✓ Ya que el material presenta características similares hasta la profundidad de 6.50 m se utilizó todo el material y se realizaron ensayos de humedad, límites de Atterberg y granulometría.

2.2.2 Calicatas manuales

Se realizaron 2 extracciones de material en la zona alta y media del talud, las que permitieron registrar el perfil estratigráfico y recolectar muestras inalteradas a 2 y 4 metros de profundidad respectivamente, las mismas fueron sometidas a diferentes ensayos en laboratorio. La siguiente tabla presenta las coordenadas de ubicación de las calicatas realizadas.

Tabla 2.12 Coordenadas de ubicación de las calicatas manuales

CALICATA No.	COORDENADAS		Profundidad metros
	Este	Norte	
C_01	719882.17	9676393.30	4.00
C_02	719859.57	9676373.89	2.00

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta las características del perfil y los ensayos a los que fueron sometidos las muestras recolectadas:

Calicata 01

- Excavación manual hasta los 4.20 m
- Sin presencia de nivel freático
- Toma de muestra a los 4.00 m
- Granulometría de la muestra a los 4.00 m
- Límites de Atterberg de la muestra a los 4.00 m
- Humedad natural de la muestra a los 4.00 m
- Corte directo de la muestra a los 4.00 m

Calicata 02

- Excavación manual hasta los 2.20 m
- Sin presencia de nivel freático
- Toma de muestra a los 2.00 m
- Granulometría de la muestra a los 2.00 m
- Límites de Atterberg de la muestra a los 2.00 m
- Humedad natural de la muestra a los 2.00 m
- Corte directo de la muestra a los 2.00 m

2.3 Ensayos de laboratorio

Las evidencias de los ensayos de laboratorio se encuentran en el anexo C

2.3.1 Granulometría por tamizado

Utilizando los tamices normados se clasifico las muestras por el tamaño de las partículas de su composición.

Tabla 2.13 Composición del material, ensayos de campo

Descripción	Calicata 01	Calicata 02	SPT 01
Gravas	2,77 %	3,61 %	4,57 %
Arenas	30,58 %	31,54 %	28,12 %
Finos	66,38 %	64,85 %	67,31 %

Fuente: propia

2.3.2 Humedad natural

Tabla 2.14 Humedad natural del terreno, ensayos de campo

Descripción	Calicata 01	Calicata 02	SPT 01
Humedad natural del terreno	22,44 %	20,57 %	20,73 %

Fuente: propia

2.3.3 Límites de Atterberg

El material se encuentra trabajando en un rango elástico ya que la humedad de cada una de las muestras no sobrepasa el límite plástico peor aun el límite líquido.

Hay que tomar en cuenta que las muestras fueron recolectadas en época de verano, el material superficial presentaba mínima humedad y consistencia dura.

Tabla 2.15 Límites de Atterberg, ensayos de campo

Descripción	Calicata 01	Calicata 02	SPT 01
Límite líquido	43,23 %	41,36 %	48,65 %
Límite plástico	27,39 %	25,74 %	23,53 %
Índice de plasticidad	15,84 %	15,62 %	25,12 %

Fuente: propia

2.3.4 Corte directo

En la zona de estudio se recolectaron 3 muestras por calicatas para luego ser ensayadas en el laboratorio con el equipo de corte directo, de esta manera poder determinar las características geomecánicas del suelo como la cohesión, ángulo de fricción y peso volumétrico.

En la siguiente figura se puede observar la extracción de la muestra inalterada de las calicatas con ayuda del anillo rectangular y posteriormente llevada al laboratorio.

Figura 2.18 Extracción de muestra inalterada para corte directo



Fuente: propia

✓ **Equipo utilizado para corte directo**

En la siguiente figura se puede observar el equipo utilizado para realizar el corte directo:

Figura 2.19 Equipo de corte directo



Fuente: propia

2.3.4.1 Procedimiento del ensayo de corte directo

- ✓ Perfilar las muestras retirando los excedentes
- ✓ Colocar la primera muestra del anillo en la caja rígida para corte
- ✓ Colocar la caja en el equipo de corte directo
- ✓ Aplicar una carga vertical estática de 10, 20 y 40 kg para cada una de las muestras respectivamente.

- ✓ Encender el equipo y aplicar la carga horizontal hasta que la muestra se corte por completo.

Figura 2.20 Caja rígida para corte



Fuente: propia

2.3.4.2 Resultados del ensayo de corte directo

Por el contenido de gravas y arenas de la muestra el ensayo presenta ángulos de fricción elevados correspondientes a rocas como se puede apreciar en la tabla.

Tabla 2.16 Parámetros mecánicos del suelo

Descripción	Calicata 01	Calicata 02	Unidad
Cohesión	42,9	97,4	KPa
Ángulo de fricción	60,0	37,0	°
Peso volumétrico	1,48	1,69	gr/cm ³

Fuente: propia

Los valores elevados del ángulo de fricción se deben a la presencia de gravas en la muestra ensayada en la máquina de corte directo.

2.4 Comparación ensayos directos e indirectos

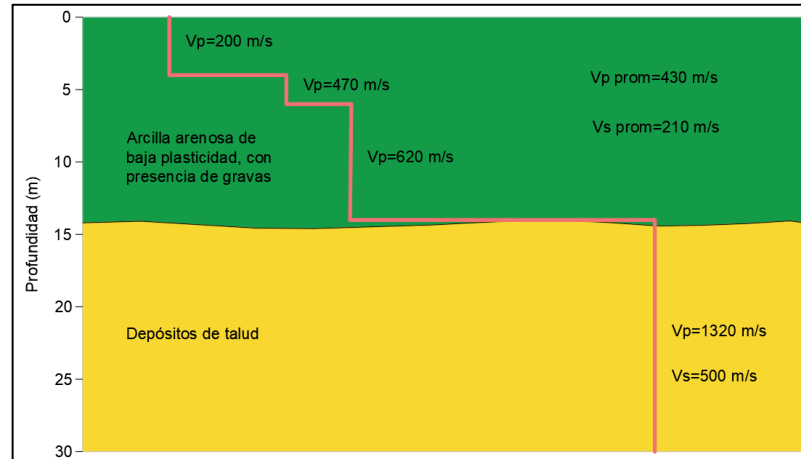
2.4.1 Perfiles sísmicos

Según los datos de clasificación de suelos de las calicatas y del SPT se puede inferir que el primer estrato consiste en una arcilla arenosa de baja plasticidad con gravas, según la SUCS es una CL y A-7-6 (16) según la AASHTO.

Comparando los resultados de los ensayos y las diferentes metodologías de cálculo se concluyó con lo siguiente:

✓ **Perfil sísmico 01**

Figura 2.21 Estratos de la línea sísmica 01



Fuente: propia

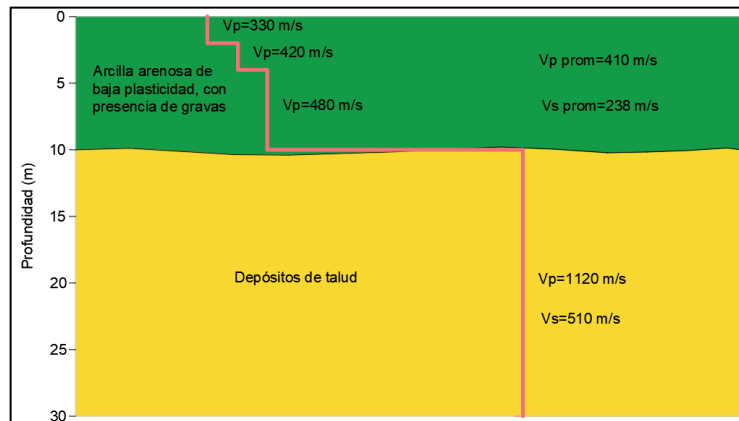
Tabla 2.17 parámetros del perfil sísmico 01

No. Estrato	ϕ °	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)
E1	0	18,4	42.9
E2	28,6	18,5	0,7

Fuente: propia

✓ **Perfil sísmico 2**

Figura 2.22 Estratos de la línea sísmica 02



Fuente: propia

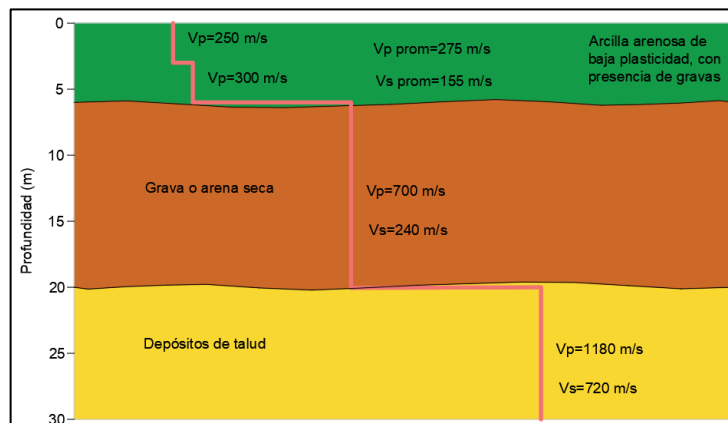
Tabla 2.18 parámetros del perfil sísmico 02

No. Estrato	ϕ °	γ (kN/m3)	c (kN/m2)
E1	0	16,9	42,9
E2	28,2	18,1	1,4

Fuente: propia

✓ **Perfil sísmico 3**

Figura 2.23 Perfil sísmico 3



Fuente: propia

Tabla 2.19 parámetros del perfil sísmico 03

No. Estrato	ϕ °	γ (kN/m3)	c (kN/m2)
E1	0	16,9	42,9
E2	28,8	17,0	0,2
E3	27,8	18,2	2,3

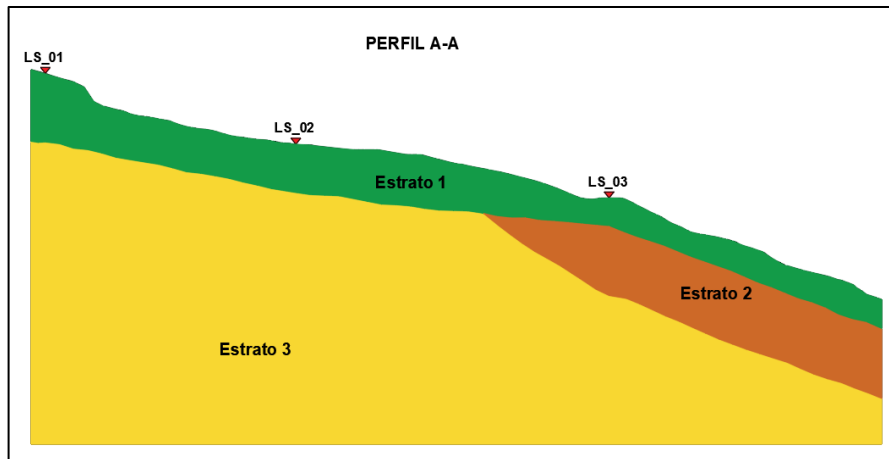
Fuente: propia

2.5 Perfil estratigráfico del terreno

Para la zona de estudio se generó 2 perfiles de terreno tomando en cuenta las curvas de nivel los perfiles sísmicos.

✓ Perfil A-A

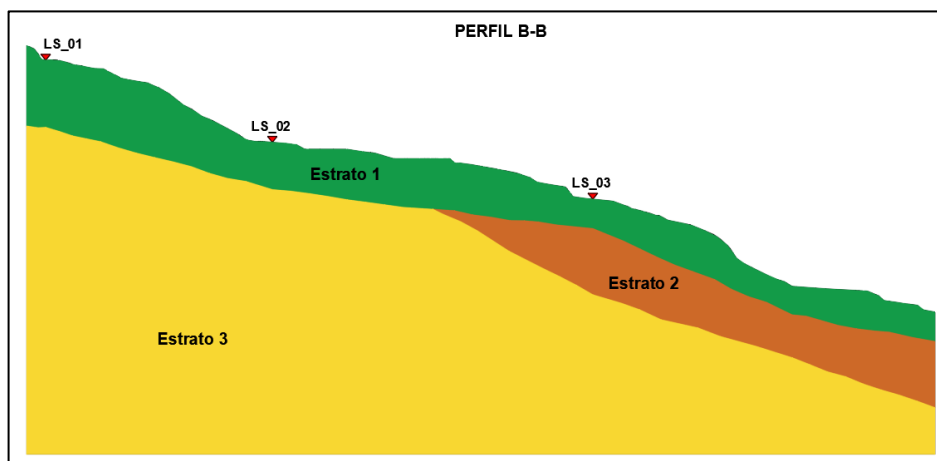
Figura 2.24 Perfil A-A del terreno lado izquierdo



Fuente: propia

✓ Perfil B-B

Figura 2.25 Perfil B-B del terreno lado derecho



Fuente: propia

2.5.1 Parámetros para el perfil de la ladera

Los parámetros para modelar el talud se han basado en criterios tanto geofísicos como geotécnicos, además se ha considerado que material predomina.

Tabla 2.20 parámetros del perfil de la ladera

Estrato	ϕ °	γ kN/m³	c kN/m²	Descripción
E1	0	17,7	43,0	Arcilla arenosa de baja plasticidad con gravas
E2	29	17,0	0,21	Gravas o arenas secas
E3	28	18,3	1,48	Depósitos de talud

Fuente: propia

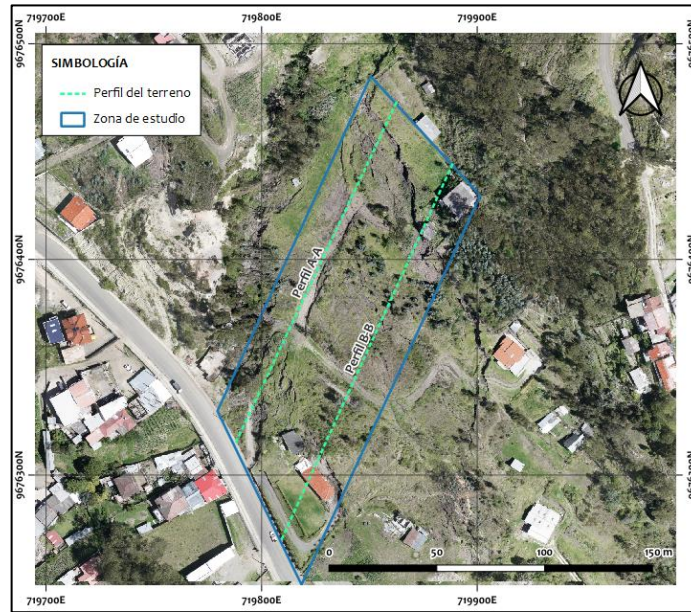
- ✓ En el caso del estrato 1 predominan los finos con un 65% aproximadamente en las clasificaciones por lo tanto se considera que en el estrato predomina la cohesión y considerando las condiciones más desfavorables con el ángulo de fricción igual a cero.
- ✓ El estrato 2 se considera una grava o arena seca, probablemente un coluvial antiguo ya que está próximo a los depósitos coluviales según la geología de la zona, por lo tanto, se considera que predomina el ángulo de fricción.
- ✓ El estrato 3 considerados depósitos de talud o una arcilla en proceso de consolidación que se podría considerar una roca blanda en donde predomina el ángulo de fricción.

CAPÍTULO 3

3. MODELACIÓN DEL TALUD

3.1 Ubicación de los perfiles del terreno

Figura 3.1 Ubicación de los perfiles A-A, B-B



Fuente: propia

3.2 Modelación de los perfiles con software SLIDE

La NEC recomienda el análisis de estabilidad de taludes considerando varias condiciones que se deberán tomar en cuenta dependiendo de las características de la zona. Las condiciones estáticas, pseudo estáticas y saturadas son los escenarios que se han considerado para la modelación de los perfiles del terreno.

Tabla 3.1 Factores de seguridad calculados perfil A-A

Perfil	Condición modelada	FS Bishop simplificado	FS Morgenstern & Price	Condición de estabilidad
A-A	Estática	1.850	1.827	Estable
	Saturada	0.982	0.980	Inestable
	Pseudoestática	1.004	1.007	Inestable
	Pseudoestática + saturada	0.636	0.637	Inestable

Fuente: propia

Los resultados muestran que la zona izquierda se encuentra estable en condiciones normales de trabajo, ya que el factor de seguridad es mayor o igual al factor mínimo establecido en la normativa ecuatoriana de la construcción el cual es 1.5.

El nivel de agua sobre la superficie del terreno permite o favorece al deslizamiento de la masa entre el contacto de los estratos 1 y 2.

Los factores climáticos y antrópicos favorecen a la inestabilidad de los suelos, tanto la lluvia como la descarga de aguas domiciliarias sobre la superficie del terreno saturan el mismo y provocan un factor de seguridad bajo.

El agua sobre la superficie del suelo provoca infiltración y escurrimiento superficial, lo que provoca un aumento de peso y de la presión de poros causando reptaciones que se pueden evidenciar la zona de estudio.

El factor de seguridad más bajo se da por la combinación de la condición saturada más un evento sísmico, esta es una condición extrema ya que considera al talud lleno de agua más un empuje debido a la fuerza sísmica.

Tabla 3.2 Factores de seguridad calculados perfil B-B

Perfil	Condición modelada	FS Bishop simplificado	FS Morgenstern & Price	Condición de estabilidad
B-B	Estática	1.213	1.213	Inestable
	Saturada	0.890	0.887	Inestable
	Pseudoestática	0.700	0,701	Inestable
	Pseudoestática + saturada	0.591	0.580	Inestable

Fuente: propia

Los resultados muestran que la zona derecha se encuentra inestable en condiciones normales de trabajo, ya que el factor de seguridad es menor al factor mínimo establecido en la normativa ecuatoriana de la construcción el cual es 1.5.

Al contrario del perfil A-A el perfil B-B presenta un factor de seguridad más bajo de las 3 primeras condiciones provocado por un evento sísmico debido a la conformación geométrica actual, ya que presenta altas pendientes debido al escarpe principal.

El cálculo de los factores de seguridad por 2 métodos de equilibrio límite como Bishop simplificado y Morgenstern & Price presentan pequeñas variaciones ya que ambos

utilizan dovelas para el análisis, los factores mínimos y los planos de falla probables se muestran a continuación.

3.2.1 Perfil A-A

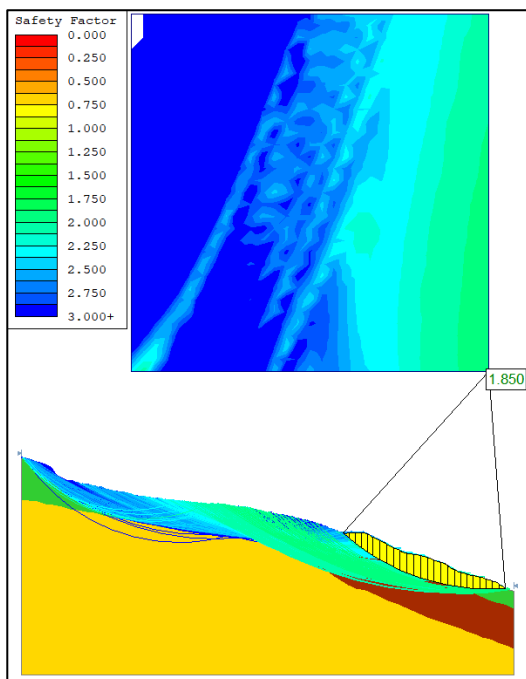
El perfil A-A se encuentra en la parte izquierda del polígono de estudio, para su modelado se ha considerado los parámetros que están basados en la recopilación de información geofísica, geotécnica y geológica de la zona.

En las siguientes figuras se presentan los factores de seguridad y los diferentes planos de falla que se generan a lo largo del perfil del terreno en distintas condiciones de trabajo.

3.2.1.1 Condición estática

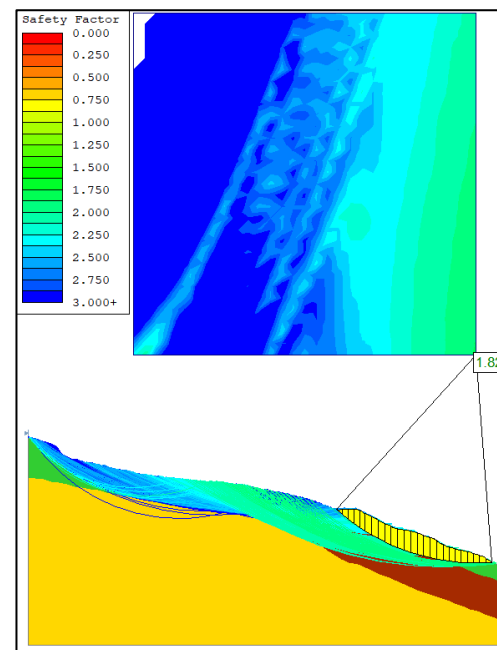
En esta condición se analiza el perfil en condiciones normales de trabajo. En los métodos de equilibrio limite se puede observar los distintos planos de falla que se han creado a lo largo del perfil A-A.

Figura 3.2 Factor de seguridad estático por el método de Bishop simplificado



Fuente: propia

Figura 3.3 Factor de seguridad estático por el método de Bishop simplificado

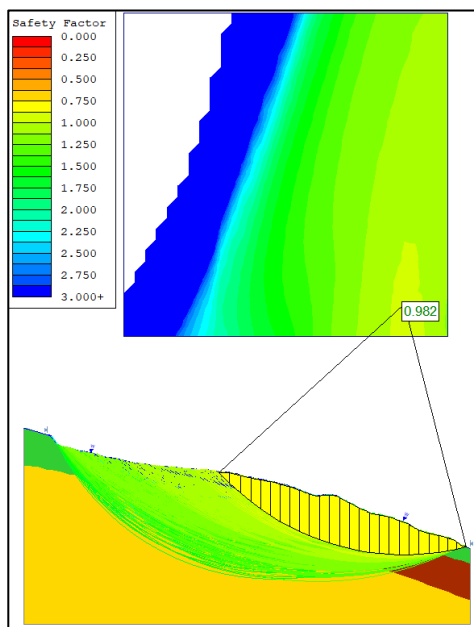


Fuente: propia

3.2.1.2 Condiciones saturadas

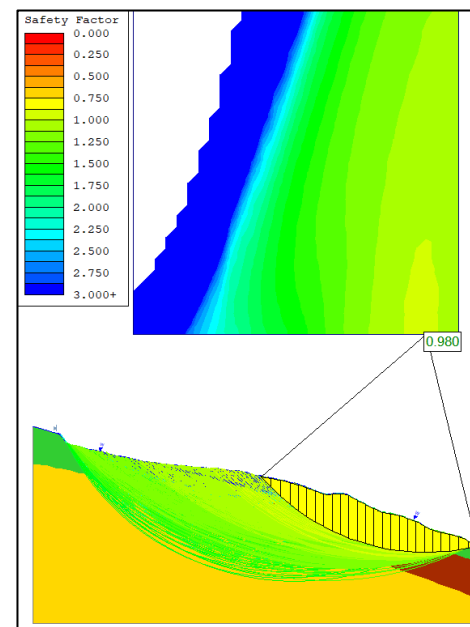
En esta condición se considera que el perfil se encuentra totalmente saturado de tal manera que la presión de poros aumenta generando problemas de estabilidad. En esta condición se coloca la línea de agua W en toda la superficie del perfil para simular la saturación de los materiales.

Figura 3.4 Factor de seguridad saturado por el método de Bishop simplificado



Fuente: propia

Figura 3.5 Factor de seguridad saturado por el método de Morgenstern & Price

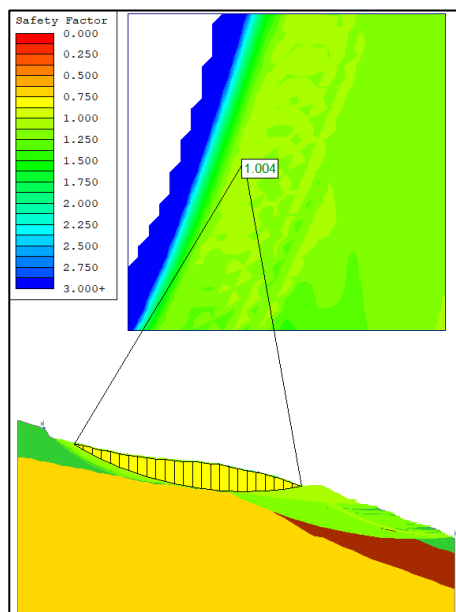


Fuente: propia

3.2.1.1 Condiciones pseudoestáticas

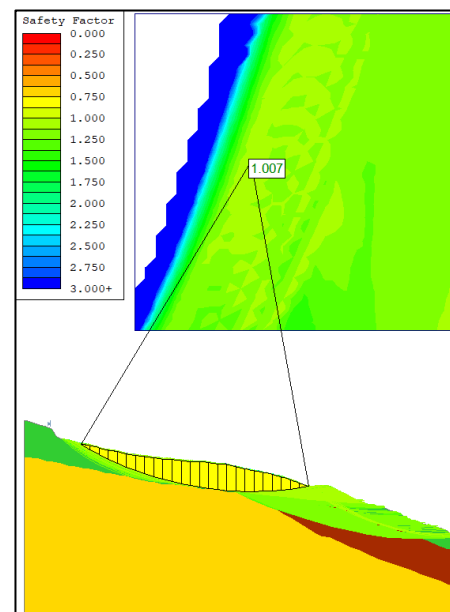
Según la clasificación del tipo de suelo por medio de la Vs30, se tiene un suelo tipo D, por lo tanto, para el análisis pseudoestático la componente horizontal es de 0,21 y 0,14 para la componente vertical.

Figura 3.6 Factor de seguridad pseudoestático método de Bishop simplificado



Fuente: propia

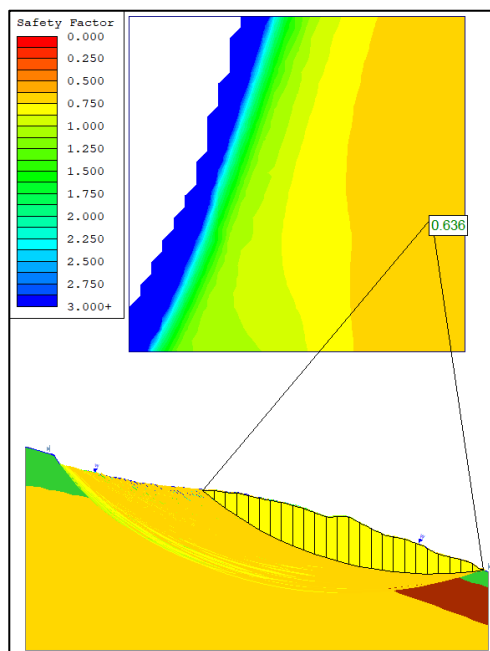
Figura 3.7 Factor de seguridad pseudoestático método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

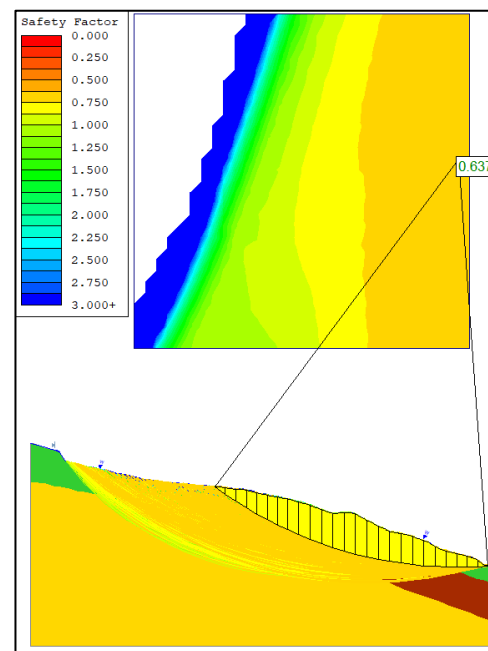
3.2.1.2 Condición pseudoestática + saturada

Figura 3.8 Factor de seguridad saturado+sismo método de Bishop simplificado



Fuente: propia

Figura 3.9 Factor de seguridad saturado+sismo método de Morgenstern & Price



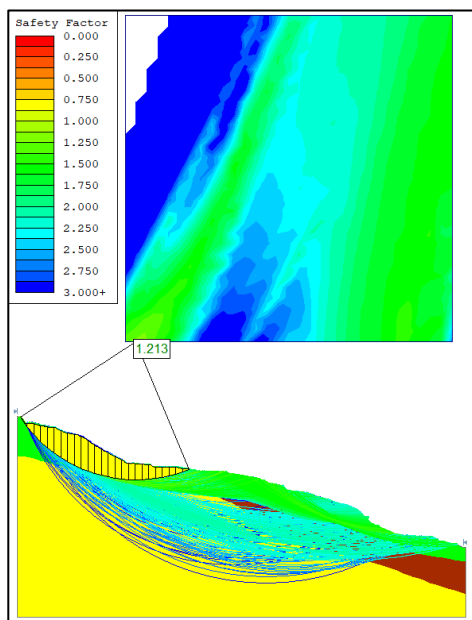
Fuente: propia

3.2.2 Perfil B-B

El perfil A-A se encuentra en la parte derecha del polígono de estudio.

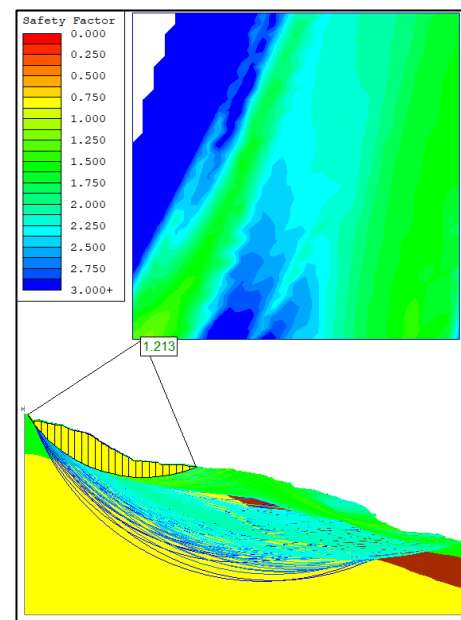
3.2.2.1 Condiciones estáticas

Figura 3.10 Factor de seguridad estático método de Bishop simplificado



Fuente: propia

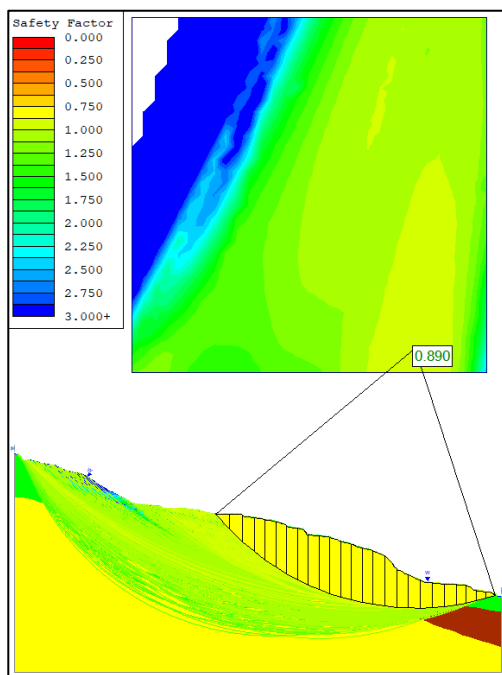
Figura 3.11 Factor de seguridad estático método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

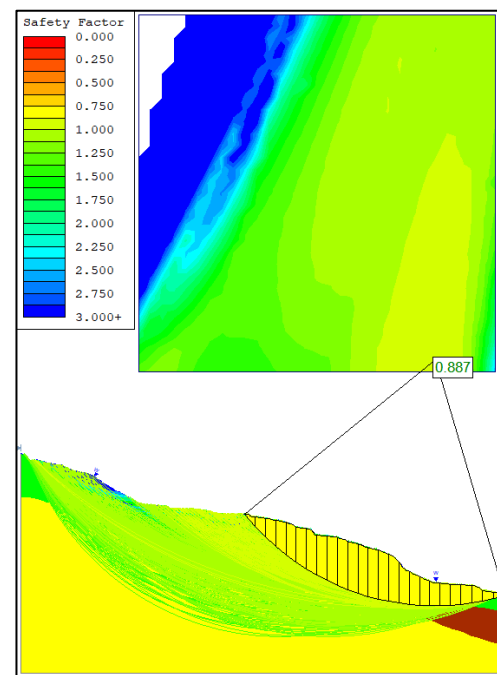
3.2.2.2 Condiciones saturadas

Figura 3.12 Factor de seguridad saturado por el método de Bishop simplificado



Fuente: propia

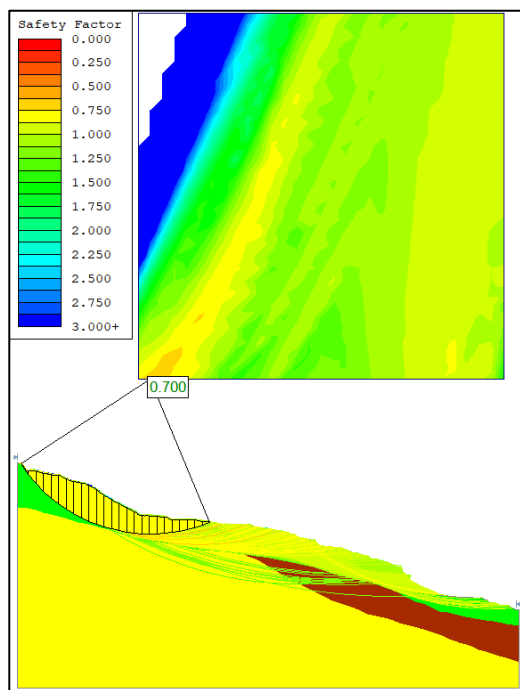
Figura 3.13 Factor de seguridad saturado por el método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

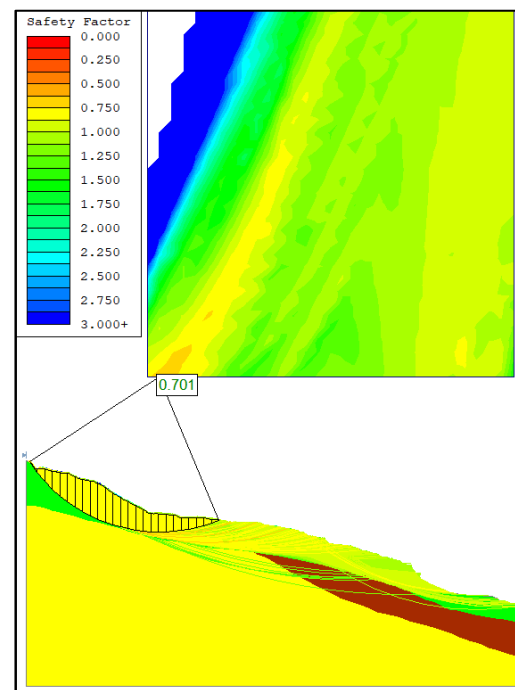
3.2.2.3 Condiciones pseudoestáticas

Figura 3.14 Factor de seguridad pseudoestático método de Bishop simplificado



Fuente: propia

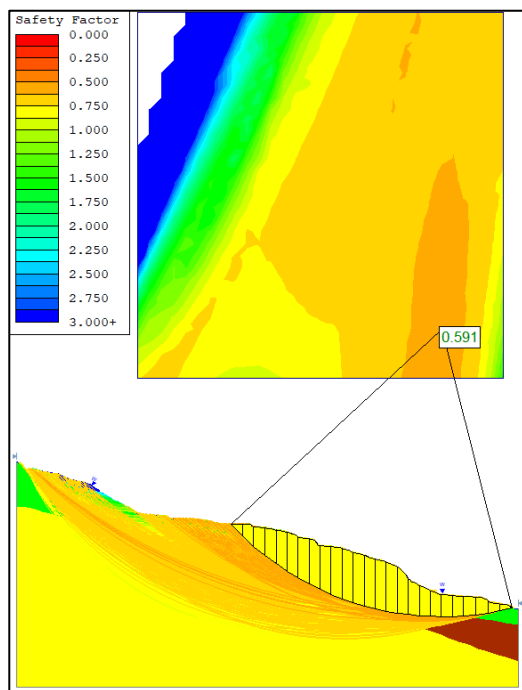
Figura 3.15 Factor de seguridad pseudoestático método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

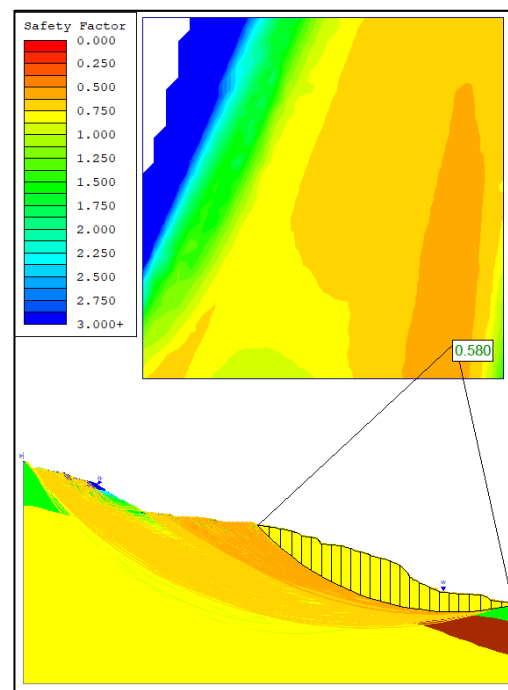
3.2.2.4 Condición pseudoestática + saturada

Figura 3.16 Factor de seguridad saturado+sismo método de Bishop simplificado



Fuente: propia

Figura 3.17 Factor de seguridad saturado+sismo método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

CAPÍTULO 4

4. ANÁLISIS DE LA TÉCNICA DE MITIGACIÓN APLICADA

4.1 Modificación geométrica

Mediante la conformación de taludes y bermas intercaladas se puede mejorar las condiciones de estabilidad de las laderas, al modificar la pendiente del terreno se puede retirar peso de la cabecera o retirar material suelto que genera sobre peso y acumulación de agua, provocando inestabilidades.

Para la ladera de la vía al CRS Turi se ha realizado la conformación de taludes 2:1 y 1:1, debido a que existe una variación de longitud y de pendientes entre los perfiles izquierdo y derecho. También se conformaron bermas con una pendiente interior de 2%, de esta manera se evitará que el agua de escorrentía descienda sobre el talud.

Además, se consideró generar cunetas de coronación para recolectar de mejor manera las aguas de escorrentías que se escurrirán hacia el talud debido a la pendiente considerada en las bermas.

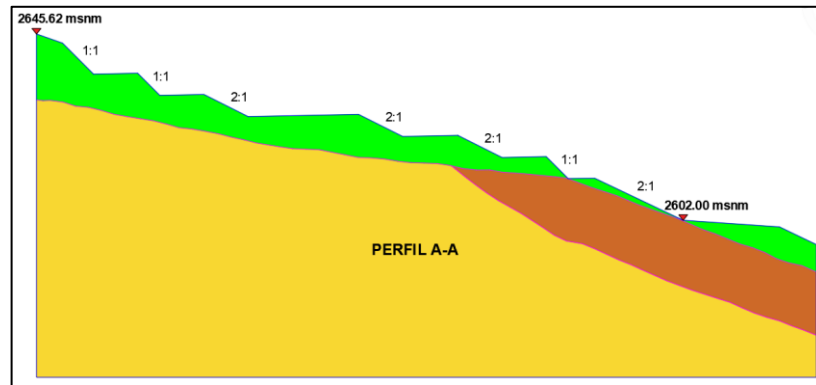
La implementación de obras de drenaje es de gran importancia en la modificación de la geometría de los taludes ya que las condiciones de agua superficial generan factores de seguridad bajos.

4.1.1 Conformación de taludes

La conformación de taludes fue elegida como obra de mitigación al deslizamiento de la zona de estudio. Abatiendo las pendientes que presenta la zona se trata de encontrar factores de seguridad acordes a la normativa, que permitan mitigar el deslizamiento lo máximo posible.

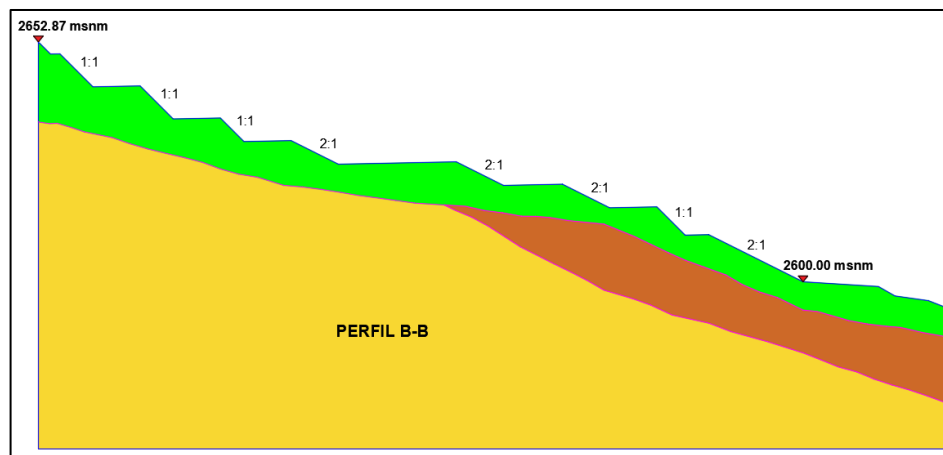
En las siguientes figuras se representa la modificación que presenta los perfiles analizados.

Figura 4.1 Conformación de taludes del perfil A-A



Fuente: propia

Figura 4.2 Conformación de taludes del perfil B-B



Fuente: propia

4.1.1.1 Cálculo de factores de seguridad

A continuación, se presenta los factores de seguridad calculados para el perfil con la modificación de las pendientes con la conformación de taludes y bermas.

Tabla 4.1 Factores de seguridad calculados perfil A-A

Perfil	Condición modelada	FS Bishop simplificado	FS Morgenstern & Price	Condición de estabilidad
A-A taludes	Estática	1.810	1.807	Estable
	Saturada	0.937	0.939	Inestable
	Pseudoestática	1.146	1.129	Estable
	Pseudoestática + saturada	0.627	0.618	Inestable

Fuente: propia

Tabla 4.2 Factores de seguridad calculados perfil B-B

Perfil	Condición modelada	FS Bishop simplificado	FS Morgenstern & Price	Condición de estabilidad
B-B taludes	Estática	1.554	1.559	Estable
	Saturada	0.972	0.960	Inestable
	Pseudoestática	0.896	0.896	Inestable
	Pseudoestática + saturada	0.688	0.685	Inestable

Fuente: propia

Los factores de estabilidad para el perfil A-A cumple los criterios de estabilidad para condiciones estáticas y pseudoestáticas.

En el perfil B-B solo el criterio de estabilidad en condiciones estáticas cumple con el factor mínimo requerido.

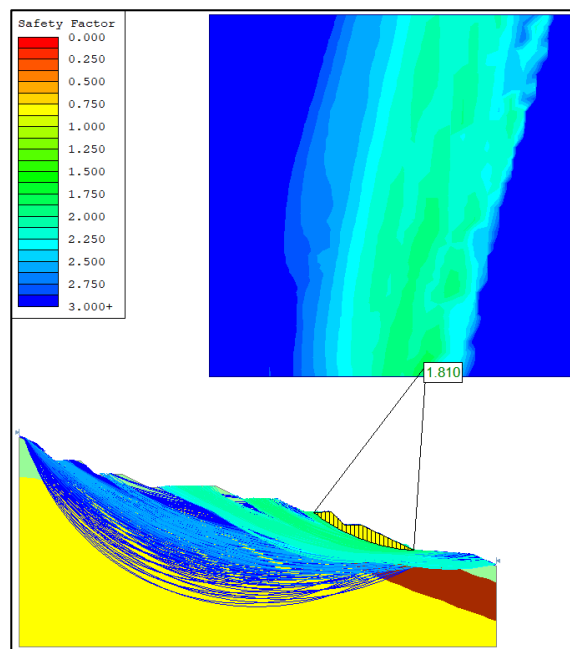
Las condiciones que consideran agua en el análisis no cumplen con el factor de seguridad mínimo en ningún perfil.

A continuación, se presenta los factores de seguridad y los varios planos de falla posibles.

4.1.2 Perfil A-A

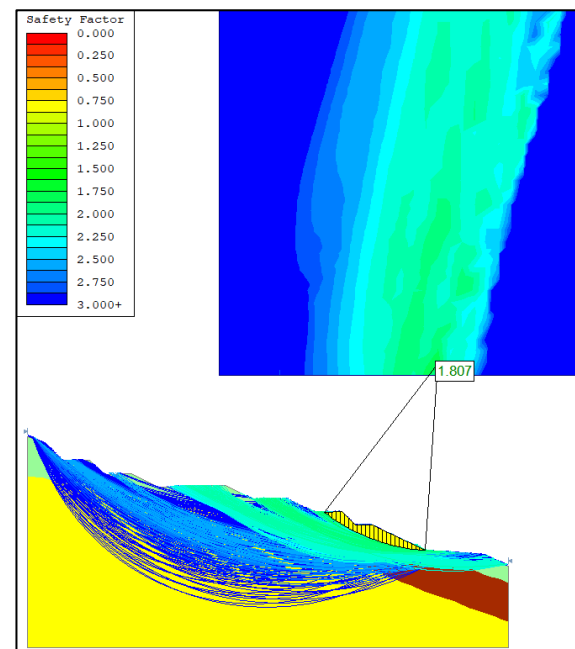
4.1.2.1 Condición estática

Figura 4.3 Factor de seguridad estático método de Bishop simplificado



Fuente: propia

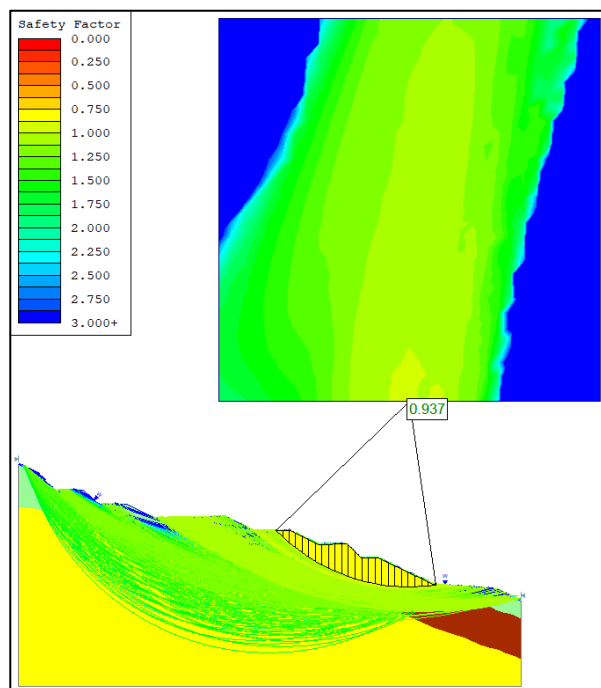
Figura 4.4 Factor de seguridad estático método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

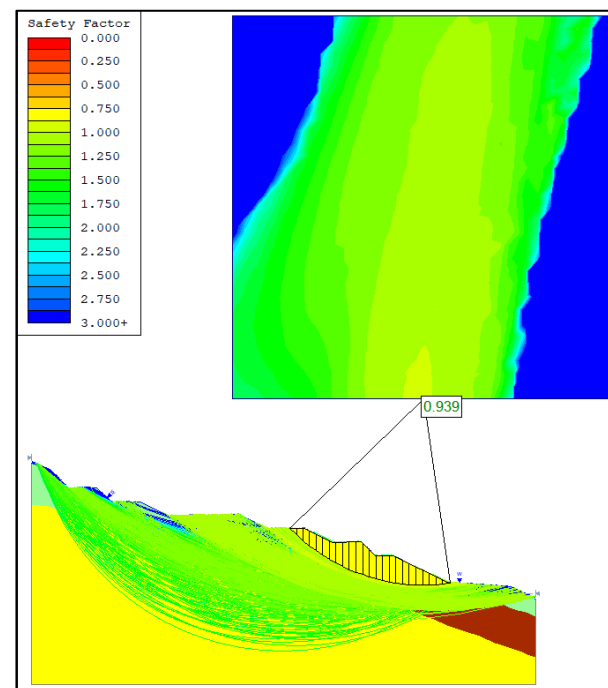
4.1.2.2 Condición saturada

Figura 4.5 Factor de seguridad saturado método de Bishop simplificado



Fuente: propia

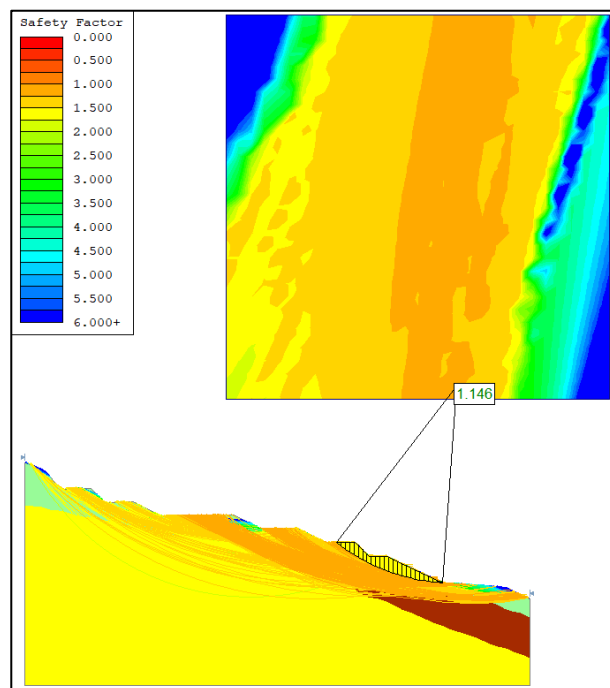
Figura 4.6 Factor de seguridad saturado método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

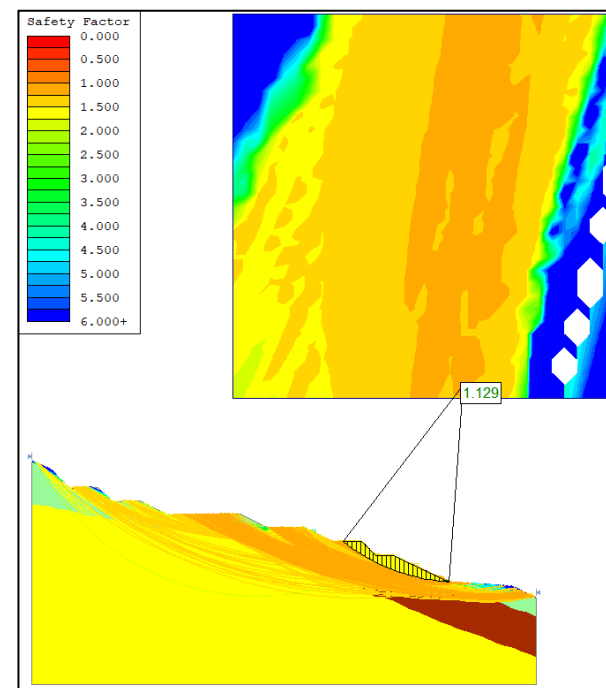
4.1.2.3 Condición pseudoestática

Figura 4.7 Factor de seguridad pseudoestático método de Bishop simplificado



Fuente: propia

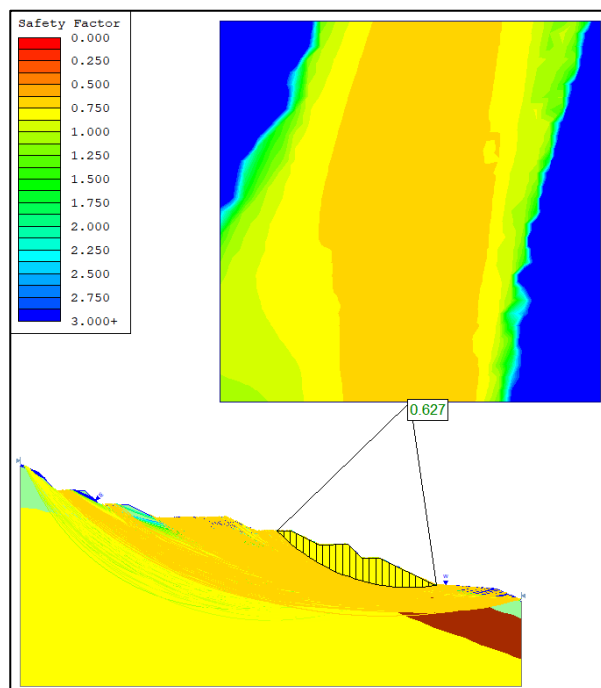
Figura 4.8 Factor de seguridad pseudoestático método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

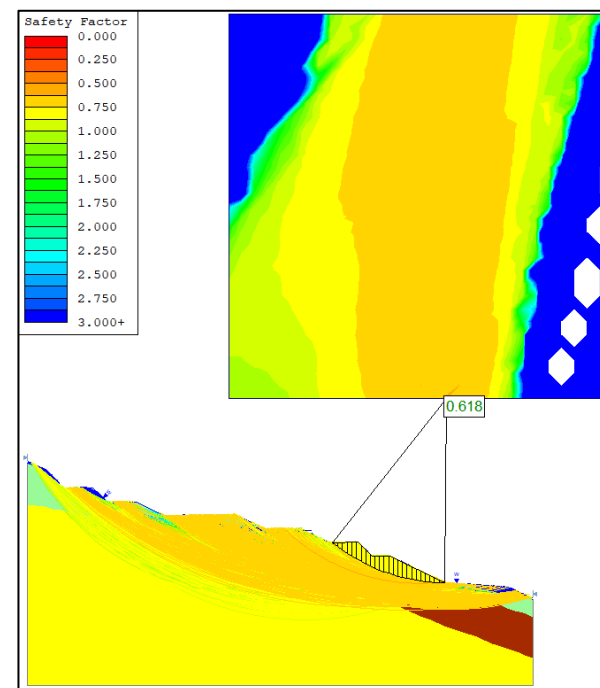
4.1.2.4 Condición pseudoestática + saturada

Figura 4.9 Factor de seguridad saturado+sismo método de Bishop simplificado



Fuente: propio

Figura 4.10 Factor de seguridad saturado+sismo método de Morgenstern & Price

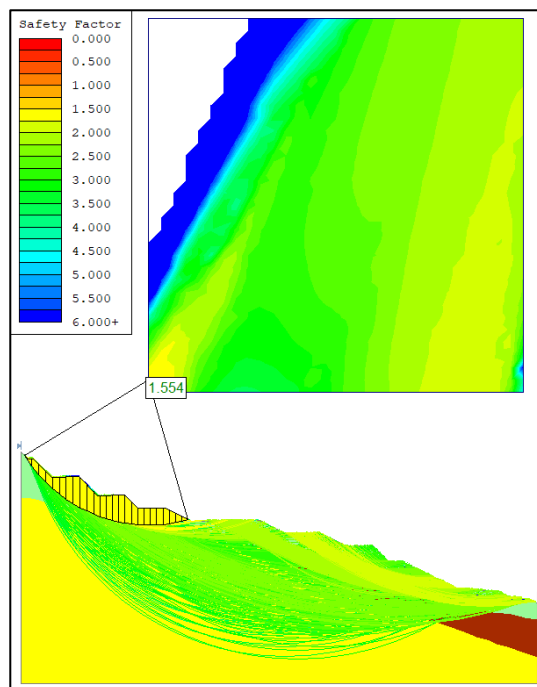


Fuente: propia

4.1.3 Perfil B-B

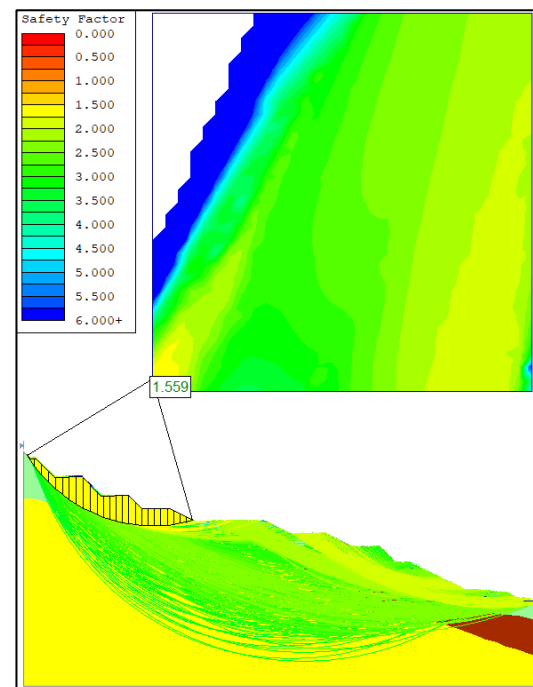
4.1.3.1 Condición estática

Figura 4.11 Factor de seguridad estático método de Bishop simplificado



Fuente: propio

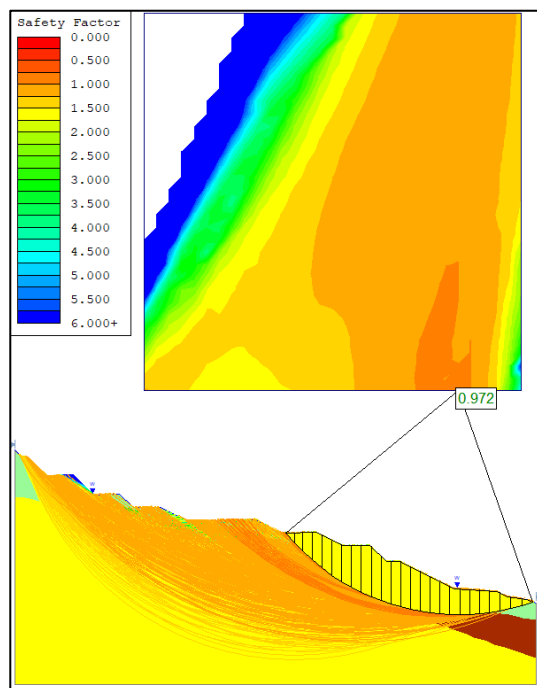
Figura 4.12 Factor de seguridad estático método de Morgenstern & Price



Fuente: propio

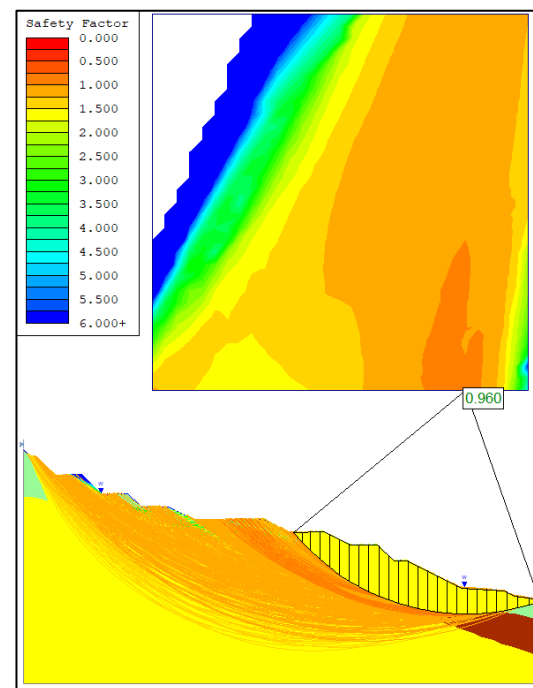
4.1.3.2 Condición saturada

Figura 4.13 Factor de seguridad saturado método de Bishop simplificado



Fuente: propia

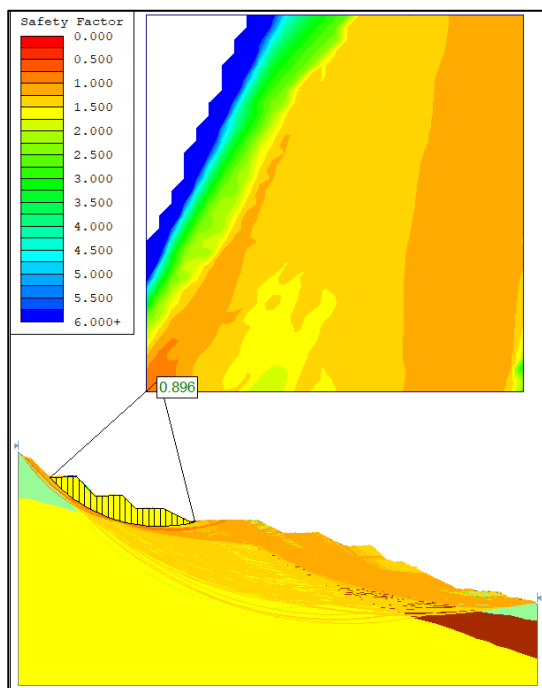
Figura 4.14 Factor de seguridad saturado método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

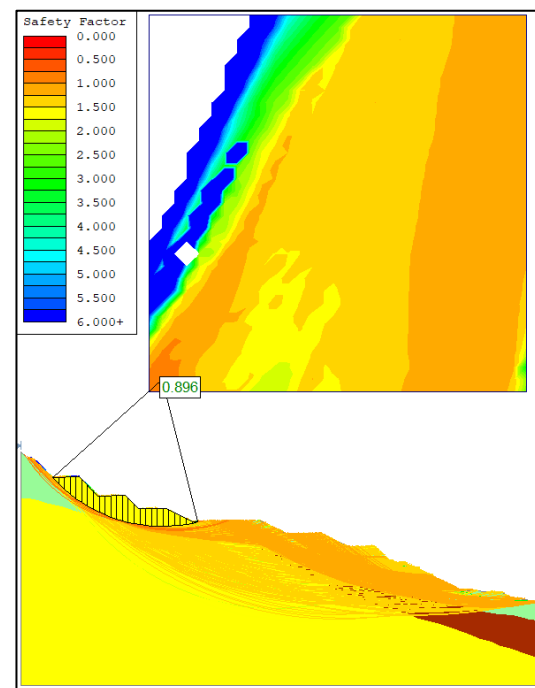
4.1.3.3 Condición pseudoestática

Figura 4.15 Factor de seguridad pseudoestático método de Bishop simplificado



Fuente: propio

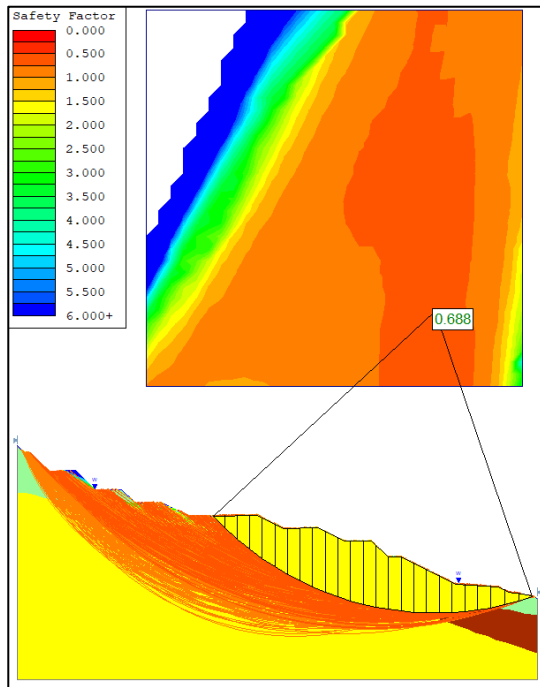
Figura 4.16 Factor de seguridad pseudoestático método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

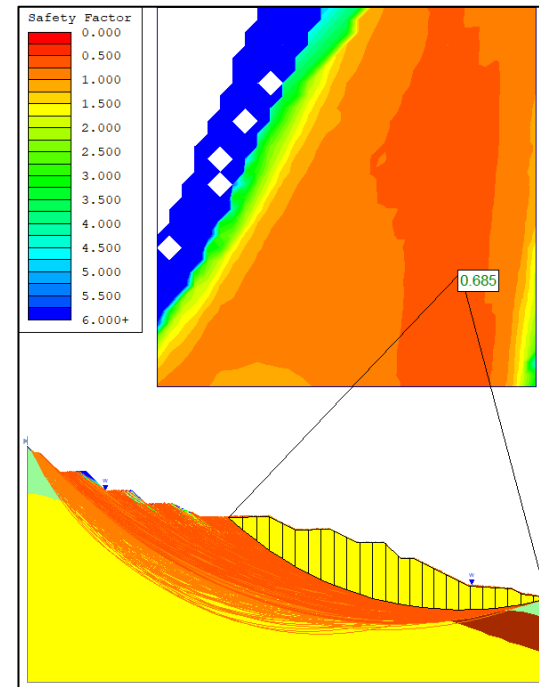
4.1.3.1 Condición pseudoestática + saturada

Figura 4.17 Factor de seguridad saturado+sismo método de Bishop simplificado



Fuente: propia

Figura 4.18 Factor de seguridad saturado+sismo método de Morgenstern & Price



Fuente: propia

Tabla 4.3 Comparación de los factores de seguridad

Condición	Actual		Modificado	
	a	b	a	b
Estático	1,8	1,2	1,8	1,6
Saturado	1,0	0,9	0,9	1,0
Pseudoestático	1,0	0,7	1,1	0,9
Saturado+sismo	0,6	0,6	0,6	0,7

Fuente: propia

Para el caso estático el factor de seguridad aumento con la modificación de la geometría de la ladera, puesto que se retiró material suelto y se redujeron pendientes. El perfil de la derecha B-B es el que mejor resultados obtuvo ya que paso de 1.2 a 1.6 cumpliendo el factor mínimo.

Para el caso de agua sobre la superficie del terreno el plano de falla más propenso al deslizamiento se encuentra en la zona baja de la ladera, con la creación de taludes no presento mayor estabilidad en los perfiles.

Para un evento sísmico la modificación geométrica mejoro la estabilidad de los perfiles en el A-A cumple con el criterio de estabilidad y el B-B aumento el factor mas no cumple con el factor mínimo. (1.05)

Para la condición extrema en ningún caso cumple, tanto para el estado actual y el modificado el factor de seguridad no presenta un notable mejoramiento.

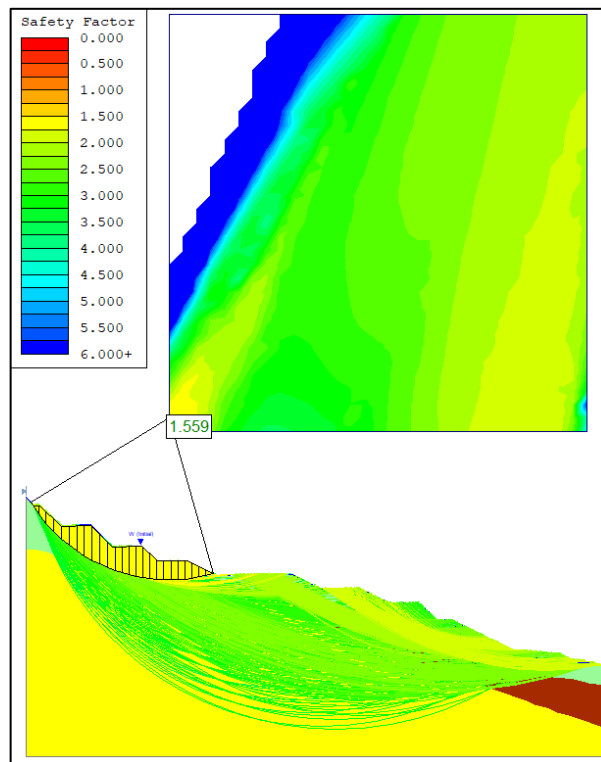
4.2 Consideración de obras de drenaje

Considerando que el agua es el principal factor que provoca los diferentes tipos de remoción en masa, es esencial considerar obras de drenaje como el método de mitigación a los deslizamientos.

Para el caso complementar los taludes con obras de drenaje se mejora en gran parte la estabilidad de la zona propensa al deslizamiento.

A continuación, se presenta el factor de seguridad si se emplea obras de drenaje, ya que se reduce la presión de poros en el terreno mejorando así los criterios de seguridad.

Figura 4.19 Factor de seguridad incluyendo obras de drenaje



Fuente: propia

De la misma manera reduciendo la presión de poros en el terreno en condiciones de agua+sismo existe una mejoría en la estabilidad en el perfil A-A pero en el perfil B-B se mantiene con un factor bajo al mínimo.

Conclusiones

- La ladera ubicada en la vía al CRS Turi presenta un deslizamiento de tipo rotacional, consta de un escarpe principal y varios secundarios.
- Las condiciones climáticas y antrópicas son los detonantes principales de este deslizamiento, las fuertes lluvias y las aguas generadas por los habitantes provocan que el suelo acumule agua y por ende aumenta la presión de poros en el terreno, dando paso a las inestabilidades.
- Con los ensayos realizados en campo y con su respectivo procesamiento se ha identificado 2 estratos de suelo en la zona alta de la ladera y 3 en la zona baja.
- El estrato superficial consta de un espesor promedio de 6m conformado por una arcilla arenosa de baja plasticidad y con contenido de gravas, el segundo estrato inferido por la geofísica es un estrato de gravas y arenas secas con un espesor de 13 metros aproximadamente y el 3er estrato se infiere como depósitos de talud conformado por gravas arenas y finos, pero también puede ser una arcilla en proceso de consolidación que se podría considerar como una roca blanda.
- La aplicación de ensayos geofísicos permite inferir los estratos del suelo y sus propiedades tanto físicas como mecánicas que permiten analizar un talud o ladera mediante el calculo del factor de seguridad.
- Es muy importante realizar ensayos directos conjuntamente con los indirectos ya que permiten tener una noción de los estratos inferidos. Además, comprobar o descartar las condiciones del suelo a la profundidad explorada directamente.
- La modificación geométrica de laderas es una gran alternativa para reducir inestabilidades ya que se puede reducir peso y controlar las fuerzas por peso propio a favor de la gravedad.
- La conformación de taludes para la ladera al CRS Turi presenta una gran alternativa solo si acompaña de obras de drenaje ya que las condiciones que interviene el agua son muy inestables.

Recomendaciones

- La aplicación de técnicas de drenaje es ideal como medidas de mitigación a problemas de inestabilidad. El uso de cunetas o sub-drenes permiten controlar el agua superficial sobre el terreno y de esta manera reducir la presión intersticial.
- El uso de estructuras de contención como muros a gravedad o escolleras pueden ser una solución conjuntamente con los taludes para aumentar el factor de seguridad.
- La colocación de peso al pie del talud en la zona alta es una forma de aumentar la estabilidad para las condiciones de agua superficial, ya que el plano de falla más propenso se encuentra en la zona alta de la ladera.
- Realizar limpieza de las cunetas y causes existentes.
- Controlar las descargas clandestinas de aguas grises.
- Evitar el agua de riego ya que esta satura el material.
- Evitar el cierre de quebradas ya que en tiempo invernal el agua se desvía de su cause original perjudicando a las zonas aledañas.

Bibliografía

- Aristizábal, E., Gonzáles, T., Montoya, J., Vélez, J., & Guerra, A. (2011). Análisis de umbrales empíricos de lluvia para el pronóstico de movimientos en masa en el Valle de Aburrá. *Revista EIA*, 95-111.
- Astier, J. (1975). *Geofísica aplicada a la hidrogeología*.
- ASTM International. (2014). *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*. ASTM D1586-14.
- Auge, M. (2008). *Métodos geoelectricos para la prospección de agua subterránea*. Universidad de Buenos Aires.
- Briceño, J., Pérez, C., & Vielma, L. (2018). *Nociones de mecánica de suelos*. Prof. José Isidro Casteletti. Mérida: Universidad de Los Andes.
- Carhuallanqui Manrique, E. (2019). *La refracción sísmica en el mejoramiento del Estadio Huancayo - Junín*. Universidad nacional Daniel Alcides Carrión.
- Correia Machuca, N. (2015). *Obtención del perfil de velocidad de onda de corte mediante método MASW y comparacion con ensayo tipo Down Hole en estaciones sismológicas de zona central*. Sanantiago de Chile: Universidad de Chile.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Limusa.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage Learning.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. CENGAGE Learning.
- Escobar, C., & Duque, G. (2017). *Geotecnia para el trópico andino*. Universidad Nacional de Colombia.
- García Ruiz, J., Chueca, J., & Julián, A. (2004). Los movimientos en masa del Alto Gállego. *Geografía Física de Aragón*, 141-152.
- García, D. (2021). *Prospección de aguas subterráneas a través del método geoelectrico sondeo eléctrico vertical en el predio El Parrón*. Chile.
- Gonzáles de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Person Educación.

- Gonzalez G., A. (1999). Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. *X jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana.*
- Juárez, E., & Rico, A. (2005). *Mecánica de suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos* (Vol. 1). Limusa.
- Madrid, R., Rodríguez, A., Contreras, V., Giráldez, J., Landa, B., Tagua, E., . . . Gómez, J. (2014). *MANUAL DE TÉCNICAS DE ESTABILIZACIÓN BIOTÉCNICA EN TALUDES DE INFRAESTRUCTURAS DE OBRA CIVIL.* Universidad de Córdoba. .
- Martínez Pagán, P. (2008). *Prospección Geofísica - 2.* Universidad Politécnica de Cartagena.
- Martínez, P. (2008). *Prospección Geofísica - 2.* Universidad Politécnica de Cartagena.
- Naranjo Aguay, H., & Dranichnikov, T. (2012). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional. El caso del puente sobre el río Maicito.* Editorial Universitaria Abya-Yala.
- Olarte, J. (2017). *Clasificación de movimiento en masa y su distribución en terrenos geológicos de Colombia.*
- Oliva González, A. (2015). *Estabilidad de taludes y laderas. Análisis cuantitativo y cualitativo.*
- Osella, A., & Lanata, J. (2006). *Arqueogeofísica. Una metodología interdisciplinaria para explorar el pasado.* Buenos Aires: Fundación de historia natural Félix de Ázara.
- Pazmiño Agualema, L. (2017). *Velocidades de onda V_p y V_s y su relación con los valores del ángulo de fricción interna, cohesión y $NSPT$ para los suelos de Sangolquí.* Universidad de las Fuerzas Armadas, Sangolquí, Ecuador.
- Peña Domínguez, J. (2015). *Aplicaciones de sondeos eléctricos verticales para la estimación de recursos minerales de barita.* Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.
- Salguero, M. (2002). Aplicaciones geofísicas a la hidrogeología en Costa Rica. *Revista Geológica de América Central*, 27.

- Sánchez San Roman, F. (2002). *Prospección geofísica: sondeos eléctricos verticales*. España: Departamento de Geología de la Universidad de Salamanca.
- Sanhueza, C., & Rodríguez, L. (2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la construcción*, 12, 17-21.
- Sellés Martínez, J. (2005). ¿QUÉ NOS CUENTAN LAS ONDAS SÍSMICAS? . *Enseñanza de las ciencias de la tierra*, 20-36.
- Suarez Burgoa, L. (2016). *Análisis de estabilidad de taludes*.
- Suárez Díaz, J. (2009). *Deslizamientos* (Vol. I). Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez Gómez, L. (2017). *Optimización de parámetros para la adquisición de datos medidos In situ por medio del método de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)*. Valparaíso: Universidad Técnica Federico Santa María.
- Ugalde, K. (2015). *Alternativas para la estabilización de taludes en el cantón de León Cortés*. INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA.
- Vargas Cuervo, G. (2000). *Criterios para la clasificación y descripción de movimientos en masa*. Universidad industrial de Santander.

Anexo A. Ensayos geofísicos



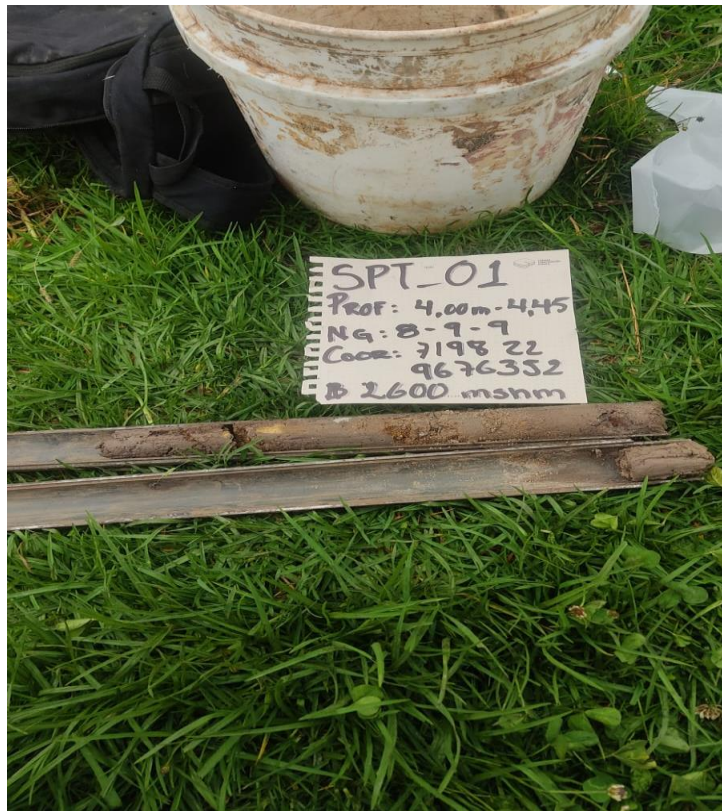




Anexo B. Ensayos directos







Anexo C. Ensayos de laboratorio

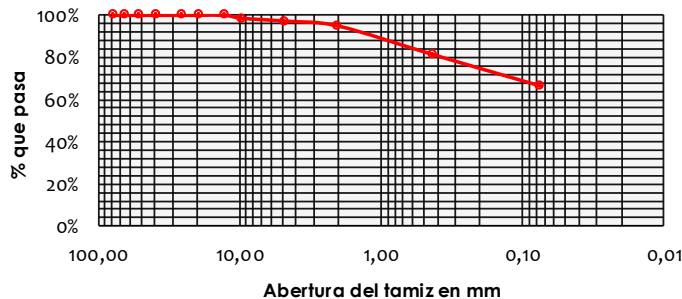
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN					
Proyecto:	Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, mediante ensayos geofísicos				
Localización:	El Tablón Alto				
Fecha:	20-mar-23				
Tipo de material:	Finos de color negro con presencia de arenas				
Realizado por:	Vinicio Zumba Calle				
Ensayo:	Clasificación de suelos				
Muestra:	Calicata No. 1				
Profundidad:	4.00 m				
Coordenadas de Ubicación WGS84	Norte:	719875	Este:	9676403	

ENSAYO DE GRANULOMETRÍA NORMAS: AASHTO T-11 T-27 ASTM: D422-63

TAMIZ		MASA RETENIDA (g)		%	%
M.M.	U.S.	PARCIAL	ACUMULADO	RETENIDO	PASANTE
76,200	3	0,00	0,00	0,00%	100,00%
63,500	2 1/2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
50,800	2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
38,100	1 1/2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
25,400	1	0,00	0,00	0,00%	100,00%
19,050	3/4	0,00	0,00	0,00%	100,00%
12,700	1/2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
9,525	3/8	5,83	5,83	1,43%	98,57%
4,750	No. 4	5,49	11,32	2,77%	97,23%
2,000	No. 10	9,59	20,91	5,12%	94,88%
0,425	No. 40	55,95	76,86	18,82%	81,18%
0,075	No. 200	60,42	137,28	33,62%	66,38%
Fondo		0,15	137,43		

Masa húmeda de suelo antes del lavado (g)	500,00
Masa seca de suelo despues del lavado (g)	408,36

CURVA GRANULOMÉTRICA CALICATA #1



Grava	2,77%
Arena	30,85%
Finos	66,38%

CLASIFICACIÓN	
AASHTO	A-7-6(10)
SUCS	CL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

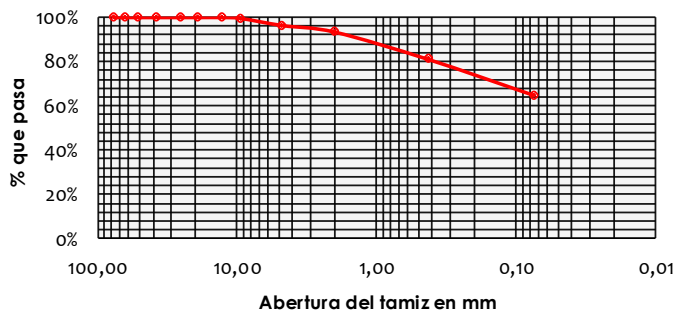
Proyecto:	Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, mediante ensayos geofísicos		
Localización:	El Tablón Alto		
Fecha:	20-mar-23		
Tipo de material:	Finos de color negro con presencia de arenas		
Realizado por:	Inicio Zumba Calle		
Ensayo:	Clasificación de suelos		
Muestra:	Calicata No. 2		
Profundidad:	2.00 m		
Coordenadas de Ubicación WGS84	Norte:	719854	Este: 9676357

ENSAYO DE GRANULOMETRÍA NORMAS: AASHTO T-11 T-27 ASTM: D422-63

TAMIZ		MASA RETENIDA (g)		%	%
M.M.	U.S.	PARCIAL	ACUMULADO	RETENIDO	PASANTE
76,200	3	0,00	0,00	0,00%	100,00%
63,500	2 1/2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
50,800	2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
38,100	1 1/2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
25,400	1	0,00	0,00	0,00%	100,00%
19,050	3/4	0,00	0,00	0,00%	100,00%
12,700	1/2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
9,525	3/8	1,51	1,51	0,36%	99,64%
4,750	No. 4	13,47	14,98	3,61%	96,39%
2,000	No. 10	12,34	27,32	6,59%	93,41%
0,425	No. 40	51,35	78,67	18,97%	81,03%
0,075	No. 200	67,10	145,77	35,15%	64,85%
Fondo		0,39	146,16		

Masa húmeda de suelo antes del lavado (g)	500,00
Masa seca de suelo despues del lavado (g)	414,69

CURVA GRANULOMÉTRICA CALICATA #2



Grava	3,61%
Arena	31,54%
Finos	64,85%

CLASIFICACIÓN	
AASHTO	A-7-6(9)
SUCS	CL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

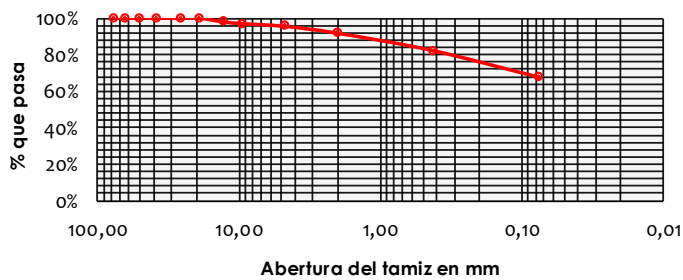
Proyecto: Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, mediante ensayos geofísicos
Localización: El Tablón Alto
Fecha: 25-mar-23
Tipo de material: Finos de color negro con presencia de arenas
Realizado por: Vinicio Zumba Calle
Ensayo: Ensayo de Penetración Estandar
Muestra: SPT_01
Profundidad: 1.00m a 6.50m
Coordenadas de Ubicación WGS84 **Norte:** 719822 **Este:** 9676352

ENSAYO DE GRANULOMETRÍA NORMAS: AASHTO T-11 T-27 ASTM: D422-63

TAMIZ		MASA RETENIDA (g)		%	%
M.M.	U.S.	PARCIAL	ACUMULADO	RETENIDO	PASANTE
76,200	3	0,00	0,00	0,00%	100,00%
63,500	2 1/2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
50,800	2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
38,100	1 1/2	0,00	0,00	0,00%	100,00%
25,400	1	0,00	0,00	0,00%	100,00%
19,050	3/4	0,00	0,00	0,00%	100,00%
12,700	1/2	9,01	9,01	2,18%	97,82%
9,525	3/8	3,81	12,82	3,10%	96,90%
4,750	No. 4	6,11	18,93	4,57%	95,43%
2,000	No. 10	15,79	34,72	8,38%	91,62%
0,425	No. 40	39,60	74,32	17,95%	82,05%
0,075	No. 200	61,06	135,38	32,69%	67,31%
Fondo		1,96	137,34		

Masa húmeda de suelo antes del lavado (g)	500,00
Masa seca de suelo despues del lavado (g)	414,15

CURVA GRANULOMÉTRICA SPT #1



Grava	4,57%
Arena	28,12%
Finos	67,31%

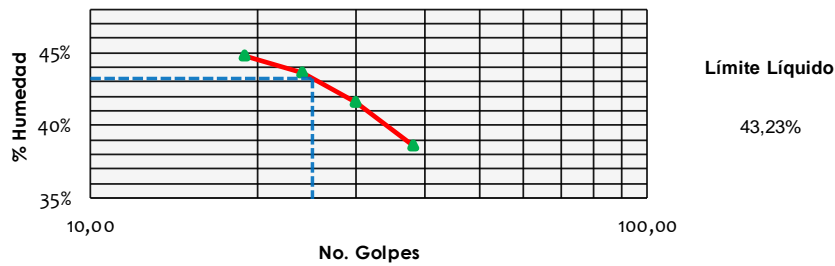
CLASIFICACIÓN	
AASHTO	A-7-6(16)
SUCS	CL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN					
Proyecto:	Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, mediante ensayos geofísicos				
Localización:	El Tablón Alto				
Fecha:	20-mar-23				
Tipo de material:	Finos de color negro con presencia de arenas				
Ensayo:	Límites de Atterberg				
Muestra:	Calicata No. 1				
Profundidad:	4.00 m				
Coordenadas de Ubicación WGS84	Norte:	719875	Este:	9676403	

ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG (L.L.)

TARRO No.	No. GOLPES	PESO HÚMEDO (g)	PESO SECO (g)	PESO RECIPIENTE (g)	% HUMEDAD
P3	38	28,8	23,58	10,05	38,58%
P6	30	32,05	25,85	10,96	41,64%
P8	24	31,88	25,45	10,71	43,62%
P12	19	34,79	27,41	10,92	44,75%
Límite Líquido					43,23%

CURVA DEL LÍMITE LÍQUIDO CALICATA #1



ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG (L.P.)				
TARRO No.	PESO HÚMEDO (g)	PESO SECO (g)	PESO RECIPIENTE (g)	% HUMEDAD
1	16,15	15,34	12,45	28,03%
2	15,48	14,76	12,32	29,51%
4	14,23	13,82	12,2	25,31%
21	14,07	13,72	12,41	26,72%
Límite Plástico				27,39%

HUMEDAD NATURAL DEL TERRENO				
TARRO No.	PESO HÚMEDO (g)	PESO SECO (g)	PESO RECIPIENTE (g)	% HUMEDAD
20	235,32	204,02	64,55	22,44%
Humedad Natural				22,44%

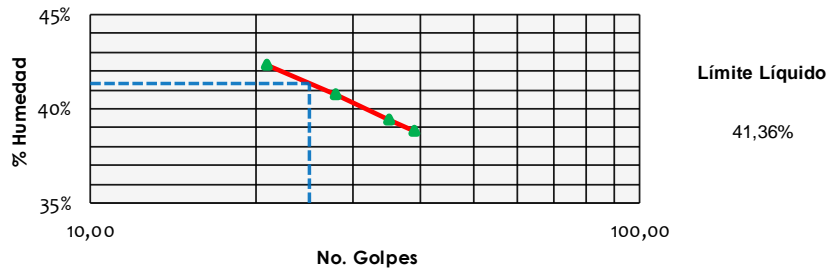
L.L. 43,23% L.P. 27,39% I.P. 15,84%

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN					
Proyecto:	Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, mediante ensayos geofísicos				
Localización:	El Tablón Alto				
Fecha:	20-mar-23				
Tipo de material:	Finos de color negro con presencia de arenas				
Ensayo:	Límites de Atterberg				
Muestra:	Calicata No. 2				
Profundidad:	2.00 m				
Coordenadas de Ubicación WGS84	Norte:	719854	Este:	9676357	

ENSAYO LÍMITES DE ATTERBERG (L.L.)

TARRO No.	No. GOLPES	PESO HÚMEDO (g)	PESO SECO (g)	PESO RECIPIENTE (g)	% HUMEDAD
6,00	39	41,34	35,91	21,93	38,84%
50	35	41,04	35,41	21,13	39,43%
31	28	42,72	36,63	21,69	40,76%
8	21	41,67	35,52	20,98	42,30%
Límite Líquido					41,36%

CURVA LÍMITE LÍQUIDO CALICATA #2



ENSAYO LÍMITES DE ATTERBERG (L.P.)				
TARRO No.	PESO HÚMEDO (g)	PESO SECO (g)	PESO RECIPIENTE (g)	% HUMEDAD
203	13,82	13,31	11,41	26,84%
209	14,12	13,58	11,4	24,77%
P1	14,77	14,26	12,16	24,29%
B8	14,47	13,85	11,56	27,07%
Límite Plástico				25,74%

HUMEDAD NATURAL DEL TERRENO				
TARRO No.	PESO HÚMEDO (g)	PESO SECO (g)	PESO RECIPIENTE (g)	% HUMEDAD
21	236,03	207,7	69,99	20,57%
Humedad Natural				20,57%

L.L. 41,36% **L.P.** 25,74% **I.P.** 15,62%

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Proyecto: Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, mediante ensayos geofísicos
Localización: El Tablón Alto
Fecha: 25-mar-23
Tipo de material: Finos de color negro con presencia de arenas
Ensayo: Límites de Atterberg
Muestra: SPT_01
Profundidad: 1.00m a 6.50m
Coordenadas de Ubicación WGS84 **Norte:** 719822 **Este:** 9676352

ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG (L.L.)

TARRO No.	No. GOLPES	PESO HÚMEDO (g)	PESO SECO (g)	PESO RECIPIENTE (g)	% HUMEDAD
S7	40	25,22	20,7	11,05	46,84%
E61	32	24,39	20,47	12,16	47,17%
P10	24	27,76	22,05	10,37	48,89%
4	19	26,82	21,92	12,09	49,85%
Límite Líquido					48,65%

CURVA DEL LÍMITE LÍQUIDO SPT #1



ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG (L.P.)

TARRO No.	PESO HÚMEDO (g)	PESO SECO (g)	PESO RECIPIENTE (g)	% HUMEDAD
M	11,97	11,65	10,34	24,43%
P6	12,52	12,22	10,96	23,81%
6	23,12	22,9	21,93	22,68%
50	24,05	23,5	21,13	23,21%
Límite Plástico				23,53%

HUMEDAD NATURAL DEL TERRENO

TARRO No.	PESO HÚMEDO (g)	PESO SECO (g)	PESO RECIPIENTE (g)	% HUMEDAD
T04	100,21	88,12	29,18	20,51%
T07	105,46	92,4	30,05	20,95%
Humedad Natural				20,73%

L.L. 48,65% **L.P.** 23,53% **I.P.** 25,12%

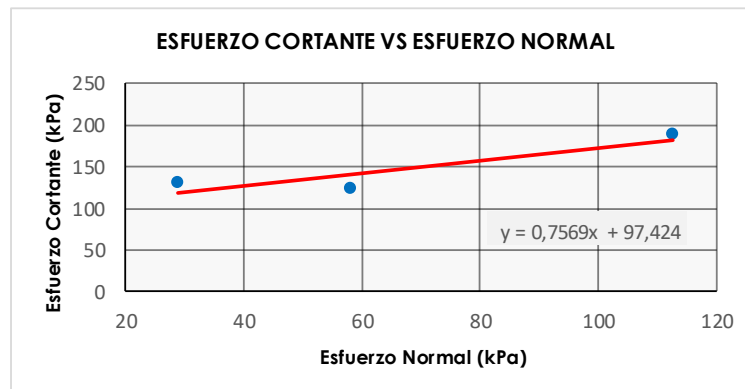
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN			
Proyecto:	Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, mediante ensayos geofísicos		
Localización:	El Tablón Alto		
Fecha:	22-mar-23		
Tipo de material:	Finos de color negro con presencia de arenas		
Realizado por:	Inicio Zumba Calle		
Ensayo:	Corte directo		
Muestra:	Calicata No. 2		
Profundidad:	2.00 m		
Coordenadas de Ubicación WGS84	Norte:	719854	Este: 9676357

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

MUESTRAS	CARGA NORMAL (kg)	CARGA CORTANTE MAX (N)	DESPLAZAMIENTO CARGA MAX (mm)	LADO (m)	ÁREA (m ²)
1	10	442,8	8,06	0,0625	0,00390625
2	20	421,6	8,36	0,0625	0,00390625
3	40	657,0	6,71	0,0625	0,00390625

MUESTRAS	DEFORMACIÓN UNITARIA	ÁREA CORREGIDA (m ²)	ESFUERZOS NORMALES (kPa)	ESFUERZOS CORTANTES (kPa)
1	12,896	0,0034025	28,83	130,140
2	13,376	0,00338375	57,98	124,595
3	10,736	0,003486875	112,54	188,421

COHESIÓN	97,424	kPa
COHESIÓN	0,993	kg/cm²
ÁNGULO DE FRICCIÓN	37,12	°



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

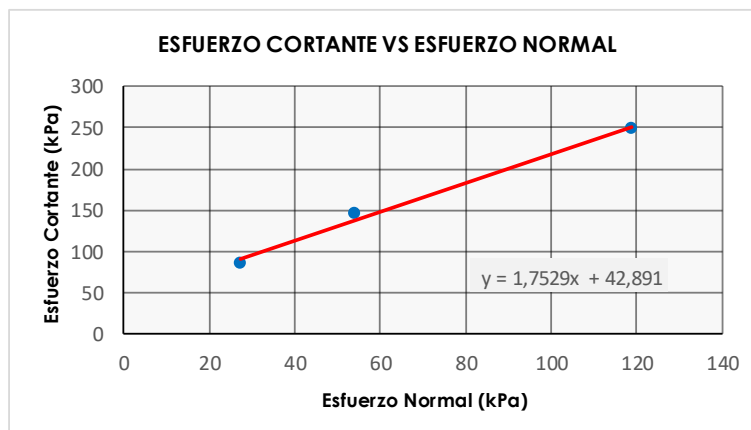
Proyecto:	Análisis de estabilidad del talud en la vía al CRS Turi, mediante ensayos geofísicos		
Localización:	El Tablón Alto		
Fecha:	22-mar-23		
Tipo de material:	Finos de color negro con presencia de arenas		
Realizado por:	Inicio Zumba Calle		
Ensayo:	Corte directo		
Muestra:	Calicata No. 1		
Profundidad:	4.00 m		
Coordenadas de Ubicación WGS84	Norte:	719875	Este: 9676403

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

MUESTRAS	CARGA NORMAL (kg)	CARGA CORTANTE MAX (N)	DESPLAZAMIENTO CARGA MAX (mm)	LADO (m)	ÁREA (m2)
1	10	306,6	5,65	0,063	0,003969
2	20	529,0	5,21	0,063	0,003969
3	40	821,8	10,6	0,063	0,003969

MUESTRAS	DEFORMACIÓN UNITARIA	ÁREA CORREGIDA (m2)	ESFUERZOS NORMALES (kPa)	ESFUERZOS CORTANTES (kPa)
1	8,968	0,00361305	27,15	84,859
2	8,270	0,00364077	53,89	145,299
3	16,825	0,0033012	118,87	248,940

COHESIÓN	42,891	kPa
COHESIÓN	0,437	kg/cm2
ÁNGULO DE FRICCIÓN	60,30	°



CALICATA 1						
MUESTRAS	PESO HÚMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO DEL ANILLO (gr)	VOLUMEN DEL ANILLO (cm3)	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm3)	DENSIDAD SECA (gr/cm3)
1	212,130	102,85	88,46	69,458	1,78	1,48
2	239,430	111,64	103,23	69,458	1,96	1,61
3	221,060	100,39	97,82	69,458	1,77	1,45
DENSIDAD PROMEDIO					1,84	1,51

CALICATA 2						
MUESTRAS	PESO HÚMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	PESO DEL ANILLO (gr)	VOLUMEN DEL ANILLO (cm3)	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm3)	DENSIDAD SECA (gr/cm3)
1	325,700	123,18	179,33	82,031	1,78	1,50
2	322,400	113,62	186,58	82,031	1,66	1,39
3	320,700	112,65	187,66	82,031	1,62	1,37
DENSIDAD PROMEDIO					1,69	1,42





