

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE”

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bach. LUCIO ANDERSON SIFUENTES HERMENEGILDO

Asesor:

ING. MARCO WILDER HOYOS SAUCEDO

CAJAMARCA – PERÚ

2024

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- FACULTAD DE INGENIERÍA -

1. **Investigador:** SIFUENTES HERMENEGILDO LUCIO ANDERSON
DNI: 47672826
Escuela Profesional: INGENIERÍA CIVIL
2. **Asesor:** ING. MARCO WILDER HOYOS SAUCEDO
Facultad: INGENIERÍA
3. **Grado académico o título profesional**
☐ Bachiller ☒ Título profesional ☐ Segunda especialidad
☐ Maestro ☐ Doctor
4. **Tipo de Investigación:**
☒ Tesis ☐ Trabajo de investigación ☐ Trabajo de suficiencia profesional
☐ Trabajo académico
5. **Título de Trabajo de Investigación:** ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE
6. **Fecha de evaluación:** 23 DE DICIEMBRE DEL 2025
7. **Software antiplagio:** ☒ TURNITIN ☐ URKUND (OURIGINAL) (*)
8. **Porcentaje de Informe de Similitud:** 18%
9. **Código Documento:** 3117:542904384
10. **Resultado de la Evaluación de Similitud:**
☒ APROBADO ☐ PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: CAJAMARCA 23 DE DICIEMBRE DEL 2025



FIRMA DEL ASESOR

Nombres y Apellidos
MARCO WILDER HOYOS SAUCEDO
DNI: 26604620



Firmado digitalmente por:
BAZAN DIAZ Laura Sofia
FAU 20148258601 soft
Motivo: En señal de
conformidad
Fecha: 23/12/2025 13:02:40-0500

UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI



Universidad Nacional de Cajamarca

"Norte de la Universidad Peruana"

Fundada por Ley 14015 del 13 de Febrero de 1962

FACULTAD DE INGENIERÍA

Teléf. N° 365976 Anexo N° 1129-1130



ACTA DE SUSTENTACIÓN PÚBLICA DE TESIS.

TITULO : ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE

ASESOR : Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo.

En la ciudad de Cajamarca, dando cumplimiento a lo dispuesto por el Oficio Múltiple N° 0777-2025-PUB-SA-FI-UNC, de fecha 30 de diciembre de 2025, de la Secretaría Académica de la Facultad de Ingeniería, a los **cinco días del mes de enero de 2026**, siendo las nueve horas (09:00 a.m.) en la Sala de Audiovisuales (Edificio 1A - Segundo Piso), de la Facultad de Ingeniería se reunieron los Señores Miembros del Jurado Evaluador:

Presidente : Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez.
Vocal : Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas
Secretario : Ing. Marcos Mendoza Linares.

Para proceder a escuchar y evaluar la sustentación pública de la tesis titulada **ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE**; presentado por el Bachiller en Ingeniería Civil **LUCIO ANDERSON SIFUENTES HERMENEGILDO**, asesorado por el Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo, para la obtención del Título Profesional

Los Señores Miembros del Jurado replicaron al sustentante debatieron entre sí en forma libre y reservada y lo evaluaron de la siguiente manera:

EVALUACIÓN PRIVADA : 6 PTS.
EVALUACIÓN PÚBLICA : 11 PTS.
EVALUACIÓN FINAL : 17 PTS. DIECISIETE (En letras)

En consecuencia, se lo declara APROBADO con el calificativo de 17 (DIECISIETE)
acto seguido, el presidente del jurado hizo saber el resultado de la sustentación, levantándose la presente a las 10:20 horas del mismo día, con lo cual se dio por terminado el acto, para constancia se firmó por quintuplicado.

Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez.
Presidente

Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Vocal

Ing. Marcos Mendoza Linares.
Secretario

Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo
Asesor

AGRADECIMIENTO

A mis padres, mi mayor inspiración y mi refugio, este trabajo no sería posible sin su amor sin límites, su paciencia infinita y su fe inquebrantable en mí, agradezco también de todo corazón a mis hermanas Paola y Julia, por su apoyo incondicional y su aliento constante en cada etapa. Gracias a ustedes, mi familia, por cada sacrificio, visible e invisible, y por enseñarme que con esfuerzo y dedicación todo se puede lograr.

Quiero expresar mi más profundo y sincero agradecimiento a mi asesor, el Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo, por su compromiso, y colaboración con el desarrollo de la presente tesis, su conocimiento, oportunas correcciones y su calidad humana no solo guiaron este proyecto, sino que también me dejaron valiosas lecciones para mi futuro profesional, gracias por su tiempo y por creer en este trabajo desde el inicio.

A mi casa de estudios, la Universidad Nacional de Cajamarca, y a mi querida Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, por ser el lugar donde mis aspiraciones tomaron forma.

DEDICATORIA

A mis padres, por su amor incondicional, su apoyo infinito y por los sacrificios que hicieron para que yo pudiera llegar hasta aquí, este logro es el fruto de su esfuerzo tanto como del mío.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	i
DEDICATORIA.....	ii
ÍNDICE GENERAL	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
Resumen.....	x
Abstract	xi
CAPITULO I INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.2 Formulación del problema	2
1.3 Hipótesis	2
1.4 Justificación de la investigación	2
1.5 Alcances o delimitación de la investigación	3
1.6 Limitaciones	3
1.7 Objetivos.....	3
1.7.1 Objetivo general.....	3
1.7.2 Objetivos específicos	3
1.8 Estructura de la tesis	4
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	5
2.1 Antecedentes teóricos	5
2.1.1 Antecedentes internacionales	5
2.1.2 Antecedentes nacionales.....	6
2.1.3 Antecedentes locales.....	7
2.2 Bases Teóricas	8
2.2.1 Mecánica de suelos y rocas	8
2.2.1.1 Suelo.....	8
2.2.1.2 Relaciones de fase del suelo	9
2.2.1.2.1. Contenido de humedad (w(%))	9
2.2.1.2.2. Peso específico (γ)	9
2.2.1.3 Plasticidad	10
2.2.1.4 Granulometría	11
2.2.1.5 Clasificación de suelos	11
2.2.1.5.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).....	12

2.2.1.5.2 Sistema de clasificación AASHTO	13
2.2.1.6 Resistencia cortante del suelo – Criterio de falla de Mohr - Coulomb	15
2.2.1.6.1 Inclinación del plano de falla causado por esfuerzos cortantes (θ)	16
2.2.1.6.2 Prueba de corte directo	17
2.2.1.7 Criterio de rotura de Hoek-Brown	18
2.2.1.8 Índice RQD	27
2.2.1.9 Sistema RMR	29
2.2.2 Estabilidad de taludes	31
2.2.2.1 Definición de talud	31
2.2.2.2 Factores que influyen en la estabilidad de un talud	33
2.2.2.3 Tipos de falla de taludes	36
2.2.2.4 Análisis de estabilidad de taludes	43
2.2.2.4.1 Análisis de equilibrio límite	44
2.2.2.4.2 Factor de seguridad	44
2.2.2.4.2 Estabilidad de taludes infinitos	45
2.2.2.4.3 Taludes finitos	46
2.2.2.4.3.1 Método de Bishop Simplificado	48
2.2.2.4.3.2 Método de Spencer	51
2.2.2.4.4 Rotura por cuñas	54
2.2.2.4.5 Análisis sísmico de taludes	59
2.3 Definición de términos básicos	61
CAPÍTULO III MATERIALES Y MÉTODOS	64
3.1 Ubicación de la zona de estudio	64
3.1.1 Ubicación geográfica	64
3.1.2 Ubicación política	66
3.1.3 Clima	66
3.1.4 Geología	66
3.2 Época de la investigación	69
3.3 Tipo, nivel, diseño y método de investigación	69
3.3.1 Tipo de investigación	69
3.3.2 Nivel de investigación	70
3.3.3 Diseño de investigación	70
3.3.3.1 Fase de campo	70
3.3.3.2 Fase de laboratorio	70

3.3.3.2	Fase de gabinete.....	71
3.3.4	Método de investigación	71
3.4	Población, muestra, unidad de análisis y unidad de observación	71
3.4.1	Población.....	71
3.4.2	Muestra	71
3.4.3	Unidad de análisis	71
3.4.4	Unidad de observación	71
3.5	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	72
3.5.1	Técnicas de recopilación de información	72
3.5.2	Instrumentos de recolección de datos.....	73
3.6	Equipos y materiales utilizados	73
3.6.1	Equipos.....	73
3.6.2	Materiales	74
3.6.3	Software	74
3.7	Procedimiento.....	74
3.7.1	Fase de campo	74
3.7.2	Fase de laboratorio.....	79
3.7.2.1	Ensayos de mecánica de suelos con muestras alteradas tipo Mab	79
3.7.2.2	Ensayos de mecánica de suelos con muestras inalteradas tipo Mib	81
3.7.2.3	Ensayos de densidad húmeda por método volumétrico	81
3.7.3	Fase de gabinete.....	82
3.7.3.1	Estación N° 01.....	84
3.7.3.1.1	Caracterización del macizo rocoso	85
3.7.3.1.2	Parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso	90
3.7.3.1.3	Determinación del tipo de falla en el macizo rocoso	92
3.7.3.1.4	Determinación del factor de seguridad	104
3.7.3.1.5	Resumen de Resultados para la Estación N° 01	115
3.7.3.2	Estación N° 02.....	116
3.7.3.2.1	Modelo geotécnico para el análisis de Estabilidad	117
3.7.3.2.2	Determinación del factor de seguridad	118
3.7.3.2.3	Resumen de resultados para la Estación N° 02.....	124
3.7.3.3	Estación N° 03.....	124
3.7.3.3.1	Modelo geotécnico para el análisis de Estabilidad	126
3.7.3.3.2	Determinación del factor de seguridad	127

3.7.3.3.3 Resumen de resultados para la Estación N° 03.....	133
3.7.3.4 Estación N° 04.....	133
3.7.3.4.1 Modelo geotécnico para el análisis de Estabilidad	135
3.7.3.4.2 Determinación del factor de seguridad	136
3.7.3.4.3 Resumen de resultados para la Estación N° 04.....	142
CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	143
4.1 Presentación de resultados	143
4.1.1 Estación N° 01.....	144
4.1.2 Estación N° 02.....	146
4.1.3 Estación N° 03.....	148
4.1.4 Estación N° 04.....	150
4.2. Discusión de Resultados.....	153
4.2.1. Análisis comparativo de la estabilidad de los taludes	153
4.2.2. Discusión sobre los factores desencadenantes y el marco teórico	154
4.2.3. Evaluación de los Métodos de Análisis Empleados	155
4.2.4. Convergencia con antecedentes	155
4.2.5. Propuesta de medidas de mitigación	156
4.2.5.1 Gestión prioritaria del agua (aplicable a todas las estaciones)	156
4.2.5.2 Medidas de refuerzo estructural (Enfoques específicos por tipo de talud)	157
4.2.5.3 Protección superficial y control de erosión	158
4.3. Contratación de la hipótesis	159
CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	160
5.1. Conclusiones	160
5.2. Recomendaciones	162
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163
APÉNDICES	166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Sistema de clasificación AASHTO	14
Tabla 2 Relación entre el ángulo de fricción y la densidad relativa para suelos no cohesivos.	16
Tabla 3 Valores de la constante m_i para roca intacta, por grupo de rocas	21
Tabla 4 Tabla de valores del módulo de relación (MR)	24
Tabla 5 Estimación en campo de la resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta	25
Tabla 6 Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD	29
Tabla 7 Sistema de clasificación RMR	30
Tabla 8 Clasificación geomecánica del macizo rocoso según el RMR	31
Tabla 9 Condición de las discontinuidades	31
Tabla 10 Coordenadas UTM - WGS 84	64
Tabla 11 Ubicación política de la zona de estudio	66
Tabla 12 Coordenadas UTM de las estaciones de estudio	76
Tabla 13 Características geométricas de los taludes evaluados	77
Tabla 14 Cálculo del índice RQD	77
Tabla 15 Resistencia a compresión uniaxial de roca estimada en campo	78
Tabla 16 Orientación de discontinuidades y talud – Estación N° 01	79
Tabla 17 Contenido de humedad	80
Tabla 18 Análisis granulométrico	80
Tabla 19 Límites de Atterberg	80
Tabla 20 Ensayo de corte directo	81
Tabla 21 Ensayo de densidad húmeda	81
Tabla 22 Condiciones de análisis para estabilidad de taludes	83
Tabla 23 Determinación del valor RMR (Rock Mass Rating): E-N° 01	86
Tabla 24 Determinación del GSI E-N° 01	88
Tabla 25 Parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso (Estación N° 01)	92
Tabla 26 Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 01	116
Tabla 27 Parámetros geométricos y geotécnicos – Estación N.° 02	118
Tabla 28 Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 02	124
Tabla 29 Parámetros geométricos y geotécnicos – Estación N.° 03	127
Tabla 30 Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 03	133
Tabla 31 Parámetros geométricos y geotécnicos – Estación N.° 04	136
Tabla 32 Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 04	142
Tabla 33 Resumen de Parámetros Geométricos y Geomecánicos – Estación N° 01	145
Tabla 34 Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 01	146
Tabla 35 Resumen de Parámetros Geométricos y Geotécnicos – Estación N° 02	147
Tabla 36 Resumen y diagnóstico de Factores de Seguridad - Estación N° 02	148
Tabla 37 Resumen de Parámetros Geométricos y Geotécnicos – Estación N° 03	149
Tabla 38 Resumen y diagnóstico de Factores de Seguridad - Estación N° 03	150
Tabla 39 Resumen de Parámetros Geométricos y Geotécnicos – Estación N° 04	151
Tabla 40 Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 04	152
Tabla 41 Análisis comparativo de la pérdida de estabilidad por Estación	153

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Límites de Atterberg en suelos cohesivos	10
Figura 2 Carta de plasticidad	12
Figura 3 Envolvente de falla de Mohr y criterio de rotura de Mohr-Coulomb	16
Figura 4 Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor	17
Figura 5 Esquema de un equipo de prueba de corte directo	18
Figura 6 Factor de alteración del criterio de rotura de Hoek-Brown	22
Figura 7 Gráfica de caracterización del macizo rocoso GSI	27
Figura 8 Procedimiento de cálculo de RQD	28
Figura 9 Partes de un talud artificial	32
Figura 10 Superficie de falla controlada por discontinuidades geológicas	34
Figura 11 Flujos de agua superficial y subsuperficial en un talud	35
Figura 12 Fuerzas inducidas por sismo en un talud	36
Figura 13 Esquema de desprendimientos o caídas	38
Figura 14 Esquema de volcamientos en taludes	39
Figura 15 Ejemplo de deslizamiento rotacional	40
Figura 16 Esquema de deslizamiento traslacional	42
Figura 17 Esquema de falla por flujo	43
Figura 18 Análisis de un talud infinito	46
Figura 19 Métodos de cálculo para el análisis de estabilidad de taludes	48
Figura 20 Segmentación del talud en dovelas en base a una superficie de falla tentativa	49
Figura 21 Fuerzas y polígono de fuerzas en una dovela para el cálculo del factor de seguridad según el método de Bishop simplificado	50
Figura 22 Dimensiones de la superficie de deslizamiento y fuerzas en una dovela. (a), (b), (c)	52
Figura 23 Geometría de la falla por cuña.	55
Figura 24 Efectos del terremoto sobre la dovela - Sección vertical	57
Figura 25 Fuerza resultante de las presiones intersticiales ejercidas en los planos A y B – Sección perpendicular a la línea de intersección de la cuña.	57
Figura 26 Representación de las fuerzas normales N_A y N_B actuantes sobre los planos de la cuña de un talud.	59
Figura 27 Zonas sísmicas	61
Figura 28 Tramo en estudio: Carretera San Pablo - Cajamarca Km. 00+000 al Km. 07+000	65
Figura 29 Mapa geológico del tramo en estudio: carretera San Pablo - Cajamarca	68
Figura 30 Localización de estaciones de estudio	75
Figura 31 Cálculo de los factores sísmicos K_h y K_v	83
Figura 32 Fotografía del talud en la Estación N° 01	85
Figura 33 Determinación del Módulo de Relación (MR) en RocData	90
Figura 34 Parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso mediante el programa RocData	91
Figura 35 Proyección semiesférica de Schmidt - Estación N° 01	94
Figura 36 Análisis cinemático de falla planar – Estación N° 01	96
Figura 37 Análisis cinemático de falla por cuña – Estación N° 01	98
Figura 38 Análisis cinemático de falla por volcamiento flexural (Flexural Toppling) – Estación N° 01	100
Figura 39 Análisis cinemático de falla por vuelco directo (Direct Toppling) – Estación N° 01	103
Figura 40 Análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas – Estación N° 01 (FS=4.15)	106

Figura 41 <i>Análisis en condiciones estáticas de saturación parcial – Estación N° 01 (FS=3.98)</i>	108
Figura 42 <i>Análisis en condiciones estáticas de saturación total – Estación N° 01 (FS=0)</i>	110
Figura 43 <i>Análisis en condiciones drenadas y sollicitación sísmica pico $Kh=0.125$ – Estación N° 01 (FS=3.45)</i>	112
Figura 44 <i>Análisis en condiciones de saturación parcial y sollicitación sísmica pico $Kh=0.125$ – Estación N° 01 (FS=3.31)</i>	114
Figura 45 <i>Fotografía del talud en la Estación N° 02</i>	117
Figura 46 <i>Análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas – Estación N° 02: Método de Spencer</i>	119
Figura 47 <i>Análisis en condiciones estáticas de saturación parcial (50%) – Estación N° 02: Método de Spencer</i>	120
Figura 48 <i>Análisis en condiciones estáticas de saturación total (100%) – Estación N° 02: Método de Spencer</i>	121
Figura 49 <i>Análisis en condiciones drenadas y sollicitación sísmica pico ($Kh=0.125$, $Kv=0.063$) – Estación N° 02: Método de Spencer</i>	122
Figura 50 <i>Análisis en condiciones de saturación parcial (50%) y sollicitación sísmica pico ($Kh=0.125$, $Kv=0.063$) – Estación N° 02: Método de Spencer</i>	123
Figura 51 <i>Fotografía del talud en la Estación N° 03</i>	126
Figura 52 <i>Análisis en condiciones estáticas totalmente drenada – Estación N° 03: Método de Spencer</i>	128
Figura 53 <i>Análisis en condiciones estáticas de saturación parcial (50%) – Estación N° 03: Método de Spencer</i>	129
Figura 54 <i>Análisis en condiciones estáticas de saturación total (100%) – Estación N° 03: Método de Spencer</i>	130
Figura 55 <i>Análisis en condiciones drenadas y sollicitación sísmica pico ($Kh=0.125$, $Kv=0.063$) – Estación N° 03: Método de Spencer</i>	131
Figura 56 <i>Análisis en condiciones de saturación parcial y sollicitación sísmica pico</i>	132
Figura 57 <i>Fotografía del talud en la Estación N° 04</i>	135
Figura 58 <i>Análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas – Estación N° 03: Método de Spencer</i>	137
Figura 59 <i>Análisis en condiciones estáticas de saturación parcial (50%) – Estación N° 04: Método de Spencer</i>	138
Figura 60 <i>Análisis en condiciones estáticas de saturación total (100%) – Estación N° 03: Método de Spencer</i>	139
Figura 61 <i>Análisis en condiciones drenadas y sollicitación sísmica pico ($Kh=0.125$, $Kv=0.063$) – Estación N° 04: Método de Spencer</i>	140
Figura 62 <i>Análisis en condiciones de saturación parcial y sollicitación sísmica pico</i>	141
Figura 63 <i>Comparación de los Factores de Seguridad obtenidos mediante los métodos de Spencer y Bishop Simplificado</i>	155

Resumen

En la carretera San Pablo - Cajamarca, existe un tramo crítico de 7 kilómetros donde se evidencian problemas de inestabilidad de taludes, por lo que se realizó el análisis geotécnico de los taludes inestables de la carretera mediante métodos de equilibrio límite, con la finalidad de evaluar cuantitativamente su condición de estabilidad mediante el cálculo del Factor de Seguridad (FS), en el marco de una investigación de tipo aplicada, descriptiva, no experimental y de corte transversal. La metodología consistió en identificar cuatro estaciones críticas: un macizo rocoso de andesita meteorizada (E-N°01) y tres taludes en suelos de distinta clasificación (E-N°02: GP-GC, E-N°03: SC y E-N°04: SM); se realizaron ensayos de laboratorio para obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (cohesión y ángulo de fricción) y parámetros físicos; y finalmente, un análisis de la estabilidad mediante métodos de equilibrio límite (Spencer y Bishop Simplificado), se modelaron cinco escenarios de carga que combinan condiciones estáticas, de saturación (parcial y total) y sísmicas para cada estación. El macizo rocoso (E-N°01), aunque muy estable en condiciones secas ($FS = 4.15$), colapsa bajo condiciones de saturación total; las estaciones en suelo E-N°02 y, especialmente, la E-N°03 se revelaron como las de mayor riesgo, presentando factores de seguridad por debajo de la unidad ($FS < 1.0$) ante la mínima condición adversa, mientras que la E-N°04, si bien es estable en la mayoría de escenarios, también se vuelve inestable bajo saturación total. Los resultados demuestran que, si bien la geometría desfavorable y los parámetros de resistencia cortante de los taludes, establecen una condición de vulnerabilidad inicial, el factor desencadenante principal y más perjudicial es la saturación.

Palabras Clave: Estabilidad de taludes, equilibrio límite, factor de seguridad, geotecnia, macizo rocoso, cohesión, ángulo de fricción, saturación.

Abstract

On the San Pablo–Cajamarca highway, there is a critical 7-kilometer section where slope instability problems are evident. Therefore, a geotechnical analysis of the unstable slopes of the highway was conducted using limit equilibrium methods, in order to quantitatively evaluate the stability condition of the slopes through the calculation of the Factor of Safety (FoS), within the framework of applied, descriptive, non-experimental, and cross-sectional research. The methodology consisted of identifying four critical stations: a weathered andesite rock mass (E-N°01) and three slopes in soils of different classifications (E-N°02: GP-GC, E-N°03: SC and E-N°04: SM). Laboratory tests were performed to obtain shear strength parameters (cohesion and friction angle) and physical parameters. Finally, a stability analysis was conducted using limit equilibrium methods (Spencer and Simplified Bishop), modeling five loading scenarios that combine static, saturation (partial and total), and seismic conditions for each station. The rock mass (E-N°01), although highly stable in dry conditions ($SF = 4.15$), collapses under total saturation conditions. The soil slopes at stations E-N°02 and, especially, E-N°03 were identified as the highest-risk sites, presenting safety factors below unity ($SF < 1.0$) under minimal adverse conditions, while station E-N°04, although stable in most scenarios, also becomes unstable under total saturation. The results demonstrate that while unfavorable geometry and the shear strength parameters of the slopes establish an initial condition of vulnerability, the main and most detrimental triggering factor is saturation.

Keywords: *slope stability, limit equilibrium, factor of safety, geotechnics, rock mass, cohesion, friction angle, saturation.*

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema

El análisis de estabilidad de taludes, es un tema de interés general, puesto que las condiciones climáticas a nivel mundial vienen cambiando con el transcurso de los años, condicionando los factores que le confieren dicha estabilidad a los taludes excavados a lo largo de carreteras, haciendo que estos sean susceptibles de presentar deslizamientos en perjuicio del hombre y sus actividades socio-económicas.

El departamento de Cajamarca presenta características geomorfológicas, geológicas e hidrológicas muy variadas, lo que hace que las carreteras conformantes de su red vial presenten taludes con características complejas por el gran número de variables que intervienen en la determinación de su grado de estabilidad, muchas de las cuales no son tomadas en cuenta al momento de ejecutar obras lineales que involucran movimiento de tierras masivos, produciéndose frecuentemente deslizamientos.

La carretera San Pablo – Cajamarca ruta CA-1277 en los Km. 00+000 al Km 07+000 ubicada en el distrito de San Pablo, Provincia de San Pablo, departamento de Cajamarca, presenta en el tramo indicado problemas de inestabilidad de taludes, manifestados a través del desprendimiento constante de material granular, caída de rocas sobre la calzada y la ocurrencia de deslizamientos de masas de suelo y roca, los cuales se ven intensificados en tiempos de lluvia, lo cual implica un riesgo potencial contra la integridad de los pobladores y usuarios de la vía, así mismo una interrupción en la serviciabilidad de la carretera, generando pérdidas económicas importantes debido a su alta demanda, ya que la vía está ubicada en un área de influencia de actividad minera, ganadera y agrícola de gran índole en el norte el país, puesto que la carretera en

estudio, pese a que pertenece a la Ruta N° CA-1277 (Red Vial Vecinal) según el Sistema Nacional de Carreteras SINAC (D. S. N° 011-2016-MTC vigente), parte desde el eje transversal PE-08 A (Red Vial Nacional) y le abastece la mayor demanda de tránsito, al ser una ruta que cuenta con asfalto y una vía de dos carriles.

1.2 Formulación del problema

¿Cuál es el análisis geotécnico de los taludes inestables de la carretera San Pablo – Cajamarca, en el tramo: km. 00+000 – km. 07+000, mediante métodos de equilibrio límite?

1.3 Hipótesis

El análisis geotécnico de los taludes inestables de la carretera San Pablo – Cajamarca, en el tramo km. 00+000 – km. 07+000, mediante métodos de equilibrio límite, evidencia que la geometría adversa y los bajos parámetros de resistencia cortante, bajo escenarios de saturación y sollicitación sísmica, dan lugar a una condición de falla del talud, reflejada en factores de seguridad inferiores al valor normativo mínimo de 1.5.

1.4 Justificación de la investigación

La presente investigación brinda información sobre la inestabilidad de los taludes de la carretera San Pablo – Cajamarca, ruta CA-1277 en el tramo: Km. 00+000- Km. 07+000, identificando técnicamente las causas de dicha inestabilidad y presentando propuestas para su estabilización en base a la implementación de sistemas de drenaje y soluciones de refuerzo estructural como muros de contención o anclajes, en función a las propiedades geotécnicas del suelo y/o manto rocoso conformantes.

La presente investigación aporta un punto de partida para una eventual medida de protección de taludes, realizada por la entidad pertinente, con la finalidad de mitigar daños por deslizamiento de taludes en la zona de estudio.

1.5 Alcances o delimitación de la investigación

La presente investigación se limitó a analizar el grado de estabilidad de los taludes críticos de la carretera San Pablo - Cajamarca, comprendidos desde el Km. 00+000 al Km. 07+000 mediante la determinación de su factor de seguridad por medio de métodos de equilibrio límite, con el fin de contribuir a la seguridad y bienestar de los usuarios de esta importante vía.

1.6 Limitaciones

No se realizaron estudios relacionados con fallas circulares profundas o complejas sin forma definidas, que podrían existir en el tramo en estudio.

1.7 Objetivos

1.7.1 Objetivo general

- Realizar el análisis geotécnico de los taludes inestables de la carretera San Pablo – Cajamarca, en el tramo: km. 00+000 – km. 07+000, mediante métodos de equilibrio límite.

1.7.2 Objetivos específicos

- Identificar taludes inestables que evidencien riesgo de falla.
- Determinar los parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción) de los suelos que conforman los taludes en estudio.
- Determinar los parámetros de resistencia cortante equivalentes (cohesión y ángulo de fricción) de los taludes conformados por macizos rocosos, mediante el criterio de Hoek-Brown.
- Obtener las características geométricas de los taludes evaluados.
- Calcular el factor de seguridad de cada uno de los taludes evaluados considerando condiciones de saturación y cargas sísmicas.

1.8 Estructura de la tesis

La presente tesis se desarrolla en base a la siguiente estructura:

- Capítulo I. Introducción: Desarrolla aspectos introductorios de la investigación, partiendo del planteamiento del problema y su formulación, definiendo posteriormente la hipótesis, justificación de la investigación, alcances, limitaciones y objetivos.
- Capítulo II. Marco teórico: Se presentan antecedentes a nivel internacional, nacional y local, los cuales son afines a la investigación, seguidamente, se presentan las bases teóricas que sirven como fundamento para el desarrollo de la tesis.
- Capítulo III. Materiales y métodos: El capítulo presenta la ubicación en donde se lleva a cabo la investigación, seguidamente se expone la metodología de investigación empleada, población y muestra de estudio, finalmente se presentan las técnicas e instrumentos de recolección de datos y su presentación.
- Capítulo IV. Análisis y discusión de resultados: El capítulo presenta el análisis y discusión de los resultados obtenidos en base a la recopilación de datos indicada en el capítulo III.
- Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones: Se presentan las conclusiones y recomendaciones de la investigación en base a los objetivos planteados en la presente investigación.
- Referencias bibliográficas. Se presenta el listado de fuentes bibliográficas consultadas y citadas, las cuales fundamentaron la ejecución de la presente investigación.
- Apéndices. Presenta documentos relevantes elaborados por el investigador, los cuales sirven como insumo para el desarrollo de la presente investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes teóricos

2.1.1 Antecedentes internacionales

Carrillo (2022), en su estudio sobre los puntos críticos de la vía La Isabel - El Congo en Colombia, identificó que la inestabilidad de los taludes era causada principalmente por intervenciones humanas inadecuadas, como cortes impropios al pie de los taludes para la ampliación de la carretera, su investigación se centró en una evaluación comparativa de diferentes métodos de estabilización desde un enfoque técnico, práctico y financiero. Como resultado, propuso un manejo integral que incluía soluciones de bajo costo y alto impacto ambiental positivo, como la estabilización con mezclas de suelo-cemento y la recuperación de la cobertura vegetal mediante plantaciones adaptadas a las condiciones de una vía rural.

Oña (2024), en su análisis de estabilidad de un talud en la Autopista General Rumiñahui (Ecuador), realizó un análisis integral que combinó estudios de campo, ensayos de laboratorio para la caracterización del suelo y modelamiento numérico mediante el software GEO5. Para la evaluación, aplicó métodos de equilibrio límite, entre ellos el Método de Bishop Simplificado, obteniendo factores de seguridad del orden de 3.8, este valor, al ser considerablemente superior al mínimo admisible, permitió al autor concluir que el talud se encontraba en una condición de alta estabilidad.

Prado et al. (2020) realizaron un análisis de estabilidad en un talud crítico de la carretera Nic.7 en Nicaragua, su metodología incluyó una caracterización geotécnica detallada con levantamiento topográfico, análisis geológico y ensayos de laboratorio,

complementada con el modelamiento numérico del perfil del talud utilizando el software SLIDE; para determinar la condición de estabilidad, aplicaron y compararon diversos métodos de equilibrio límite, entre los que destacan los de Spencer y Bishop Simplificado, los resultados cuantitativos fueron concluyentes, arrojando factores de seguridad del orden de 0.5, valores muy por debajo de la unidad. Con base en estos hallazgos, los autores determinaron que el talud se encontraba en una condición de inestabilidad crítica y alto riesgo, subrayando la eficacia de estos métodos para el diagnóstico y la toma de decisiones en proyectos de infraestructura vial.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Ccahuana y Sánchez (2019) evaluaron la estabilidad de un talud en un tramo de la carretera Huancavelica – Lircay, caracterizado por una litología compleja de calizas, margas y rocas volcánicas, para su análisis, emplearon métodos de equilibrio límite, incluyendo los de Spencer y Bishop Simplificado, con los cuales modelaron el comportamiento del talud tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas. Sus resultados cuantitativos demostraron que, si bien el talud era estable en condiciones secas, con factores de seguridad cercanos a 1.40 (Spencer), alcanzaba una condición de estabilidad crítica en temporada de lluvias, con un FS reducido a 1.08, este hallazgo subraya la influencia determinante de la saturación en la pérdida de estabilidad.

Alpaca y Cahuana (2022), en su estudio de un talud crítico en la carretera Yaurisque - Ranracasa (Cusco), emplearon el software GEO5 para realizar un análisis de estabilidad bajo la metodología de equilibrio límite, su evaluación incluyó métodos como Spencer y Bishop Simplificado, determinando que el talud era inestable en su estado natural, al obtener un Factor de Seguridad máximo de 1.35. A raíz de este diagnóstico, propusieron una solución integral que combinaba la modificación de la pendiente con la instalación de muros de gaviones, el análisis posterior demostró la

efectividad de la solución, logrando alcanzar factores de seguridad de entre 1.50 y 1.55, garantizando así la estabilidad del tramo.

Flores y Pizarro (2022), en su estudio sobre los acantilados de la Costa Verde (Lima), analizaron la estabilidad de seis perfiles críticos en la Bajada Armendáriz, evaluando tanto condiciones estáticas como pseudoestáticas, mediante el software Slide v6.0 y aplicando métodos de equilibrio límite rigurosos como el de Spencer, determinaron que la mayoría de los perfiles eran inestables en su condición estática, con factores de seguridad para la falla global tan bajos como 0.713. La situación se agravaba en el análisis pseudoestático, donde todos los perfiles mostraron inestabilidad, la investigación concluye que los taludes presentan un alto riesgo de deslizamiento y valida el uso de estos métodos para un diagnóstico cuantitativo preciso en tramos viales críticos.

2.1.3 Antecedentes locales

Rebaza (2022), en su tesis sobre la estabilidad de un talud de corte en la carretera Otuzco-Combayo (Cajamarca), analizó diecinueve secciones críticas con pendientes que oscilan entre 33° y 74° , cuyos suelos son predominantemente arenosos y gravosos, los cuales presentaban continuos desprendimientos, evaluando su condición estática mediante métodos de equilibrio límite utilizando el software Slide v6.0; determinando que la mayoría de las secciones eran inestables, registrando factores de seguridad que oscilaban entre 0.766 y 3.175, por lo que la investigación concluye que el 68% de los taludes en el tramo de estudio son inestables y demuestra la utilidad de este tipo de análisis para el diagnóstico cuantitativo de zonas críticas en vías de la región.

Chávez (2024), en su investigación para determinar los factores que afectan la estabilidad de los taludes en el sector Shururo de la carretera CA-109 (Celendín-

Cajamarca), analizó diez secciones transversales en una zona con frecuentes deslizamientos y flujos de detritos, evaluando las condiciones de inestabilidad mediante el software Slide V.5.0 bajo un enfoque de equilibrio límite; identificó la presencia de un suelo tipo GC (Grava arcillosa con arena) y determinó que el ángulo de corte de los taludes era consistentemente superior al ángulo de fricción interna del material, lo cual, junto a factores como la falta de drenaje y la presencia de fallas, generaba un factor de seguridad promedio de 0.580, concluyendo que los taludes son inestables y validando la hipótesis de que la inestabilidad es producto de una combinación de factores condicionantes y desencadenantes.

Barboza (2021), en su investigación sobre la estabilidad de taludes en los tramos de la carretera La Camaca y el sector San Agustín en Hualgayoc, Cajamarca, buscó determinar y comparar el factor de seguridad utilizando métodos de equilibrio límite, entre los cuales se encuentra el de Bishop Simplificado, mediante el software Slide 6.0; tras analizar tres calicatas en tramos de suelos arcillosos y limosos que presentaban derrumbes constantes, determinó que los factores de seguridad variaban entre 1.6 y 2.8, concluyendo que los taludes eran estables en condición estática y que el método de Bishop Simplificado arrojaba los valores más conservadores, validando así su uso para un diagnóstico geotécnico en la zona.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Mecánica de suelos y rocas

2.2.1.1 Suelo

El suelo está compuesto por materiales de diferente origen, tales como arcillas, limos y arenas, los cuales conforman el material que sirve de sustento para estructuras artificiales de diversa índole, su principal complejidad radica en que, incluso tratándose

de suelos del mismo tipo, estos pueden exhibir comportamientos mecánicos muy distintos, ya que sus propiedades varían dependiendo de la región en la que se formaron (Deméneghi et al., 2022, p. 4).

2.2.1.2 Relaciones de fase del suelo

Para el análisis y diseño de ingeniería, es fundamental expresar numéricamente las interrelaciones entre las tres fases distintas del suelo: sólidos, agua y aire, lo que se conoce como relaciones de fase. Estas se desarrollan a partir de un modelo conceptual denominado 'sistema trifásico', el cual permite representarlas de manera distinta y cuantificar adecuadamente la proporción de cada fase (Raj, 2013, p. 25).

2.2.1.2.1. Contenido de humedad ($w(\%)$)

Se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos del suelo, suele expresarse como porcentaje (Das, 2019, p. 32).

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (1)$$

Donde:

W_w : Peso de la fase líquida de la muestra.

W_s : Peso de la fase sólida de la muestra.

2.2.1.2.2. Peso específico (γ)

El peso específico (γ) se calcula como el cociente entre el peso total de una muestra de suelo y el volumen total que esta ocupa (Das, 2019, p. 32).

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (2)$$

Donde:

W: Peso de la muestra.

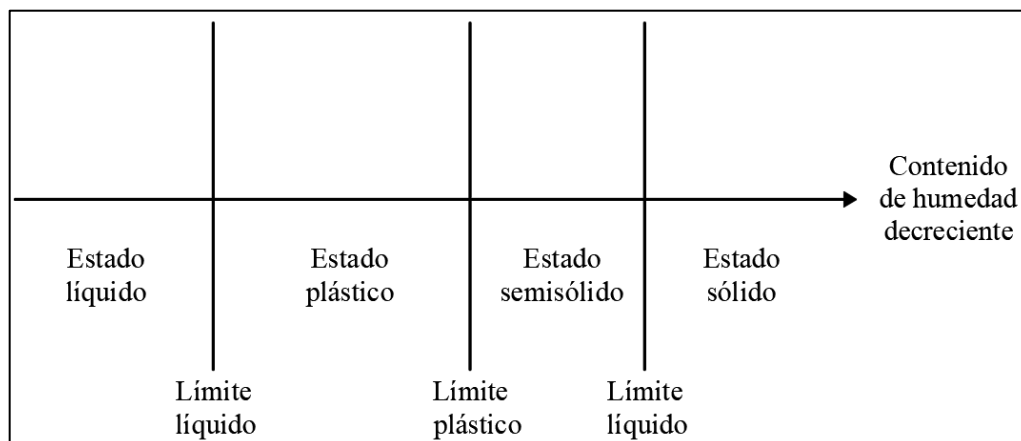
V: Volumen de la muestra.

2.2.1.3 Plasticidad

La plasticidad de un suelo es su capacidad para deformarse sin fracturarse, una propiedad fundamental en la ingeniería geotécnica. Por un lado, se la describe como la cualidad que permite a un material soportar deformaciones rápidas sin mostrar comportamiento elástico, cambios volumétricos apreciables, ni agrietamiento (Huanca, 2009, p. 22). Por otro lado, la plasticidad se manifiesta en los suelos finos como un estado de consistencia que depende directamente de su contenido de humedad, representando el rango en el cual el suelo puede ser moldeado sin desmoronarse, lo cual es esencial para su clasificación y para predecir su comportamiento bajo diferentes condiciones de carga y ambientales (Raj, 2013, p. 40).

Figura 1

Límites de Atterberg en suelos cohesivos



Nota. Adaptado y traducido de *Advanced Soil Mechanics* (p.19), por B. M. Das, 2019.

2.2.1.4 Granulometría

La granulometría es la distribución de los tamaños de las partículas que componen un suelo, expresada como porcentaje en peso del total de la muestra, constituyendo uno de los parámetros fundamentales para la caracterización y clasificación geotécnica de los materiales de cimentación; por un lado, se define como el proceso de laboratorio que permite determinar la proporción en que participan los granos del suelo en función de sus tamaños, mediante la separación mecánica de partículas utilizando tamices con aberturas decrecientes, siendo aplicable para partículas mayores a 0.075 mm (fracción gruesa), mientras que para partículas más finas se complementa con análisis por sedimentación (Smith, 2014, p. 7). Por otro lado, la granulometría representa la medición y gradación de los suelos con el fin de analizar tanto su origen como sus propiedades mecánicas, donde la curva granulométrica resultante proporciona información valiosa sobre la distribución de tamaños de partículas, permitiendo evaluar el comportamiento del suelo en diversas aplicaciones como cimentaciones, pavimentos y terraplenes (Raj, 2013, p. 34).

2.2.1.5 Clasificación de suelos

La clasificación de suelos es el proceso de agruparlos en categorías y subcategorías según sus características mecánicas y su comportamiento para aplicaciones de ingeniería. Actualmente predominan dos sistemas de clasificación de suelos, los cuales se determinan en función del análisis granulométrico y los Límites de Atterberg, estos son, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) que es mayormente utilizado por los ingenieros geotécnicos y civiles, y el American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), cuya aplicación está dada en la construcción de carreteras (Das, 2013, p. 78). Por su parte, autores como

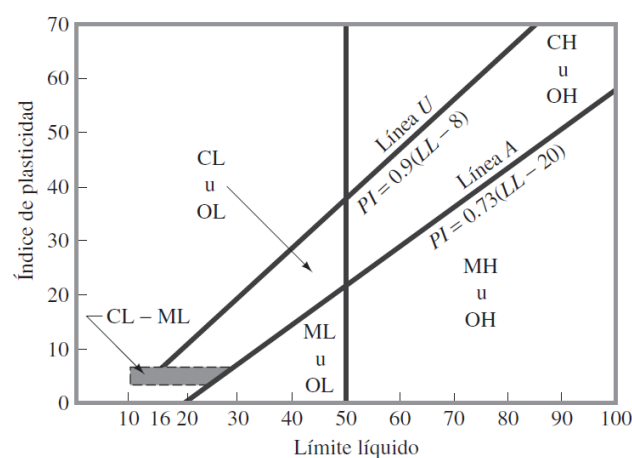
Budhu (2011, p. 70) la definen como un esquema para agrupar los suelos según características similares y así determinar su idoneidad para un uso particular.

2.2.1.5.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

El sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) es un método estandarizado que categoriza los suelos para propósitos de ingeniería basándose en sus propiedades de granulometría y plasticidad, el procedimiento inicia clasificando el suelo como de grano grueso si más del 50% de su material es retenido por la malla N° 200, caso contrario será de grano fino. Para los suelos finos, la clasificación se basa en su ubicación en la carta de plasticidad mostrada en la Figura 2, la cual, utiliza el límite líquido y el índice de plasticidad para definirlos como limos (M) o arcillas (C) de baja (L) o alta (H) plasticidad. En el caso de los suelos gruesos, primero se distingue entre grava (G) y arena (S), y luego se subclasifican según el porcentaje de finos; si este es bajo (menor al 5%), se utilizan los coeficientes de curvatura y uniformidad, pero si es alto (mayor al 12%), se analiza la plasticidad de dichos finos, existiendo también clasificaciones duales para los casos intermedios (INDECOPI, 1999, p. 10-14).

Figura 2

Carta de plasticidad



Nota. Tomado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (p.84), por B. M. Das, 2013.

2.2.1.5.2 Sistema de clasificación AASHTO

El sistema de clasificación AASHTO, establece una metodología estandarizada para evaluar la calidad relativa de los suelos y mezclas de suelo-agregado en proyectos viales, este procedimiento agrupa el material en siete categorías principales (A-1 a A-7) mediante un proceso de eliminación de izquierda a derecha, basándose en sus propiedades determinadas en laboratorio, como la distribución granulométrica, el límite líquido y el índice de plasticidad; adicionalmente, el sistema se apoya en un índice de grupo, un valor calculado que complementa la evaluación, donde un índice bajo sugiere un material de buena calidad, de este modo, la clasificación completa ofrece un criterio fundamental en la geotecnia vial para determinar la idoneidad del suelo en la construcción de terraplenes, subrasantes y bases (AASHTO, 2021, p. 2).

Tabla 1*Sistema de clasificación AASHTO*

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos pasa 75 μm)							Materiales limo-arcilla (Más del 35% pasa 75 μm)			
Clasificación de grupo	A-1		A-2					A-7			
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5, A-7-6
Análisis por tamizado, porcentaje que pasa:											
2.00 mm (Tamiz No. 10)	50 máx.	-	-	—	—	—	—	—	—	—	—
0.425 mm (Tamiz No. 40)	30 máx.	50 máx.	51 mín.	—	—	—	—	—	—	—	—
75 μm (Tamiz No. 200)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa 0.425 mm (No. 40):											
Límite líquido	—		—	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales constituyentes significativos	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación general como subrasante	Excelente a Buena							Regular a Pobre			
El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que LL - 30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL - 30											

Nota. Adaptado y traducido de *Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes* (p. 4), por American Association of State Highway and Transportation Officials, 2021.

2.2.1.6 Resistencia cortante del suelo – Criterio de falla de Mohr - Coulomb

La teoría de rotura presentada por Mohr (1900, como se citó en Das, 2013) afirma que la falla de un material ocurre debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante en lugar de basarse únicamente en el valor máximo de uno de estos esfuerzos por separado. Así, la manera en que se relacionan el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla puede expresarse de la siguiente manera:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (3)$$

Dónde:

τ_f = esfuerzo cortante en el plano de falla

σ = esfuerzo normal en el plano de falla

Coulomb (1776, como se citó en Das, 2013) indica que la envolvente de falla expresada en la fórmula anterior es una curva, sin embargo, en la mayoría de problemas de mecánica de suelos es suficiente aproximar al esfuerzo cortante en el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal. En tal sentido, esta relación puede expresarse como:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (4)$$

donde

c = cohesión

φ = ángulo de fricción interna

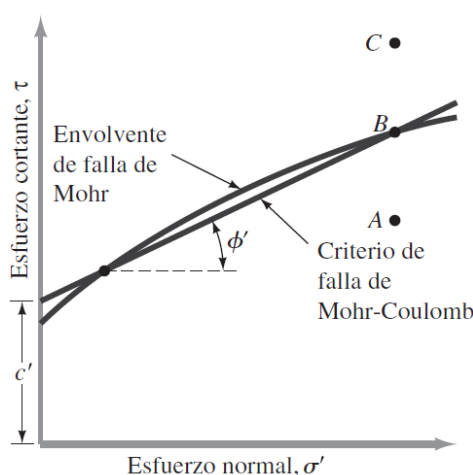
La ecuación anterior se denomina criterio de falla de Mohr-Coulomb.

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de múltiples factores que influyen en la resistencia al corte del suelo, como la densidad, la presión de confinamiento y la preconsolidación, donde un aumento en la densidad tiende a incrementarlo, pero una presión normal muy alta puede causar su disminución. Por su

parte, la cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas del suelo, que representa la resistencia cortante generada por dicha unión; en suelos granulares sin cementante, se considera nula y estos se clasifican como "no cohesivos" (Suárez, 2009, p. 76).

Figura 3

Envolvente de falla de Mohr y criterio de rotura de Mohr-Coulomb



Nota. Tomado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (p.230), por B. M. Das, 2013.

Tabla 2

Relación entre el ángulo de fricción y la densidad relativa para suelos no cohesivos.

Estado de empaquetamiento	Densidad relativa (%)	Ángulo de fricción ϕ' (grados)
Muy suelto	<20	<30
Suelto	20–40	30–35
Compacto	40–60	35–40
Denso	60–80	40–45
Muy denso	>80	>45

Nota. Tomado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (p.230), por B. M. Das, 2013.

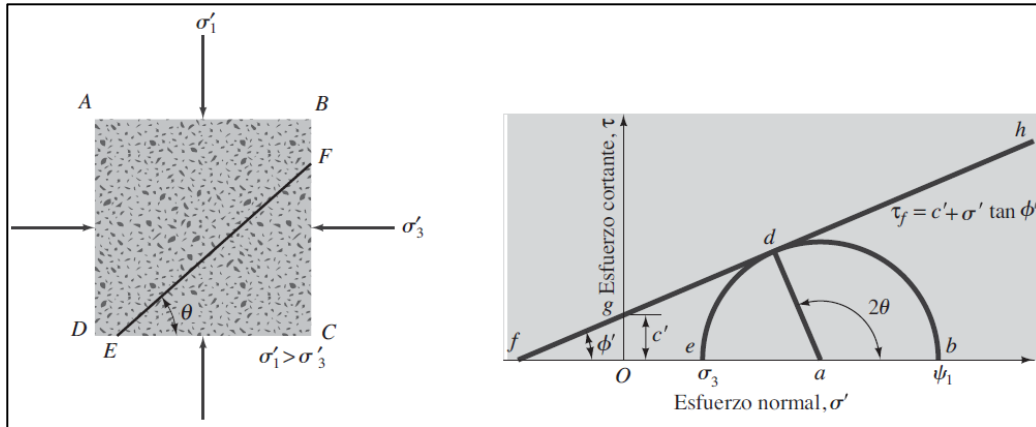
2.2.1.6.1 Inclinación del plano de falla causado por esfuerzos cortantes (θ)

De acuerdo con el criterio de falla de Mohr-Coulomb, cuando el esfuerzo cortante en un plano alcance el valor dado por la Ecuación (4), se producirá la falla en el suelo. Con la finalidad de determinar el ángulo que forma el plano de falla con el

plano principal mayor (θ) (Plano que coincide con el esfuerzo principal mayor), puede analizarse la Figura 4, donde σ'_1 y σ'_3 son los esfuerzos efectivos principales mayor y menor respectivamente, puede hacerse uso del círculo de Mohr (Das, 2013, p. 231).

Figura 4

Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor



Nota. Tomado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (p.231), por B. M. Das, 2013.

Donde:

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} \quad (5)$$

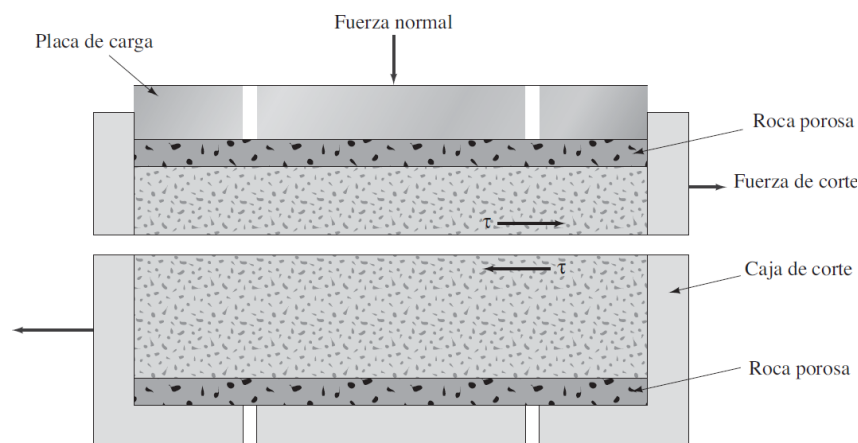
2.2.1.6.2 Prueba de corte directo

El ensayo de corte directo utiliza una caja metálica dividida horizontalmente en dos mitades, donde se coloca la muestra de suelo, que suele ser cuadrada o circular con un área de 19–25 cm² y una altura de aproximadamente 25 mm. La fuerza normal se aplica mediante pesas muertas, alcanzando tensiones de hasta 1000 kN/m², mientras que la fuerza de corte se introduce al desplazar la mitad superior de la caja para inducir la falla. Durante el ensayo, los desplazamientos horizontales y los cambios en el espesor de la muestra se registran con indicadores de cuadrante horizontal y vertical (Das, 2019, p. 471).

Según el equipo utilizado, la prueba de corte puede ser realizada mediante esfuerzo controlado o deformación controlada. En las pruebas de tipo esfuerzo controlado, se aplica la fuerza de corte en incrementos iguales hasta alcanzar la falla de la muestra, lo cual sucede a lo largo del plano de división en la caja de corte. En las pruebas con deformación controlada, un motor acciona engranajes que aplican una velocidad de desplazamiento de cizalladura constante a una mitad de la caja. Esta velocidad constante se registra mediante un indicador de cuadrante horizontal, y la resistencia al corte del suelo para cualquier desplazamiento de cizalladura puede medirse con un anillo de prueba horizontal o una celda de carga (Das, 2013, p. 233).

Figura 5

Esquema de un equipo de prueba de corte directo



Nota. Tomado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (p.233), por B. M. Das, 2013.

2.2.1.7 Criterio de rotura de Hoek-Brown

El criterio de rotura de Hoek-Brown, fue desarrollado con la finalidad de brindar datos de partida para el diseño de excavaciones subterráneas en macizos rocosos, dicho criterio iniciaba con el análisis de las propiedades de la roca intacta, para posteriormente incluir factores de reducción de resistencia asociadas a un macizo rocoso con diaclasas, posteriormente se fueron agregando conceptos como macizos rocosos “alterados” e

“inalterados”, así como un criterio que haga que la resistencia a la tracción de macizos rocosos de calidad muy mala, tienda a cero; así mismo se introdujo el concepto de Índice de Resistencia Geológica, GSI (Geological Strength Index) como un sistema que permita estimar el comportamiento mecánico de macizos rocosos típicos hallados en taludes, túneles y cimentaciones. La aplicación del criterio de rotura analizado, permite reducir las propiedades mecánicas de la roca intacta, en función de las propiedades de las discontinuidades que presenta el macizo rocoso evaluado (Hoek et al., 2002, pp. 1-2). De este modo, se introdujo el criterio de Hoek-Brown generalizado como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a \quad (6)$$

Donde:

σ'_{ci} = resistencia de la roca intacta a compresión uniaxial.

m_b = valor reducido de la constante del material m_i y se define:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (7)$$

s y a son constantes del macizo rocoso y se definen por:

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (8)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (9)$$

Donde, para la roca intacta, las constantes del material se denotan por m_i , $s = 1$ y $a = 0,5$.

D es un factor que está en función del grado de alteración que presenta el macizo rocoso por efectos de relajación de esfuerzos o voladuras, cuyos valores pueden variar

desde 0 cuando se tiene macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 cuando el macizo rocoso evaluado es muy alterado (Hoek et al., 2002, p. 2)

-Constante m_i

Según Marinos y Hoek (2001, p. 4) la constante m_i solo puede ser determinada mediante pruebas triaxiales con núcleos de muestra de roca intacta, este parámetro depende de las características de los minerales constituyentes de la muestra de roca intacta, y tiene una influencia significativa en las características resistentes de la roca.

Cuando no sea posible realizar ensayos triaxiales, se puede obtener una estimación de m_i de la Tabla 3, la mayoría de los valores citados se han derivado de pruebas triaxiales en muestras de núcleos intactos, en términos de la estimación de la resistencia del macizo rocoso, el valor de la constante m_i es el menos sensible de los tres parámetros requeridos. Como resultado, el promedio de los valores dados en la Tabla 3 son lo suficientemente precisos para la mayoría de las aplicaciones prácticas.

Tabla 3

Valores de la constante m_i para roca intacta, por grupo de rocas

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
SEDIMENTARIA	Clásticas		Arcillitas			
			Conglomerados (21 ± 3)	Areniscas (17 ± 4)	Limonitas (7 ± 2)	4 ± 2
			Brechas (19 ± 5)		Grauvacas (18 ± 3)	Lutitas (6 ± 2)
						Margas (7 ± 2)
	No clásticas	Carbonatos	Calizas cristalinas (12 ± 3)	Calizas esparíticas (10 ± 2)	Calizas micríticas (9 ± 2)	Dolomitas (9 ± 3)
		Evaporitas	Yeso 8 ± 2		Anhidrita 12 ± 2	
		Orgánicas	Tiza 7 ± 2			
METAMÓRFICA	No foliadas		Cornubianita			
			Mármol (9 ± 3)	(19 ± 4)	Cuarcita (20 ± 3)	
	Ligeramente foliadas	Migmatita (29 ± 3)	Anfibolitas 26 ± 6	Gneises 28 ± 5		
ÍGNEAS	Plutónicas	Claras	Granito (32 ± 3)	Diorita (25 ± 5)		
			Granodiorita (29 ± 3)			
		Oscuras	Gabro (27 ± 3)	Dolerita (16 ± 5)		
			Norita (20 ± 5)			
	Hipoabisales		Porfirias (20 ± 5)		Diabasa (15 ± 5)	Peridotita (25 ± 5)
	Volcánicas	Lava	Riolita (25 ± 5)		Dacita (25 ± 3)	
			Andesita (25 ± 5)		Basalto (25 ± 5)	
	Piroclástico	Agglomerado volcánico (19 ± 3)	Brechas volcánicas (19 ± 5)	Toba volcánica (13 ± 5)		






Nota. Adaptado y traducido de *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch* (p.08), por P. Marinos & E. Hoek, 2001.

- Estimación del factor de disturbancia o alteración D

Hoek et al., (2002, p. 5) introdujeron el factor de alteración D del criterio de rotura de Hoek-Brown, el cual es un factor que depende principalmente del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo. Alteraciones debidas a la relajación de esfuerzos, causados por excavaciones por voladura, mecánicas, o por otras causas; en la Figura 6, se muestran los valores del factor de alteración D para las distintas situaciones del macizo.

Figura 6

Factor de alteración del criterio de rotura de Hoek-Brown

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D=0 D=0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.	D=0.7 Good blasting D=1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D=1.0 Production blasting D=0.7 Mechanical excavation

Nota. Tomado de *El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002* (p.06), por E. Hoek et al., 2002.

- Estimación del Módulo de Relación (MR)

El Módulo de Relación (MR) es un factor empírico que permite estimar el módulo de la roca intacta (E_i), el cual representa la rigidez de una muestra de roca sin fracturas ni discontinuidades, este valor (E_i) es fundamental, ya que se utiliza como parámetro de referencia para después poder calcular el comportamiento deformacional del macizo rocoso a gran escala, la estimación se realiza a partir de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci}) mediante la relación $E_i = MR \times \sigma_{ci}$, donde los valores de MR se seleccionan de la Tabla 4 que clasifica la roca según sus características (Hoek & Diederichs, 2006, p. 208).

Tabla 4

Tabla de valores del módulo de relación (MR)

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
SEDIMENTARIA	Clásticas		Arcillitas			
			Conglomerados 300-400	Areniscas 200-350	Limonitas 350-400	200-300
			Brechas 230-350		Grauvacas 350	Lutitas 150-250
						Margas 150-200
	No clásticas	Carbonatos	Calizas cristalinas 400-600	Calizas esparíticas 600-800	Calizas micríticas 800-1000	Dolomitas 350-500
Evaporitas		Yeso 350		Anhidrita 350		
Orgánicas		Tiza 1000+				
METAMÓRFICA	No foliadas		Cornubianita			
			Mármol 700-1000	400-700	Cuarcita 300-450	
	Ligeramente foliadas	Migmatita 350-400	Anfibolitas 400-500	Gneises 300-750		
ÍGNEAS	Plutónicas	Claras	Granito 300-550	Diorita 300-350		
			Granodiorita 400-450			
		Oscuras	Gabro 400-500	Dolerita 300-400		
			Norita 350-400			
	Hipoabisales		Porfirias 400	Diabasa 300-350	Peridotita 250-300	
	Volcánicas	Lava	Riolita 300-500	Dacita 350-450		
			Andesita 300-500	Basalto 250-450		
	Piroclástico	Aglomerado volcánico 400-600	Brechas volcánicas 500	Toba volcánica 200-400		

Nota. Adaptado y traducido de *Empirical estimation of rock mass modulus* (p. 210), por E. Hoek & M.S. Diederichs, 2006

- Estimación de la resistencia a la compresión uniaxial de roca σ'_{ci}

Marinos y Hoek (2001, p. 4) reconocieron la dificultad para obtener una muestra de núcleo “intacta” para pruebas en el laboratorio, al tratarse de macizos rocosos heterogéneos con pronunciadas discontinuidades, en consecuencia, plantearon una estimación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta a partir de una descripción cualitativa del material rocoso, tal como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5

Estimación en campo de la resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta

Grado*	Término	Resistencia a comp. uniaxial (MPa)	Índice de carga puntual (MPa)	Estimación de la resistencia en campo	Ejemplos
R6	Extremadamente fuerte	> 250	> 10	La muestra solo puede astillarse/fragmentarse con un martillo geológico	Basalto fresco; sílex (pedernal); diabasa; gneis; granito; cuarcita
R5	Muy fuerte	100 - 250	4 - 10	La muestra requiere numerosos golpes de martillo geológico para fracturarse	Anfibolita; arenisca; basalto; gabro; gneis; granodiorita; peridotita; riolita; toba
R4	Fuerte	50 - 100	2 - 4	La muestra requiere más de un golpe de martillo geológico para fracturarse	Caliza; mármol; arenisca; esquisto
R3	Medianamente fuerte	25 - 50	1 - 2	No puede raspase ni pelarse con una navaja; la muestra puede fracturarse con un solo golpe de martillo geológico	Concreto; Filita; esquisto; lutita limosa
R2	Débil	5 - 25	**	Se puede pelar con dificultad con una navaja; indentación superficial con un golpe firme con la punta del martillo geológico	Creta; roca arcillosa; depósitos de potasa; marga; lutita limosa; lutita/pizarra; halita
R1	Muy débil	1 - 5	**	Se desmorona bajo golpes firmes con la punta del martillo geológico; puede pelarse con una navaja	Roca muy meteorizada o alterada; lutita (pizarra)
R0	Extremadamente débil	0.25 - 1	**	Se marca/hunde con la uña	Masilla/relleno de falla rígido
* Clasificación según Brown (1981).					
** Las pruebas de carga puntual en rocas con una resistencia a la compresión uniaxial inferior a 25 MPa probablemente arrojen resultados altamente ambiguos.					

Nota. Adaptado y traducido de *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch* (p.06), por P. Marinos & E. Hoek, 2001.

-Índice de resistencia geológica GSI

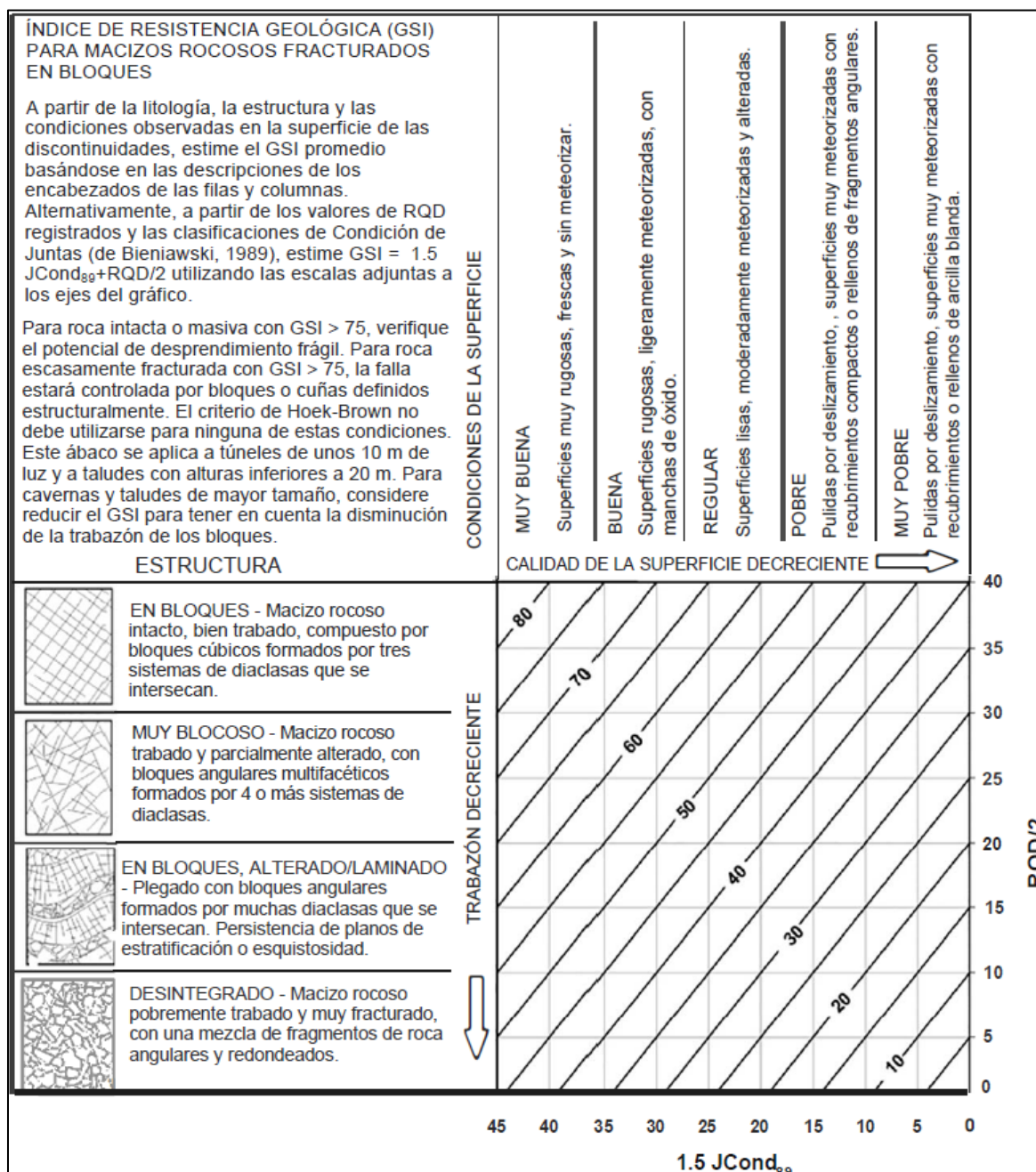
El índice de resistencia geológica (GSI) fue introducido como un sistema de caracterización de las propiedades geomecánicas de los macizos rocosos, a través de la fácil identificación por evaluación visual de las propiedades geológicas en el campo. Las observaciones se basan en la apreciación del macizo a nivel estructural y de las condiciones presentes en su superficie (discontinuidades), por lo cual, el criterio toma en cuenta el nivel de alteración – meteorización de las rocas, su historia geológica y condiciones de formación, estado de fracturación presente en ellas, así como la disposición de las juntas o discontinuidades. El GSI toma valores entre 1 y 100; los valores más pequeños corresponden a macizos débiles o de menor calidad, donde su superficie se encuentra visiblemente meteorizada y altamente fragmentada, en muchos casos las juntas presentan rellenos de arcilla blanda, por otro lado, los valores cercanos a 100 hacen referencia a macizos de muy buena calidad con una estructura sin superficies afectadas por la meteorización de la roca y con fragmentación poco significativa (Hoek & Brown, 2018, p. 445).

Hoek et al. (2013, p. 2) reconociendo que el gráfico original para determinar el índice de resistencia geológica (GSI) se desarrolló bajo el supuesto de que las observaciones del macizo rocoso serían realizadas por Geólogos o Ingenieros Geólogos experimentados, plantearon la incorporación de dos parámetros adicionales que permitan aumentar la precisión del valor de GSI obtenido, aun cuando se realice por profesionales de ramas afines a la Geología, dichos parámetros son la condición de las discontinuidades (*JCond₈₉*) y el Índice RQD (Rock Quality Designation).

En la Figura 7 se muestra la gráfica de caracterización del GSI que se basa en la trabazón de los bloques de roca y la calidad superficial de las juntas.

Figura 7

Gráfica de caracterización del macizo rocoso GSI



Nota. Tomado de *Quantification of the Geological Strength Index chart* (p.05), por E. Hoek et al., 2013.

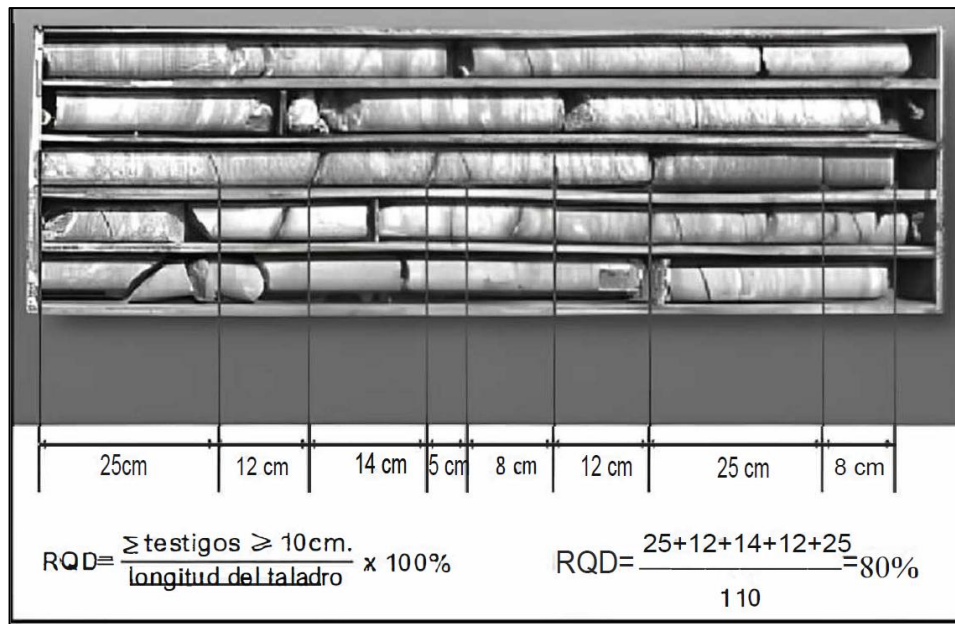
2.2.1.8 Índice RQD

Deere (1988, p. 92) implementó el Índice RQD (Rock Quality Designation) en el año 1963 como un índice de la calidad de la roca, el cual se ha venido utilizando a lo largo de los años como un porcentaje de recuperación de núcleos, estimado en base a

un sondeo realizado sobre el macizo rocoso, mediante el cálculo del porcentaje obtenido al comparar la suma de los fragmentos de roca recuperable cuyas longitudes son iguales o superiores a 10 cm (4 in.), con respecto a la longitud perforada, tal como se detalla en la Figura 8.

Figura 8

Procedimiento de cálculo de RQD



Nota. La imagen ilustra el método de cálculo del RQD, sumando los trozos de testigo de más de 10 cm y dividiéndolos por la longitud total del sondeo. Adaptado de *Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes* (p. 148), por P. Ramírez & L. Alejano, 2005.

El valor numérico del RQD, expresado como un porcentaje, no es solo un dato de recuperación de testigos, sino un índice directo de la calidad del macizo rocoso, permite una clasificación cuantitativa que es fundamental como parámetro de entrada en otros sistemas de clasificación más complejos. La clasificación de la calidad del macizo rocoso en función del RQD, propuesta originalmente por Deere (1968, p. 93), se presenta en la Tabla 6.

Tabla 6

Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD

RQD (%)	Calidad de la roca
<25	Muy pobre
25-50	Pobre
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

Nota. Adaptado y traducido de *The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice* (p. 93), por D. U. Deere y D. W. Deere, 1988.

Priest & Hudson (1976, p. 138), desarrollaron una expresión para poder calcular el RQD en base al número promedio de discontinuidades por metro halladas en una línea de exploración trazada en la superficie de un macizo rocoso en base a la siguiente expresión:

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad (10)$$

Donde:

λ = Número promedio de discontinuidades por metro

2.2.1.9 Sistema RMR

Bieniawski (1989, p. 51) desarrolló el sistema RMR (Rock Mass Rating) en el año 1973 como un sistema de clasificación geomecánica de macizos rocosos que permita obtener directrices para el diseño de ingeniería a partir de datos cuantitativos obtenidos según la Tabla 7, en donde se pueden obtener valores desde 0 a 100 en donde una calificación más alta indica mejores condiciones del macizo rocoso.

Tabla 7

Sistema de clasificación RMR

Parámetro			Rangos de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Índice de carga puntual (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Para este bajo rango, se prefiere la prueba de compresión uniaxial		
		Resistencia a compresión uniaxial (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	Calidad del testigo RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Puntuación		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de discontinuidades		>2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Condición de las discontinuidades		Superficies muy rugosas No continuas Sin separación Roca de pared no alterada	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1 mm Paredes ligeramente alteradas	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1 mm Paredes altamente alteradas	Superficies pulidas o Relleno < 5 mm de espesor o Separación 1-5 mm Continuas	Relleno blando > 5 mm de espesor o Separación > 5 mm Continuas		
	Puntuación		30	25	20	10	0		
5	Agua subterránea	Infiltración por cada 10 m de longitud de túnel (L/min)	Ninguno	<10	10-25	25-125	>125		
		Relación: Presión de agua en las discontinuidades / Esfuerzo principal mayor	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Condiciones generales	Completamente seco	Húmedo	Mojado	Goteando	Fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		

Nota. Adaptado y traducido de *Engineering Rock Mass Classifications* (p.54), por Z. T. Bieniawski, 1989.

Una vez que se calcula el valor del RMR sumando las valoraciones de los cinco parámetros principales, el macizo rocoso se clasifica en una de las cinco categorías definidas por Bieniawski (1989, p.55). Cada categoría describe la calidad general del macizo y proporciona una primera estimación de sus propiedades geotécnicas, como se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8*Clasificación geomecánica del macizo rocoso según el RMR*

Valoración RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21
Clase	I	II	III	IV	V
Descripción	Roca muy buena	Roca Buena	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala

Nota. Adaptado y traducido de *Engineering Rock Mass Classifications* (p.55), por Z. T. Bieniawski, 1989.

El cuarto parámetro del sistema RMR, condición de las discontinuidades (JCond89), obtenido según la Tabla 9, puede ser utilizado junto al índice RQD como escalas para la obtención del índice GSI según la Figura 7 (Hoek et al., 2013, p. 4)

Tabla 9*Condición de las discontinuidades*

Parámetro	Puntuación				
Longitud de la discontinuidad (persistencia/continuidad)	< 1 m	1–3 m	3–10 m	10–20 m	> 20 m
	6	4	2	1	0
Separación (apertura)	Ninguno	< 0.1 mm	0.1–1.0 mm	1–5 mm	> 5 mm
	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Lisa	Pulida
	6	5	3	1	0
Relleno (gouge)	Ninguno	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	6	4	2	2	0
Meteorización	No meteorizada	Ligeramente meteorizada	Moderadamente meteorizada	Altamente meteorizada	Descompuesta
	6	5	3	1	0

Nota. Adaptado y traducido de *Engineering Rock Mass Classifications* (p.58), por Z. T. Bieniawski, 1989.

2.2.2 Estabilidad de taludes

2.2.2.1 Definición de talud

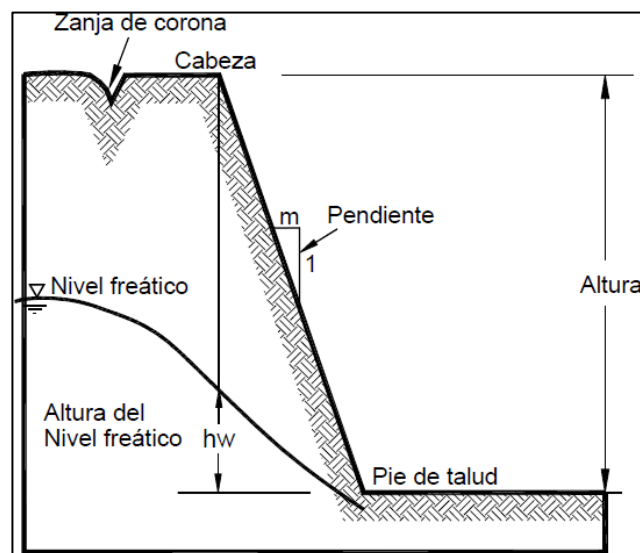
Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC, 2018, p. 202) un talud se refiere a la inclinación diseñada del terreno que se encuentra al lado de la carretera, ya sea en áreas de corte o en terraplenes, esta pendiente representa la tangente del ángulo que se forma entre el plano de la superficie del terreno y una línea horizontal teórica. En secciones de corte, los taludes variarán según las características

geomecánicas y geométricas del terreno, otros aspectos de diseño se establecerán en base a estudios de mecánica de suelos o geología, así como a las condiciones de drenaje, tanto superficial como subterráneo. Estos aspectos son fundamentales para evaluar la estabilidad de taludes, los cuales deben ser prioritarios en el diseño del proyecto, especialmente en áreas con fallas geológicas o materiales inestables, para elegir la solución más adecuada entre las diferentes opciones disponibles.

Suárez (2009, p. 3), describe las partes de un talud artificial, como las indicadas en la Figura 9, así mismo, para cada una de sus partes, define:

Figura 9

Partes de un talud artificial



Nota. Tomado de *Deslizamientos. Análisis geotécnico* (p.03), por J. Suárez, 2009.

Donde:

-Altura: Dada por la distancia vertical entre la cabeza y el pie, siendo sencilla de definir en taludes artificiales.

-Pie: Determinado por el sitio en el que se tiene un cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

-Cabeza: Determinado por el sitio en el que se tiene un cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

-Nivel freático: Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

-Pendiente: Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m/1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

2.2.2.2 Factores que influyen en la estabilidad de un talud

El comportamiento y la estabilidad de un talud son fenómenos complejos que dependen de la interacción de una gran cantidad de factores, estos incluyen las características geológicas, como el tipo de roca o suelo (litología), su microestructura y la presencia de estructuras geológicas más grandes como fallas o planos de estratificación, además, el estado de meteorización de los materiales, la geomorfología del sitio incluida la pendiente, el relieve del terreno y las condiciones climáticas e hidrológicas, como el régimen de precipitaciones, así como factores antrópicos, son elementos fundamentales que influyen directamente en el comportamiento general del talud y determinan su estabilidad (Suárez, 2009, pp. 38-41).

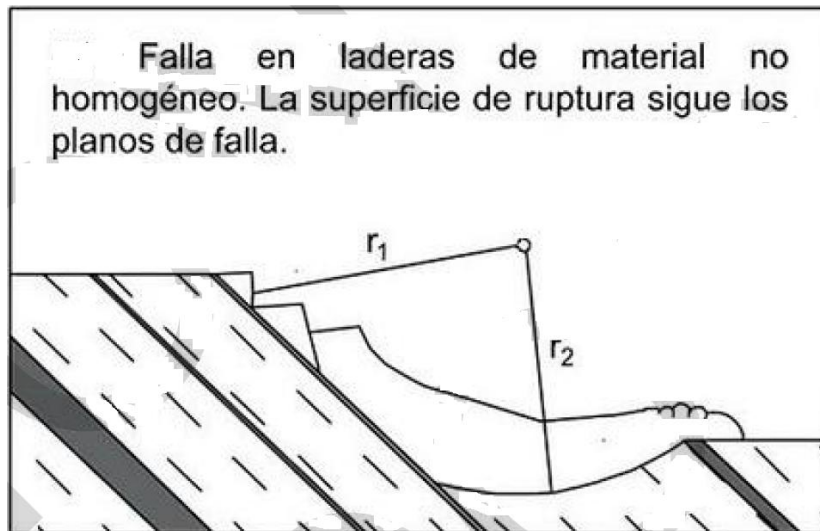
-Características geológicas adversas

La estabilidad de los taludes a menudo se ve comprometida por la presencia de condiciones geológicas adversas, las cuales son una de las principales causas de fallas, incluso en taludes ya diseñados, estas condiciones desfavorables se pueden clasificar en dos grupos principales: aquellas que afectan directamente la resistencia de los materiales, como la existencia de discontinuidades o bandas blandas, y aquellas que

generan condiciones hidrogeológicas complejas y la presencia de niveles freáticos (Cheng & Lau, 2014, pp. 5-6).

Figura 10

Superficie de falla controlada por discontinuidades geológicas



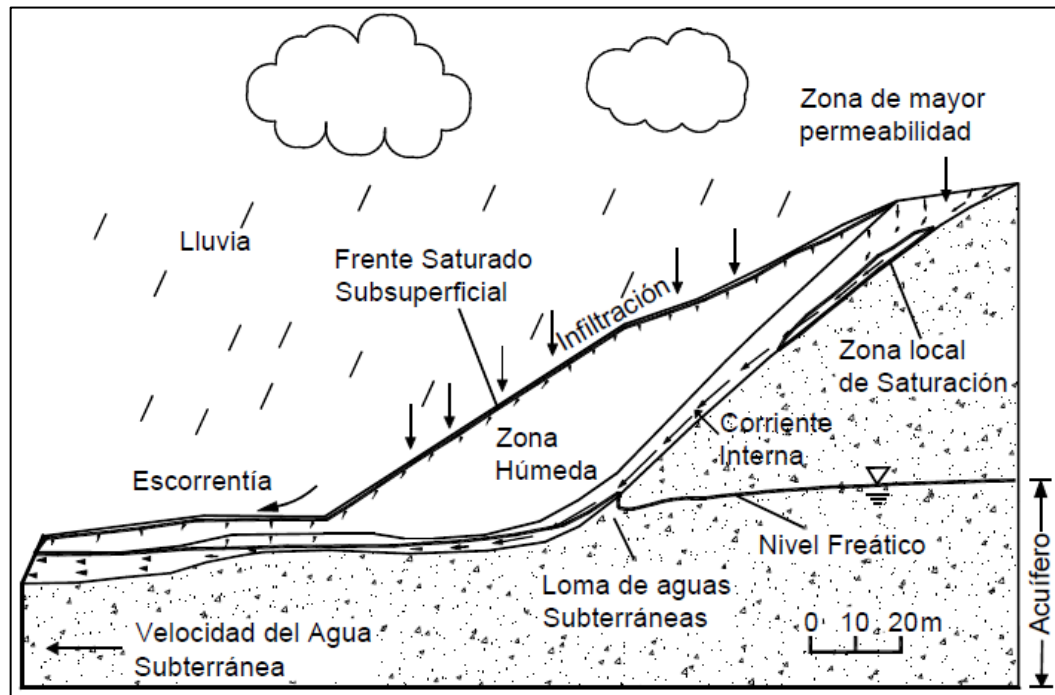
Nota. La imagen ilustra el concepto de "características geológicas adversas" descrito por Cheng y Lau (2014), donde la falla sigue los planos de debilidad preexistentes en un material no homogéneo. Tomado de *Manual de Estabilidad de Taludes* (p. 120), por Ramos et al., 2025.

-Lluvia

Las precipitaciones son uno de los factores detonantes más significativos en la inestabilidad de taludes, la infiltración del agua de lluvia en el terreno provoca un aumento en la presión de poros, lo que a su vez disminuye el esfuerzo efectivo y reduce la resistencia al corte del suelo. Esta alteración del equilibrio de fuerzas puede desencadenar deslizamientos, cuya naturaleza (superficiales y traslacionales o profundos y rotacionales) dependerá de la intensidad y duración de la lluvia, así como de las características propias del suelo (Ramos et al., 2025, p. 65).

Figura 11

Flujos de agua superficial y subsuperficial en un talud



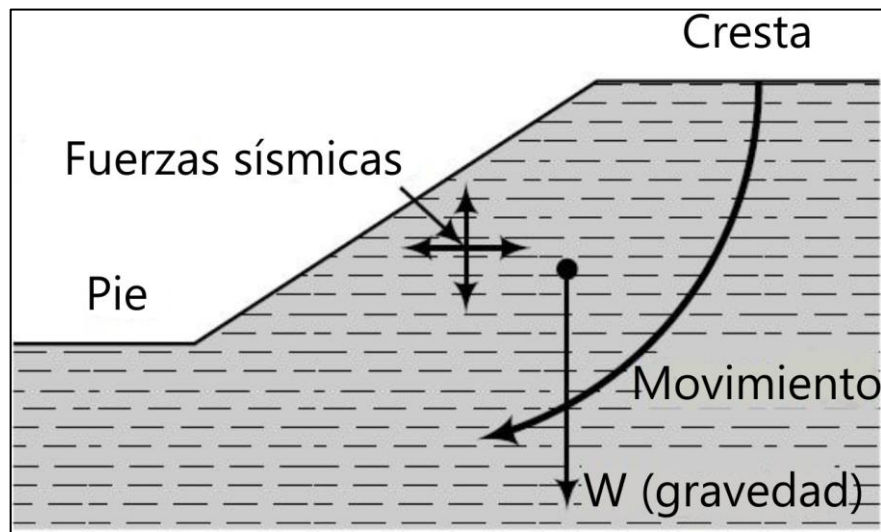
Nota. Tomado de *Deslizamientos: Análisis Geotécnico* (p. 43), por J. Suárez, 2009

-Sismo

La actividad sísmica es un factor crucial que incrementa la inestabilidad de taludes, particularmente en zonas montañosas, los terremotos pueden inducir fallas en los taludes a través de varios mecanismos, como la simple sacudida del terreno, la licuefacción de sedimentos susceptibles que pierden su resistencia, o la dilatación de los materiales del suelo, lo que permite una rápida infiltración de agua. Estos procesos pueden provocar desde desprendimientos y caídas de rocas hasta deslizamientos de gran envergadura, además, un peligro secundario que pudiera ocurrir es la formación de presas por deslizamiento, lo cual ocurre cuando el material desprendido bloquea ríos, acumulando agua que, al liberarse catastróficamente, puede causar inundaciones devastadoras aguas abajo (Highland & Bobrowsky, 2008, p. 32).

Figura 12

Fuerzas inducidas por sismo en un talud



Nota. Adaptado y traducido de *Soil Mechanics and Foundations* (p. 690), por M. Budhu, 2011

-Factores antrópicos

Los factores antrópicos, como las excavaciones para carreteras y otros cambios topográficos inducidos por el hombre, pueden alterar significativamente la estabilidad de los taludes al modificar su configuración natural, aumentar la pendiente o interrumpir las condiciones de equilibrio original, lo que a menudo convierte un talud estable en un deslizamiento potencial (Suárez, 2009, p. 3).

2.2.2.3 Tipos de falla de taludes

Las fallas en taludes se pueden clasificar en varias categorías principales según su cinemática, los desprendimientos o caídas se caracterizan por el desprendimiento súbito y el descenso en caída libre de fragmentos de roca o suelo desde pendientes muy inclinadas. Por otro lado, los vuelcos implican una rotación hacia adelante de una masa de material sobre un punto o eje situado por debajo de su centro de gravedad. Los deslizamientos ocurren cuando una masa se desplaza a lo largo de una superficie de falla definida; estos se subdividen en rotacionales, si la superficie de ruptura es cóncava y el movimiento es circular, y traslacionales, cuando la masa se desliza sobre

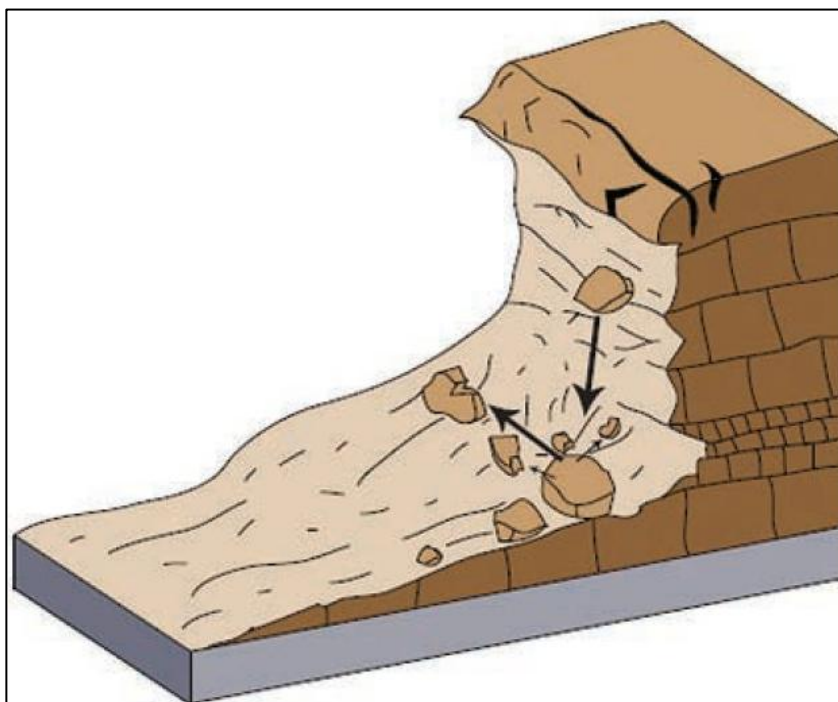
una superficie de falla más o menos plana. Finalmente, los flujos son movimientos en los que el material se deforma internamente y se comporta de manera similar a un fluido viscoso, abarcando desde avalanchas de rocas hasta flujos de lodo y detritos (Suárez, 2009, pp. 8-14, 25). Por su parte, autores como Highland y Bobrowsky (2008, p. 5) indican que, los deslizamientos de tierra se categorizan según dos criterios principales: la composición del material desplazado, que puede ser roca, fragmentos gruesos o suelos finos, y la mecánica de su movimiento ladera abajo. La forma en que la masa se desplaza define si se trata de un desprendimiento súbito, una rotación hacia adelante (vuelco), un desplazamiento a lo largo de una superficie de ruptura definida (deslizamiento), una expansión lateral sobre un estrato más débil (extensión) o un movimiento que se comporta como un fluido (flujo), siendo la combinación de ambos factores lo que determina la clasificación específica del fenómeno.

-Desprendimientos o caídas

Los desprendimientos o caídas son un tipo de falla que comienza cuando fragmentos de suelo o roca se separan y desprenden de una pendiente muy pronunciada o acantilado, es decir, el movimiento inicial es una caída, rebote o rodadura, en lugar de un deslizamiento a lo largo de una superficie, y este movimiento puede continuar hasta que el terreno se vuelve menos inclinado como puede verse en la Figura 13 (Highland & Bobrowsky, 2008, p. 6).

Figura 13

Esquema de desprendimientos o caídas



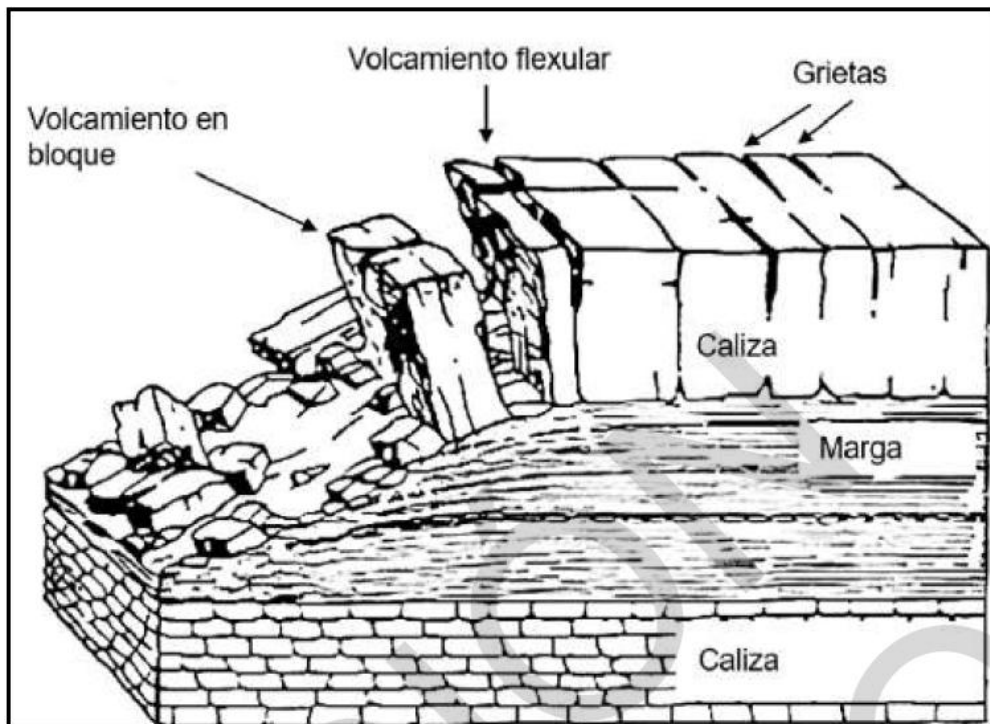
Nota. Tomado de *The Landslide Handbook-A Guide to Understanding Landslides* (p. 7), por L. M. Highland & P. Bobrowsky, 2008.

-Volcamientos

Los volcamientos en taludes se definen como un movimiento que implica la rotación hacia adelante de un bloque o unidad alrededor de un punto de pivote o base (Figura 14), apoyándose inicialmente en una base externa, una vez iniciado, se combina con un desplazamiento vertical tipo derrumbamiento al apoyarse en una arista inferior, similar a la caída de un libro o el colapso de una estructura si fallan sus soportes. Este fenómeno ocurre cuando el vector resultante de las fuerzas cae fuera del punto de giro, pudiendo culminar en una caída abrupta o deslizamiento, con el material (roca, detritos o suelo) inclinándose hacia adelante y, al fallar, girando o deslizándose rápidamente según las condiciones del terreno (Ramos et al., 2025, p. 112)

Figura 14

Esquema de volcamientos en taludes



Nota. Tomado de *Manual de estabilidad de taludes* (p. 113), por A. M. Ramos et al., 2025.

-Deslizamientos

Un deslizamiento se produce cuando la tierra o las rocas se deslizan cuesta abajo, siguiendo una superficie de ruptura en zonas donde la tensión es más fuerte, no todo el material se mueve al mismo tiempo desde el principio; empieza en un pequeño punto donde la tierra cede y, poco a poco, el movimiento crece, arrastrando más material a medida que avanza (Highland & Bobrowsky, 2008, p. 10).

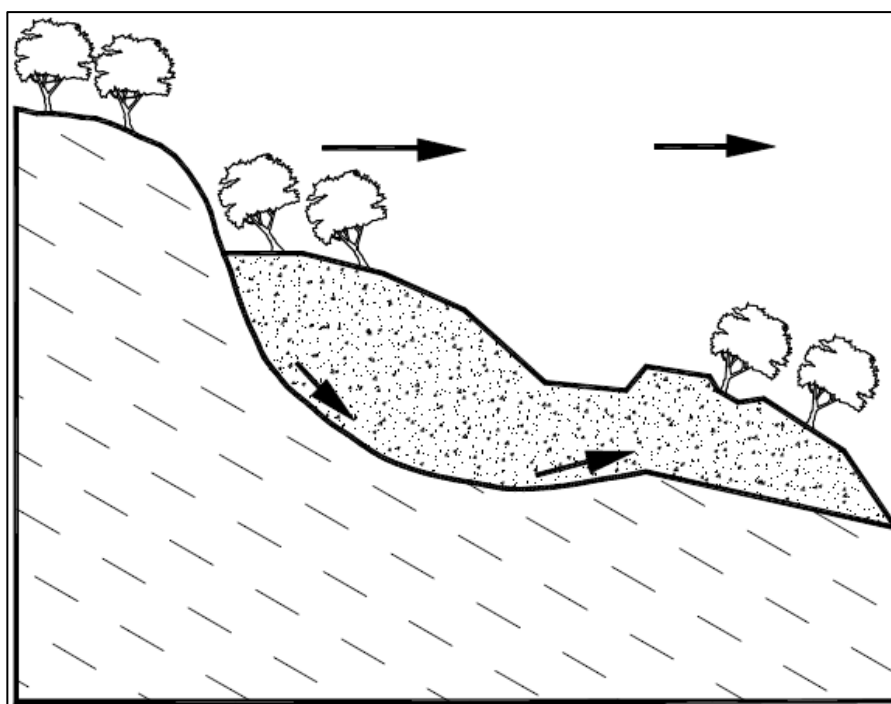
Es un movimiento que implica deformación por cortante y desplazamiento a lo largo de una o varias superficies de falla, las cuales pueden ser visibles o mostrar indicios de su existencia dentro de una zona relativamente estrecha. Este movimiento puede ser progresivo, lo que significa que la falla por cortante no ocurre de forma simultánea en toda la superficie, sino que puede propagarse a partir de una zona de rotura local, pueden ser rotacionales o traslacionales (Huang, 2014, p. 5)

- **Deslizamiento rotacional**

El deslizamiento rotacional es un movimiento en el que la superficie de falla presenta una curvatura cóncava hacia arriba, girando el material alrededor de un eje paralelo a la pendiente, el centro de rotación se sitúa por encima del centro de gravedad del cuerpo en movimiento, este proceso genera una zona superior de hundimiento y otra inferior donde ocurre el deslizamiento, a menudo dando lugar a flujos de material en la base del talud, además, la parte superior del movimiento tiende a inclinarse hacia atrás, mientras que los árboles en la cabeza y el pie del deslizamiento muestran inclinaciones distintas, reflejando la dinámica del evento, como se ilustra en la Figura 15 (Suárez, 2009, p. 14)

Figura 15

Ejemplo de deslizamiento rotacional



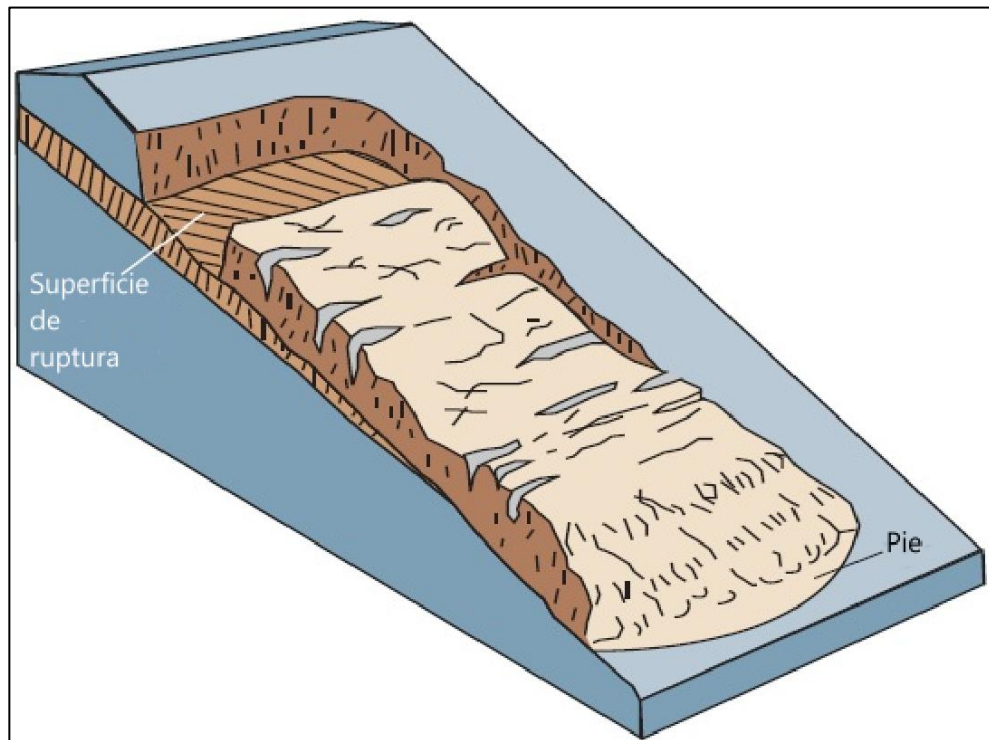
Nota. Tomado de *Deslizamientos: Análisis Geotécnico* (p. 14), por J. Suárez, 2009.

- **Deslizamiento traslacional**

El deslizamiento traslacional se caracteriza por el avance de una masa de terreno hacia afuera y hacia abajo, desplazándose a lo largo de una superficie que es aproximadamente plana o con una leve ondulación como puede verse en la Figura 16, y que presenta muy poco movimiento de rotación, este tipo de falla es controlado en gran medida por la existencia de superficies de debilidad dentro de la estructura del talud, como pueden ser planos de estratificación, fallas geológicas, o superficies de corte generadas por fallas anteriores, este fenómeno puede ocurrir en distintos tipos de materiales, como roca, detritos y suelos finos, el movimiento puede aumentar de manera indefinida siempre que la inclinación de la superficie sea suficiente y la resistencia al corte a lo largo de esta sea consistentemente menor que la fuerza que impulsa el movimiento (Ramos et al., 2025, p. 122). Por su parte, el Proyecto Multinacional Andino (2007) define a los deslizamientos traslacionales como el movimiento de una masa de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla predominantemente plana u ondulada, estos fenómenos suelen ser más superficiales que los deslizamientos rotacionales y ocurren con frecuencia a lo largo de discontinuidades geológicas como fallas, diaclasas o planos de estratificación, pudiendo variar en velocidad desde rápida hasta extremadamente rápida (p. 9).

Figura 16

Esquema de deslizamiento traslacional



Nota. Adaptado y traducido de *The Landslide Handbook-A Guide to Understanding Landslides* (p. 13), por L. M. Highland & P. Bobrowsky, 2008.

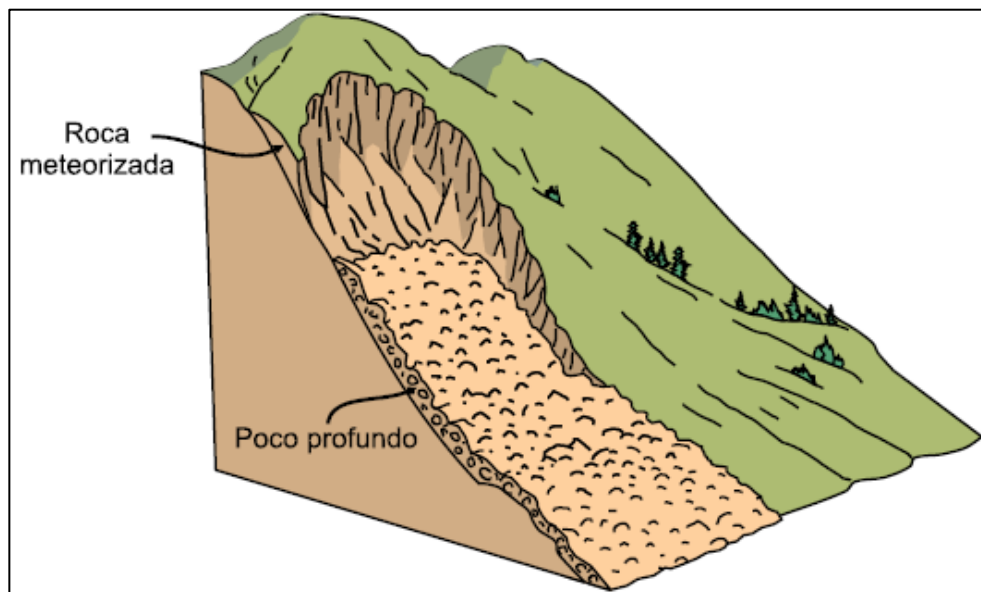
-Falla por flujo

Un deslizamiento por flujo, también conocido como deslizamiento por licuación, es un tipo de movimiento que se inicia como un deslizamiento pero que, a causa de la licuación del material, se comporta posteriormente como un fluido, este fenómeno se caracteriza por ser de muy rápido a extremadamente rápido, involucrando un exceso de presión de poros en la zona donde se origina el movimiento. Se clasifica según el tipo de material, pudiendo ser un deslizamiento por flujo de arena, limo, detritos o roca débil, y es considerado uno de los eventos más peligrosos debido a su ocurrencia súbita, altas velocidades y grandes distancias de viaje (Proyecto Multinacional Andino, 2007, p. 17). Por otro lado, Huang (2014, p. 6) afirma que la falla por flujo en taludes se origina principalmente cuando el suelo se satura debido a

infiltración, como consecuencia de lluvias de gran intensidad o aumento del nivel freático, provocando que pierda su resistencia y se desplace como un fluido bajo la acción del agua; en estos casos, el agua actúa como agente transportador principal, transformando los suelos saturados en una masa fluida viscosa que pierde resistencia estructural, lo que conduce a fallas generalmente superficiales en los taludes.

Figura 17

Esquema de falla por flujo



Nota. Tomado de *Movimientos en masa en la región Andina: Una guía para la evaluación de amenazas* (p. 21), por Proyecto Multinacional Andino, 2007.

2.2.2.4 Análisis de estabilidad de taludes

El análisis de estabilidad de taludes se concibe como un proceso de modelación matemática, fundamental en la ingeniería geotécnica, cuyo objetivo es evaluar la estabilidad de laderas tanto naturales como artificiales, este enfoque no solo se limita a determinar si un talud es estable y cuál es su margen de seguridad, sino que también profundiza en la investigación de los mecanismos potenciales de falla y analiza su susceptibilidad frente a diversos agentes detonantes, como las lluvias o los sismos (Suárez, 2009, p. 127).

2.2.2.4.1 Análisis de equilibrio límite

El análisis de equilibrio límite es una herramienta que busca determinar si un talud es estable al comparar las fuerzas que resisten un deslizamiento (resistentes) con aquellas que lo provocan (actuales) a lo largo de una superficie de falla predeterminada. Este análisis, que resulta en un factor de seguridad, requiere conocer las propiedades del suelo, como su resistencia al corte y las presiones de poros, para evaluar si el terreno puede soportar los esfuerzos que tienden a causar el movimiento, siendo las principales diferencias entre los distintos métodos de equilibrio límite, el tipo de superficie de falla asumida y la forma en que se consideran las fuerzas internas (Suárez, 2009, p. 130).

2.2.2.4.2 Factor de seguridad

Se define al factor de seguridad como el cociente entre la resistencia media del suelo al corte y el esfuerzo de corte promedio desarrollado a lo largo de la superficie con mayor potencial de falla, el cual indica el grado de estabilidad de un talud, siendo un valor de 1, en el cual, el talud está en un estado de fallo inminente. Para efectos de diseño, se considera que un valor de 1.5, representa un talud estable (Das, 2013, p. 335).

$$FS_S = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (11)$$

Donde:

FS_S = factor de seguridad con respecto a la resistencia.

τ_f = resistencia media del suelo al corte.

τ_d = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.

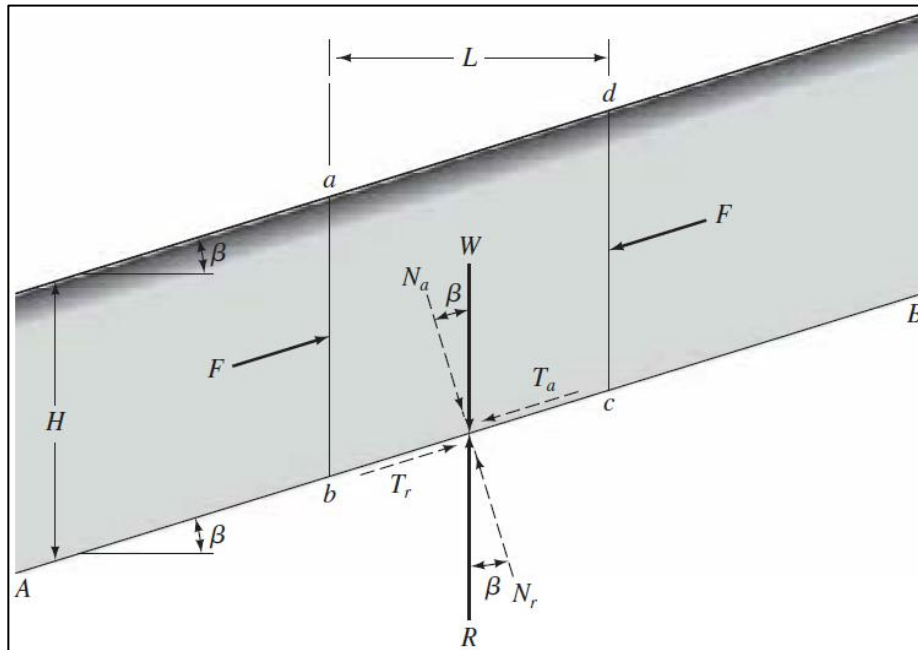
2.2.2.4.2 Estabilidad de taludes infinitos

Los taludes infinitos son aquellos en que H (espesor del estrato evaluado) es mucho mayor que la altura del talud, así, teniendo en cuenta el talud mostrado en la Figura 18, la evaluación de una posible falla a lo largo del plano AB, de derecha a izquierda, implica la determinación de su estabilidad (Das, 2013, 336).

El análisis de taludes infinitos se basa en la suposición de que el talud es suficientemente extenso para ignorar los efectos de los extremos y que presenta uniformidad en sus propiedades a lo largo de toda su longitud. Este método es particularmente aplicable a taludes donde la superficie de falla potencial se considera paralela a la superficie del terreno, lo que simplifica los cálculos de estabilidad. La metodología establece una relación fundamental entre el ángulo de inclinación del talud, las propiedades geotécnicas del suelo (como la cohesión, el peso unitario y el ángulo de fricción interna), y el factor de seguridad contra la falla (Huang, 2014, p. 144).

Figura 18

Análisis de un talud infinito



Nota. Tomado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (p.336), por B. M. Das, 2013.

Cuyo factor de seguridad, queda determinado por:

$$FS_s = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (12)$$

2.2.2.4.3 Taludes finitos

Los taludes finitos son aquellos en los que el valor H_{cr} (altura crítica) se aproxima a la altura del talud, el análisis de la estabilidad de un talud de suelo homogéneo, exige la suposición de la forma de la superficie potencial de falla, en tal sentido, existe amplia evidencia de que las fallas de los taludes suelen aparecer en superficies de fallas curvas, luego de amplias investigaciones de fallas de pendientes, realizadas por una comisión geotécnica sueca, en la década de 1920, recomienda que las superficies de deslizamiento, pueden ser aproximadas a ser circularmente cilíndricas

(Das, 2013, p. 340). Según este autor, los principales métodos de análisis de estabilidad de taludes finitos se dividen en dos clases:

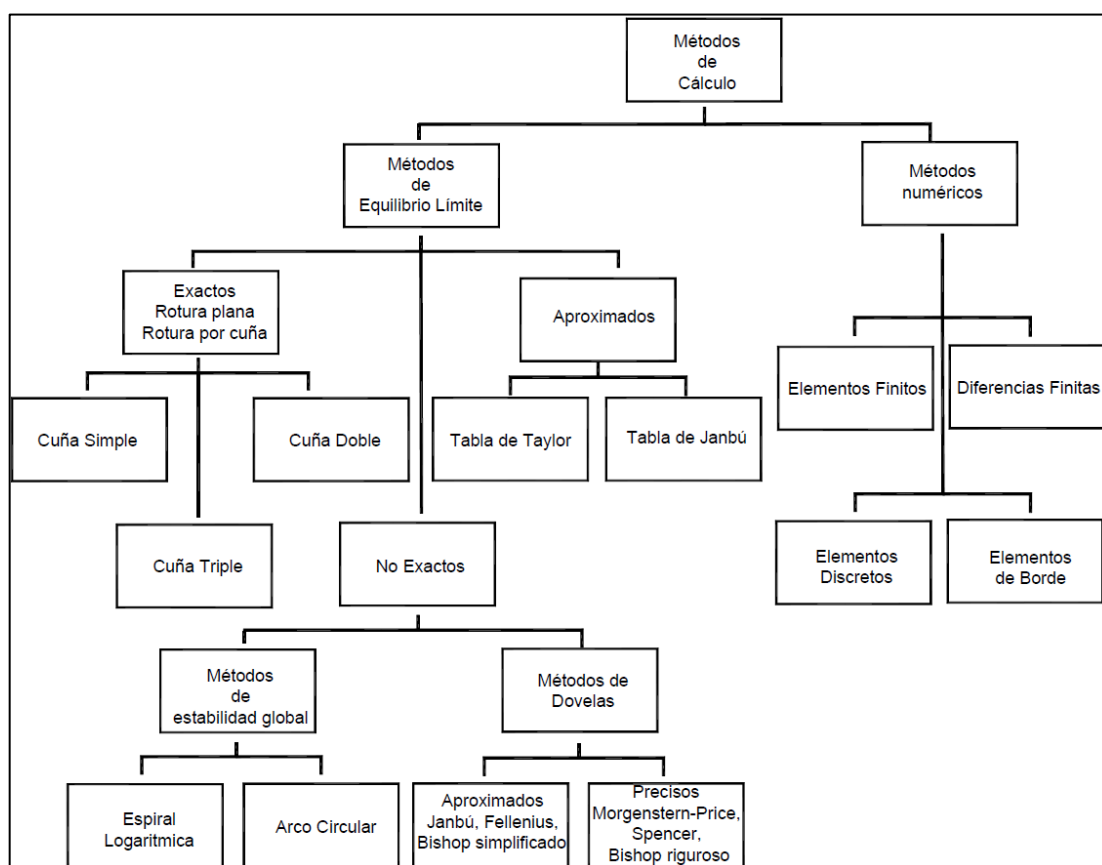
-Procedimiento de la masa. Utilizado cuando se asume que el suelo constituyente del talud es homogéneo, se toma la masa de suelo ubicada sobre la superficie de falla como una unidad.

-Método de dovelas. En este método, se divide en una serie de franjas paralelas verticales al suelo ubicado por encima de la superficie de falla, entre las ventajas de este método puede citarse la posibilidad de tener en cuenta la no homogeneidad de los suelos, así como la presión de agua intersticial. Este método también permite representar la variación del esfuerzo normal a lo largo de la superficie potencial de falla.

El análisis de estabilidad de taludes, se ha venido realizando en base a técnicas de equilibrio límite, es decir, mediante la suposición de que, en caso de falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de una superficie de falla, este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo. El análisis puede llevarse a cabo examinando directamente toda la extensión de la superficie de falla o realizando la partición de la masa deslizante en dovelas o rebanadas, con el tiempo, los sistemas de dovelas han ido mejorando continuamente (Suárez, 2009, p. 135).

Figura 19

Métodos de cálculo para el análisis de estabilidad de taludes



Nota. Tomado de *Deslizamientos. Análisis geotécnico* (p.137), por J. Suárez, 2009.

Los métodos de Bishop Simplificado (1955) y Janbú (1954) han sido ampliamente utilizados durante los últimos 50 años, y a lo largo del tiempo se han desarrollado técnicas de análisis más avanzadas y detalladas, como las de Spencer (1967) y Morgenstern y Price (1965), respaldadas por programas de software que facilitan análisis más precisos. En general, estos métodos son iterativos y cada uno tiene un nivel determinado de precisión (Suárez, 2009, p. 135)

2.2.2.4.3.1 Método de Bishop Simplificado

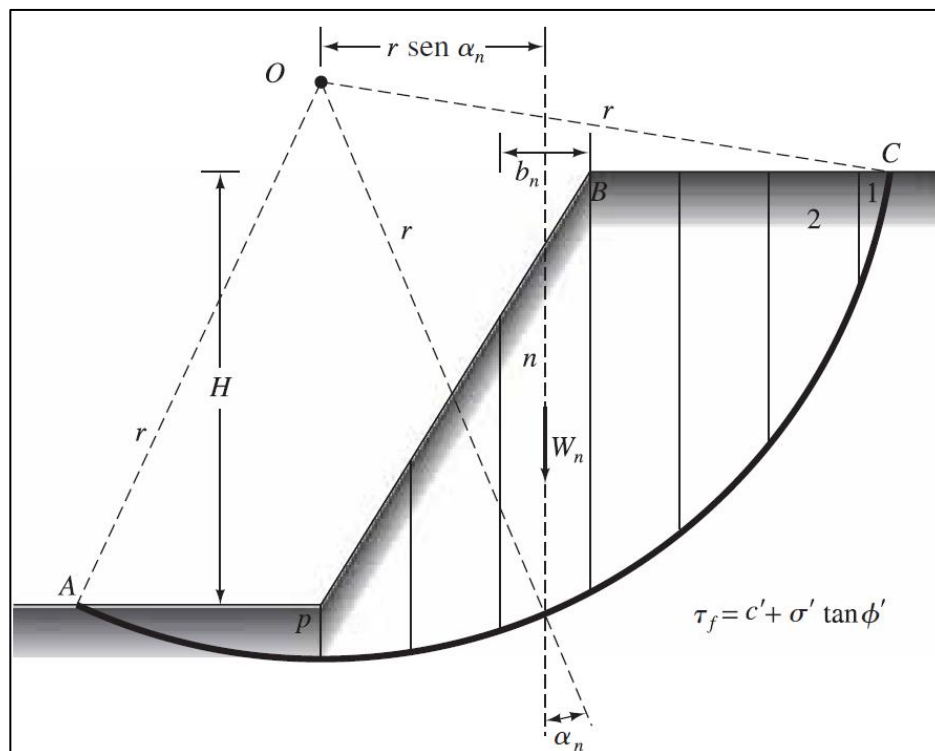
El método de Bishop simplificado se fundamenta en la división del talud en dovelas y considera las interacciones entre ellas. Aunque su formulación rigurosa (método de Bishop riguroso) es compleja, en la práctica se recurre a una versión

simplificada que asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales, omitiendo así el efecto de las fuerzas cortantes, esta aproximación permite un análisis más accesible sin restar demasiada precisión (Suárez, 2009, p. 155).

Este procedimiento divide la masa de suelo inestable en dovelas verticales, considerando el equilibrio de momentos alrededor del centro de rotación de una superficie de falla circular de prueba, como se detalla en la Figura 20 (Das, 2013, p. 365).

Figura 20

Segmentación del talud en dovelas en base a una superficie de falla tentativa



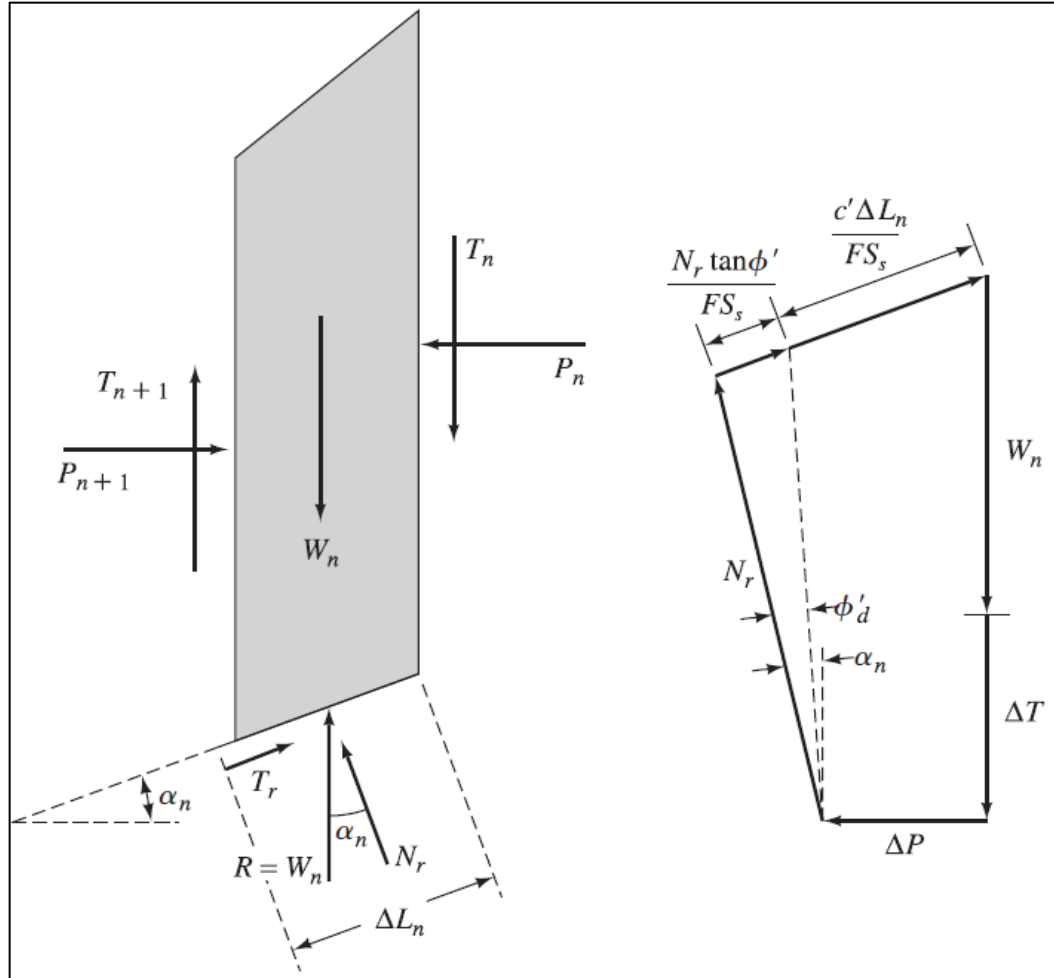
Nota. Tomado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (p.363), por B. M. Das, 2013.

En este método, se analizan las fuerzas que actúan sobre cada dovela individual, incluyendo el peso, la reacción normal, la fuerza de corte resistente, así como las variaciones en las fuerzas laterales horizontales y verticales entre dovelas contiguas, según se ilustra en la Figura 21. En base a dichas fuerzas, se construye el polígono de fuerzas para el equilibrio de la dovela presentado en la Figura 21, donde se suman las

componentes verticales para poder obtener la expresión de la reacción normal N_r según la Ecuación (13), en base a los parámetros de resistencia al corte efectivos (c' y ϕ') y el factor de seguridad FS_s (Das, 2013, p. 366).

Figura 21

Fuerzas y polígono de fuerzas en una dovela para el cálculo del factor de seguridad según el método de Bishop simplificado



Nota. Tomado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (p.363), por B. M. Das, 2013.

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c' \Delta L_n}{FS_s} \text{sen} \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \sin \alpha_n}{FS_s}} \quad (13)$$

Partiendo del equilibrio vertical de la n-ésima dovela y del momento de la cuña completa sobre la superficie de falla, y posteriormente aplicando la simplificación

$\Delta T \approx 0$, se deduce la expresión para el factor de seguridad del método de Bishop simplificado, la cual se resuelve por procedimiento iterativo (ensayo y error) (Das, 2013, p. 367).

$$FS_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c' b_n + (W_n - u_n b_n) \tan \phi'] \frac{1}{m_{(\alpha)n}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (14)$$

Donde:

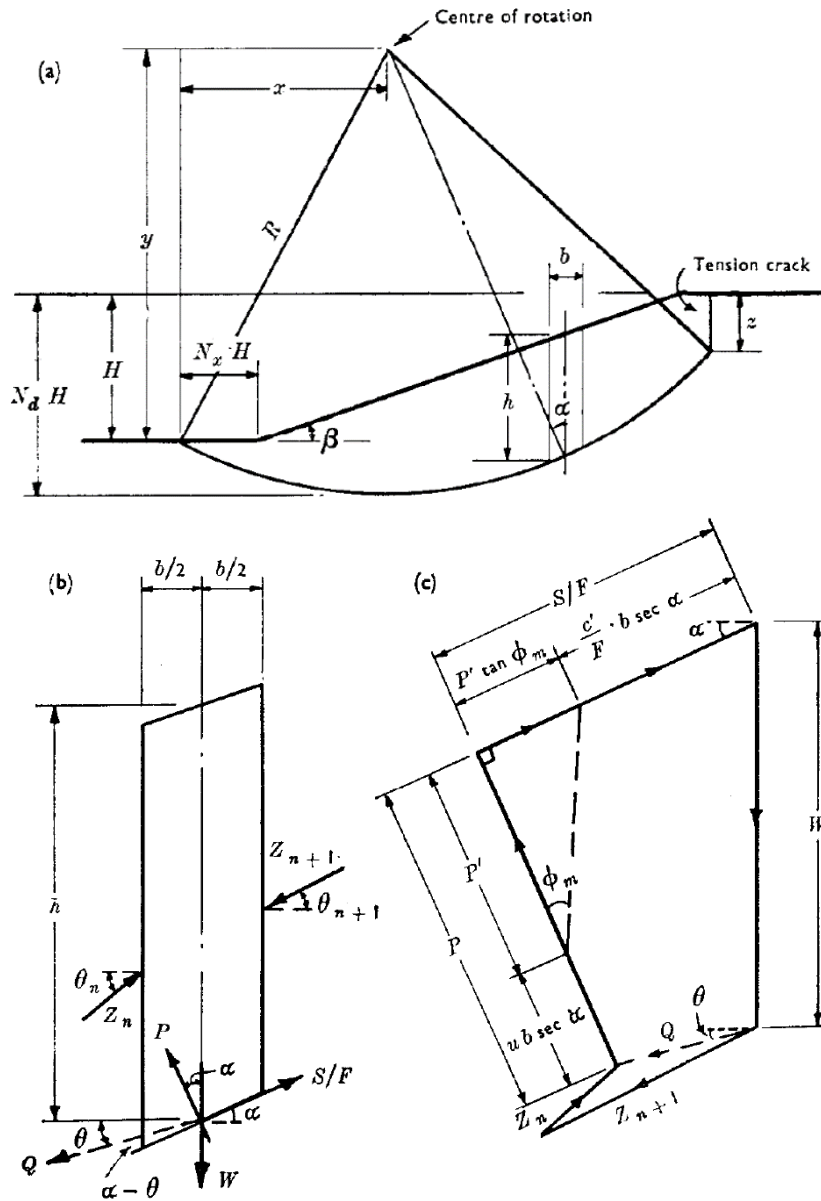
$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \alpha_n \sin \alpha_n}{FS_S} \quad (15)$$

2.2.2.4.3.2 Método de Spencer

Es un método de análisis para determinar el factor de seguridad de un talud con una superficie de falla cilíndrica, el análisis se realiza en términos de esfuerzos efectivos, la determinación del factor de seguridad se basa en la resolución de dos ecuaciones de equilibrio, la primera respecto a fuerzas y la segunda respecto a momentos. El análisis se hace teniendo en cuenta el talud mostrado en la Figura 22 (a), el cual presenta una altura H , una pendiente β , el tipo de superficie de falla es circular, con una dovela típica de altura media h y ancho b (Spencer, 1967, pp. 11-12).

Figura 22

Dimensiones de la superficie de deslizamiento y fuerzas en una dovela. (a), (b), (c)



Nota. Tomado de A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces (p.13), por E. Spencer, 1967.

Según Spencer (1987), en la Figura 22 (c) Q es la resultante de las fuerzas entre cortes (Z_n) y (Z_{n+1}), resolviendo la sumatoria de fuerzas normales y paralelas a la base de la dovela mostrada en las Figura 22 (b) y (c), se tiene la siguiente expresión para la resultante (Q):

$$Q = \frac{\frac{c'b}{F} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{F} (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta) \right]} \quad (16)$$

Asumiendo una distribución homogénea de la presión de poro, el suelo es uniforme en todo el talud y tiene un peso específico γ , el peso de la dovela y la presión de poro, pueden reescribirse como:

$$W = \gamma b h \quad (17)$$

$$u = r_u \gamma h \quad (18)$$

Siendo r_u un coeficiente de presión de poro, haciendo estas suposiciones, la Ecuación (16) puede ser reexpresada de la siguiente manera:

$$Q = \gamma H b \left[\frac{\frac{c'}{F \gamma H} + \frac{1}{2} \frac{h}{H} \frac{\tan \phi'}{F} (1 - 2r_u + \cos 2 \alpha) - \frac{1}{2} \frac{h}{H} \sin 2 \alpha}{\cos \alpha \cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta) \right]} \right] \quad (19)$$

Si las fuerzas externas aplicadas al talud están en equilibrio, la suma de las fuerzas vectoriales entre las dovelas debe ser igual a cero. Además, al asumir que las fuerzas entre estos segmentos son paralelas (es decir, el ángulo θ permanece constante), se puede afirmar:

$$\sum Q = 0 \quad (20)$$

La suma de los momentos de las fuerzas en cada dovela alrededor del centro de rotación también debe ser igual a cero.

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (21)$$

Spencer (1987) indica que se asumen varios valores de θ y, para cada uno, se determina el valor de F que satisface ambas ecuaciones (20) y (21). Los valores de F

obtenidos a partir de la ecuación de equilibrio de fuerzas (20) se denominan F_f , mientras que los obtenidos mediante la ecuación de equilibrio de momentos (21) se denominan como F_m . Finalmente se traza una curva que muestre la relación entre F_f y θ , además, en el mismo gráfico, se traza una segunda curva que muestre la relación entre F_m y θ , la intersección de las dos curvas da el valor del factor de seguridad (F_1) que cumple ambas ecuaciones de fuerzas y momentos.

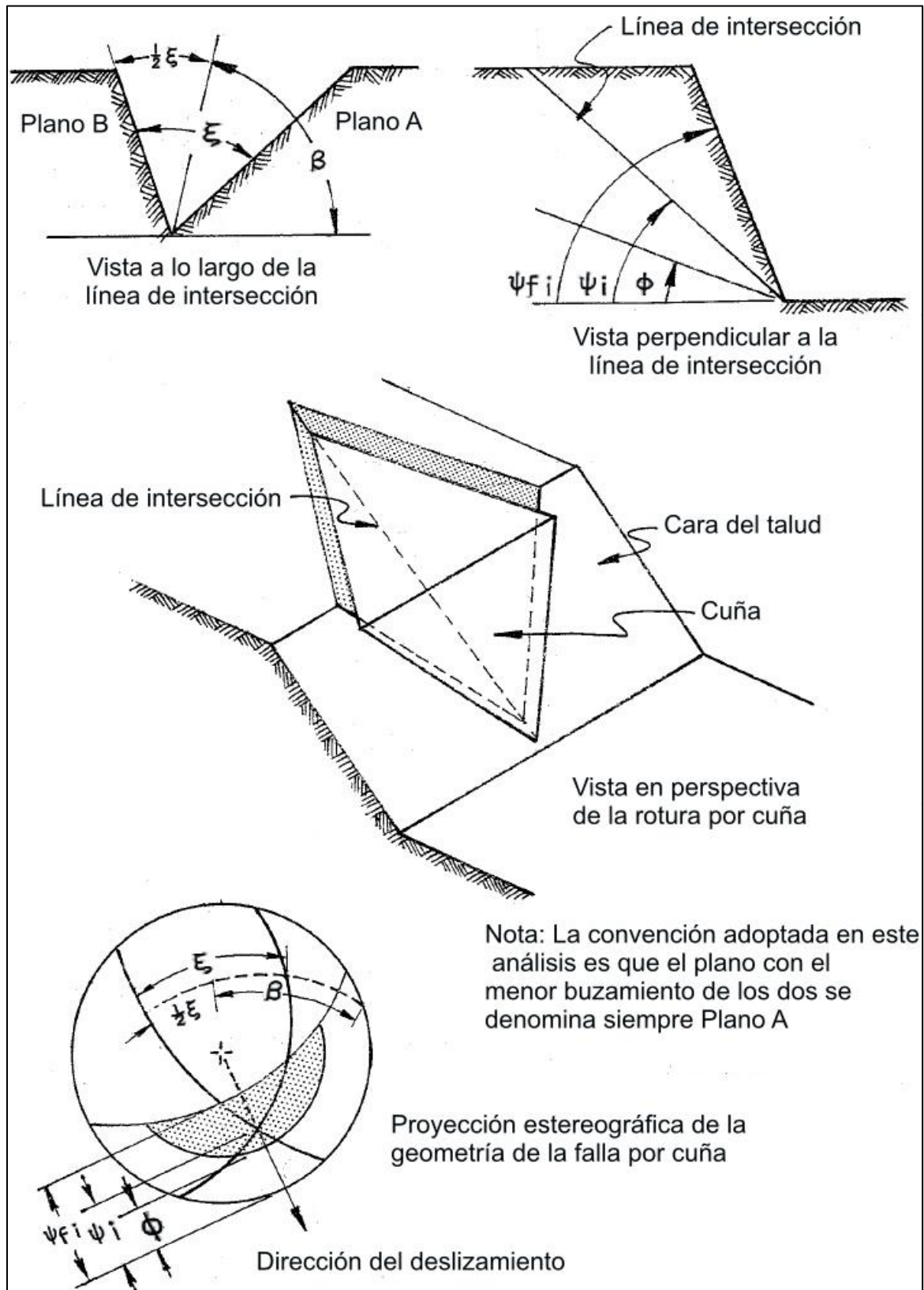
2.2.2.4.4 Rotura por cuñas

La rotura por cuña es uno de los mecanismos de falla más frecuentes en taludes rocosos, se produce cuando un bloque de roca con forma de cuña, delimitado por la intersección de dos o más planos de discontinuidad (pueden ser juntas, fallas o planos de estratificación), se vuelve inestable y se desliza o vuelca, la viabilidad de este tipo de rotura depende directamente de la orientación de estas discontinuidades en relación con la cara del talud y las fuerzas de fricción (Smith & Arnhardt, pp. 2025-2016).

Calcular el factor de seguridad resulta más complicado que en el caso de falla planar, ya que requiere un análisis tridimensional, esto implica considerar un mayor número de variables angulares en la caracterización geométrica del problema. La obtención del factor de seguridad es más compleja que en el caso de rotura planar debido a que el cálculo ha de hacerse en tres dimensiones, entrando en la caracterización geométrica del problema un número mayor de variables angulares, tales como el buzamiento y la dirección del buzamiento. El análisis de rotura por cuña, se hace en referencia a la Figura 23 (Hoek & Bray, 1981, p. 199)

Figura 23

Geometría de la falla por cuña.



Nota. Tomado de *Rock Slope Engineering* (p.201), por E. Hoek y J.W. Bray, 1981.

Según Hoek y Bray (1981, p. 202), la condición que hace posible el deslizamiento por cuña es:

$$\varphi < \Psi_i < \Psi_{fi} \quad (22)$$

Dónde:

φ : ángulo de fricción

Ψ_i : ángulo de inclinación correspondiente a la línea de intersección, su dirección corresponde a la dirección del deslizamiento.

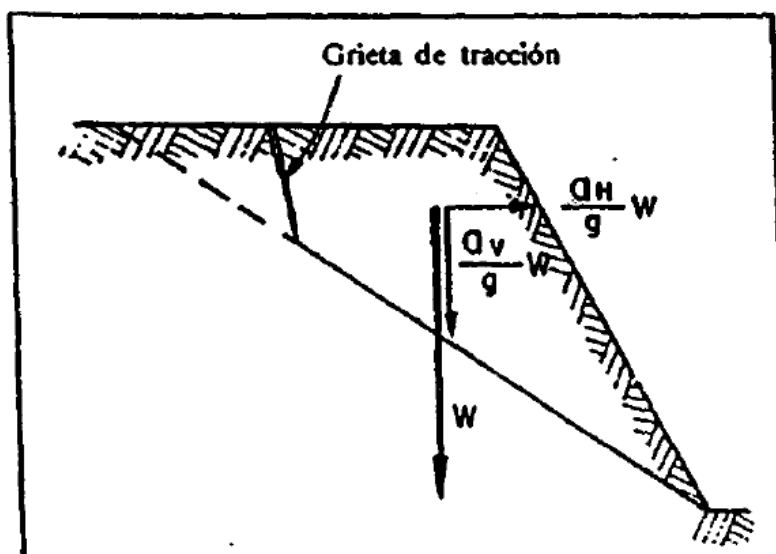
Ψ_{fi} : ángulo de inclinación del talud

Esta condición se da cuando el punto de intersección de los círculos máximos de ambas familias de discontinuidades se encuentra fuera del círculo máximo que representa el talud.

Una vez que se ha verificado que la falla por cuña es cinemáticamente posible, se procede al cálculo del factor de seguridad para la rotura por cuñas, la cual, se hará siguiendo la metodología propuesta por el IGME (1986, p. 213), este enfoque, fundamentado en los principios establecidos por Hoek y Bray (1981), tiene la bondad de integrar en una sola expresión los efectos de las fuerzas sísmicas y la presión de agua intersticial, las cuales actúan en el talud según la Figura 24 y Figura 25.

Figura 24

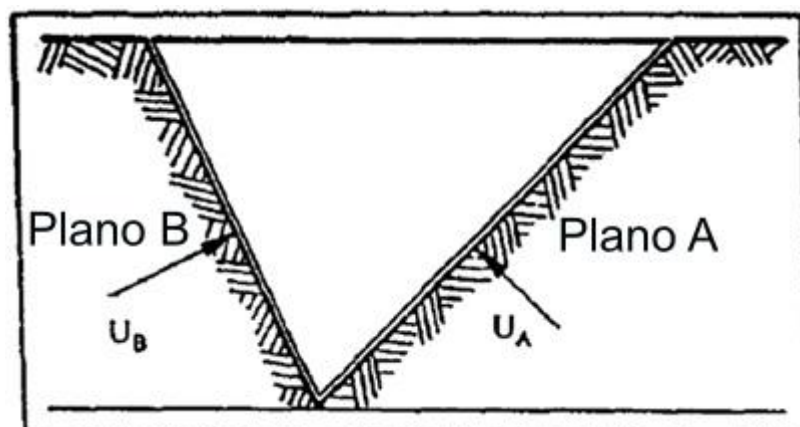
Efectos del terremoto sobre la dovela - Sección vertical



Nota. Tomado de *Manual de Taludes* (p.213), por Instituto Geológico y Minero de España, 1987.

Figura 25

Fuerza resultante de las presiones intersticiales ejercidas en los planos A y B – Sección perpendicular a la línea de intersección de la cuña.



Nota. Adaptado de *Manual de Taludes* (p.213), por Instituto Geológico y Minero de España, 1987.

Donde:

U_A, U_B = Resultante de las presiones intersticiales normales a los planos A y B.

V: fuerza resultante de las presiones intersticiales en el plano correspondiente a la grieta de tracción (en caso de existir) actúa normalmente a este.

$W_V = W(1+a_V/g)$. Fuerza en dirección vertical generada por la influencia del sismo y el peso de la cuña.

$W_H = W(a_H/g)$. Fuerza en dirección horizontal generada por la influencia del sismo

El factor de seguridad para la rotura por cuña se define como el cociente entre la resistencia total al corte que puede ser desarrollada a lo largo de los planos de falla y la fuerza motriz resultante que actúa en la dirección del deslizamiento IGME (1986, p. 213). Cuyo valor queda definido por:

$$FS = \frac{c'_A A_A + c'_B A_B + N_A \tan \phi'_A + N_B \tan \phi'_B}{F_D} \quad (23)$$

Siendo:

$N_A = W_{VA} - W_{HA} - U_A - V_A$. Reacción efectiva normal actuando sobre el plano A.

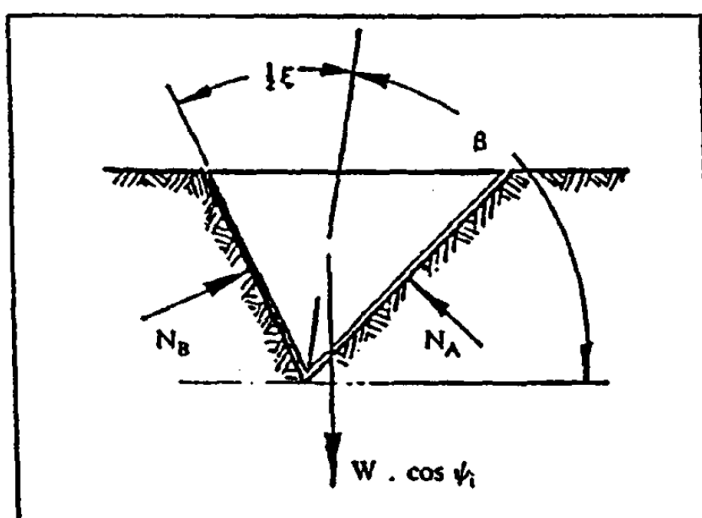
$N_B = W_{VB} - W_{HB} - U_B - V_B$. Reacción efectiva normal actuando sobre el plano B.

$F_D = W_{VD} - W_{HD} - V_D$. Resultante de las componentes de las fuerzas que buscan generar el deslizamiento, actuando en la dirección del deslizamiento.

En la Figura 26 se muestra la distribución de las fuerzas normales N_A y N_B que actúan sobre los planos de discontinuidad que conforman la cuña potencial de falla, mientras que en referencia a la Figura 23, la fuerza resultante F_D , se desarrolla a lo largo de la línea de intersección de los planos A y B, formando un ángulo ψ con la horizontal.

Figura 26

Representación de las fuerzas normales N_A y N_B actuantes sobre los planos de la cuña de un talud.



Nota. Adaptado de de *Manual de Taludes* (p.215), por Instituto Geológico y Minero de España, 1987.

2.2.2.4.5 Análisis sísmico de taludes

Para el análisis de estabilidad, la acción de un sismo sobre un talud puede representarse de manera simplificada, una práctica común es realizar una simulación cuasi-estática de las cargas sísmicas, donde el efecto dinámico se idealiza como un conjunto de fuerzas estáticas equivalentes, tanto horizontales como verticales, aplicadas sobre el centroide de la masa de suelo potencialmente inestable. Este enfoque es de sencilla implementación y se considera adecuado para la mayoría de las aplicaciones en el diseño geotécnico (Cheng & Lau, 2014, p. 42)

-Análisis pseudoestático

El análisis pseudoestático, sigue un procedimiento común a los métodos de equilibrio límite, pero con la diferencia de que incorpora fuerzas pseudoestáticas, tanto horizontales como verticales, generadas por el evento sísmico (Suárez, 2009, p. 297).

En el análisis de estabilidad de taludes bajo condiciones sísmicas mediante el método de equilibrio límite, se aplica una fuerza sísmica horizontal en el centroide de

cada dovela del suelo, esta fuerza se calcula como el producto del coeficiente sísmico y el peso de la rebanada, con valores del coeficiente que varían típicamente de 0 a 0.4 o superiores, según la ubicación geográfica (Huang, 2014, p. 36). La fuerza sísmica se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$F = C_s W_i \quad (24)$$

Donde:

F = Fuerza sísmica

C_s = Coeficiente sísmico, que depende de la localización geográfica

W_i = Peso de la dovela

En el análisis pseudoestático de estabilidad de taludes, el coeficiente sísmico adoptado suele ser una fracción de la aceleración máxima del terreno (PGA), ya que las fuerzas sísmicas son de corta duración y de carácter cíclico, alternando rápidamente su dirección, aunque el factor de seguridad pueda descender temporalmente por debajo de la unidad durante el sismo, el breve intervalo en que esto ocurre del orden de milisegundos generalmente no es suficiente para provocar la falla del talud, siempre que este sea capaz de soportar deformaciones limitadas sin colapsar, por esta razón, la práctica geotécnica recomienda utilizar coeficientes sísmicos horizontales equivalentes a entre 1/3 y 1/2 de la aceleración máxima esperada (Suárez, 2009, pp. 298-299).

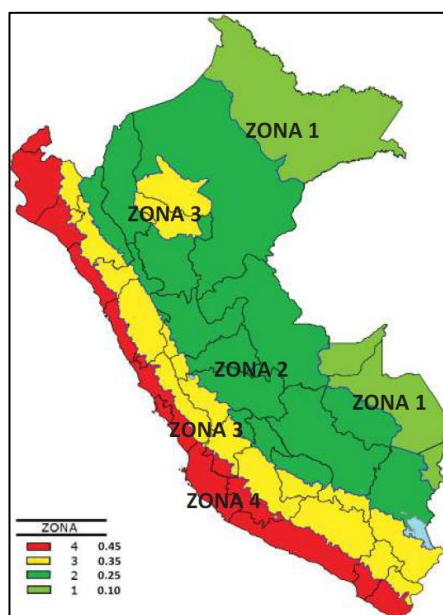
-Zonificación sísmica

El peligro sísmico en Perú se define mediante un sistema de zonificación geográfica que clasifica el territorio nacional en cuatro áreas de amenaza, como se ilustra en la Figura 27, esta zonificación se basa en un análisis de la sismicidad registrada, en base a las características de los movimientos del suelo y la información neotectónica, a cada una de estas zonas se le asigna un factor "Z" que representa la

aceleración máxima horizontal (PGA), permitiendo así cuantificar el nivel de amenaza en función de la ubicación de la zona de estudio (MVCS, 2018).

Figura 27

Zonas sísmicas



Nota. Tomado de *Modifican la Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones* (p.04), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018.

2.3 Definición de términos básicos

Análisis geotécnico de taludes: Consiste en examinar los deslizamientos de tierra para identificar sus causas, evaluar su impacto y diseñar medidas de control o prevención, integrando conocimientos de geotecnia y disciplinas relacionadas para mitigar riesgos en entornos montañosos y tropicales (Suárez, 2009).

Criterio de rotura de Hoek-Brown: Es un sistema utilizado para caracterizar las propiedades geomecánicas que definen el comportamiento de un macizo rocoso (Hoek et al., 2002).

Deslizamientos: Son movimientos de ladera en los que una masa de suelo o roca experimenta un desplazamiento por cortante a lo largo de una o varias superficies de

falla claramente identificables o dentro de una zona estrecha, el cual puede ser de tipo rotacional o traslacional, una distinción que afecta los métodos de análisis y las medidas de control (Huang, 2014).

Dips: Herramienta desarrollada para realizar análisis interactivos de datos geológicos basados en su orientación. Este programa incluye un amplio conjunto de funciones que permite abordar diversas aplicaciones y está pensado tanto para principiantes o usuarios ocasionales como para expertos en proyección estereográfica que buscan aprovechar herramientas más sofisticadas en el estudio de datos geológicos (Rocscience Inc., 2002)

Discontinuidades: Las discontinuidades en los macizos rocosos representan cualquier tipo de superficie o plano que interrumpe la uniformidad y cohesión de la roca intacta, como fracturas, juntas o fisuras; estos elementos actúan como zonas de debilidad que pueden influir decisivamente en los mecanismos de falla de un talud, ya sea en rocas sólidas o alteradas por meteorización, al facilitar deslizamientos o rupturas a lo largo de dichas interrupciones (Suárez, 2009).

Factor de seguridad: es una medida fundamental en el análisis de estabilidad de taludes, que se define como la relación entre la resistencia al corte del suelo a lo largo de una superficie de falla potencial y el esfuerzo cortante que actúa sobre esa misma superficie, el cual representa la proporción entre las fuerzas que resisten el deslizamiento y las que lo provocan, indicando el margen de seguridad que posee el talud antes de alcanzar el estado de falla inminente (Huang, 2014).

Fallamiento: Es un fenómeno principalmente físico, en el que actúa un factor desencadenante, donde las condiciones de deformación y esfuerzo desempeñan un papel crucial. En la mayoría de los casos, las fallas no ocurren de manera instantánea, sino

que se desarrollan a lo largo de un período de tiempo que puede variar desde minutos hasta años (Suárez, 2009).

Índice de resistencia geológica GSI: Es una herramienta empleada para describir las propiedades geomecánicas de los macizos rocosos (Hoek y Brown, 2018).

Macizo rocoso: Es un medio discontinuo formado principalmente por bloques sólidos separados por discontinuidades. Partiendo de esta descripción, se puede inferir que las propiedades de esfuerzo-deformacionales de los macizos rocosos presentan una naturaleza anisotrópica (IGME, 1987).

Método de equilibrio límite: Es un enfoque ampliamente utilizado en el análisis de estabilidad de taludes que evalúa el equilibrio estático de una masa de suelo justo en el momento de la falla a lo largo de una superficie de deslizamiento predefinida, dado que el problema es estáticamente indeterminado, el método requiere suposiciones sobre las fuerzas internas para alcanzar una solución (Cheng, 2014).

RocData: Es una herramienta de software diseñada para calcular los parámetros de resistencia del suelo y la masa rocosa a partir de datos obtenidos en análisis triaxiales o pruebas de corte directo realizadas en campo o laboratorio. El programa permite ajustar los resultados al criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb, así como a tres criterios no lineales de falla: Hoek-Brown, Barton-Bandis y Power Curve (Rocscience Inc., 2004).

Slide: Es un software de análisis 2D diseñado para calcular el factor de seguridad en taludes, considerando superficies de falla que pueden ser circulares o no circulares, tanto en pendientes de suelo como de roca (Rocscience Inc., 2002).

Talud: Llamado también ladera, es una extensión de terreno que no es horizontal, sino que tiene inclinación o variaciones notables en su altitud (Suárez, 2009).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Ubicación de la zona de estudio

3.1.1 Ubicación geográfica

El área de estudio se encuentra ubicada en la sierra norte del Perú, en la carretera San Pablo – Cajamarca, Ruta N° CA-1277 (Red Vial Vecinal), la cual se encuentra ubicada al NE de la ciudad de San Pablo, según la Figura 28, los puntos de inicio y fin se encuentran entre las siguientes coordenadas del sistema UTM WGS-84, zona 17 Sur.

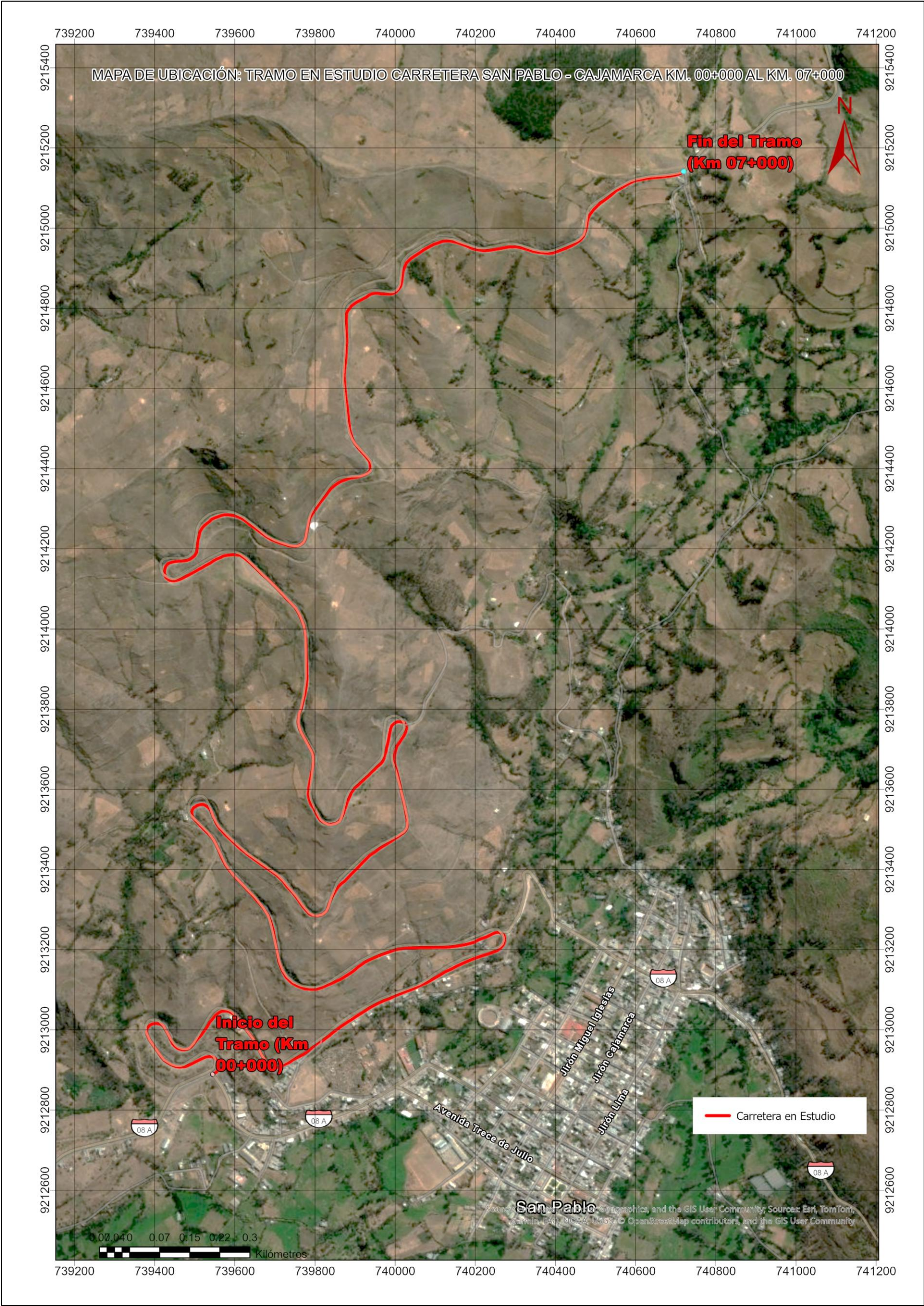
Tabla 10

Coordenadas UTM - WGS 84

Tramo	Este	Norte	Cota (m.s.n.m.)
Inicial (Km. 00+000)	739544.50	9212892.16	2344
Final. (Km 07+000)	740702.21	9215137.47	2816

Figura 28

Tramo en estudio: Carretera San Pablo - Cajamarca Km. 00+000 al Km. 07+000



Nota. Impreso del software *ArcGIS Pro* (Versión 3.4.1), realizado el día: 12/10/2025.

3.1.2 Ubicación política

La investigación se desarrolló en el Perú, departamento de Cajamarca, provincia de San Pablo, distrito de San Pablo (Ver apéndice C: Planimetría - Plano de Ubicación U-01)

Tabla 11

Ubicación política de la zona de estudio

Ubicación	
Departamento/Región	Cajamarca
Provincia	Cajamarca
Distrito	Cajamarca

Geográficamente el tramo en estudio se encuentra entre las siguientes coordenadas del sistema UTM WGS-84, zona 17 Sur.

3.1.3 Clima

En San Pablo, los veranos se caracterizan por ser breves, agradables, nublados y mayormente húmedos, mientras que los inviernos son igualmente cortos, frescos, secos y con algo de nubosidad. A lo largo del año, las temperaturas suelen oscilar entre los 8 °C y los 21 °C, siendo poco común que desciendan por debajo de los 7 °C o superen los 24 °C (Weather Spark 2024).

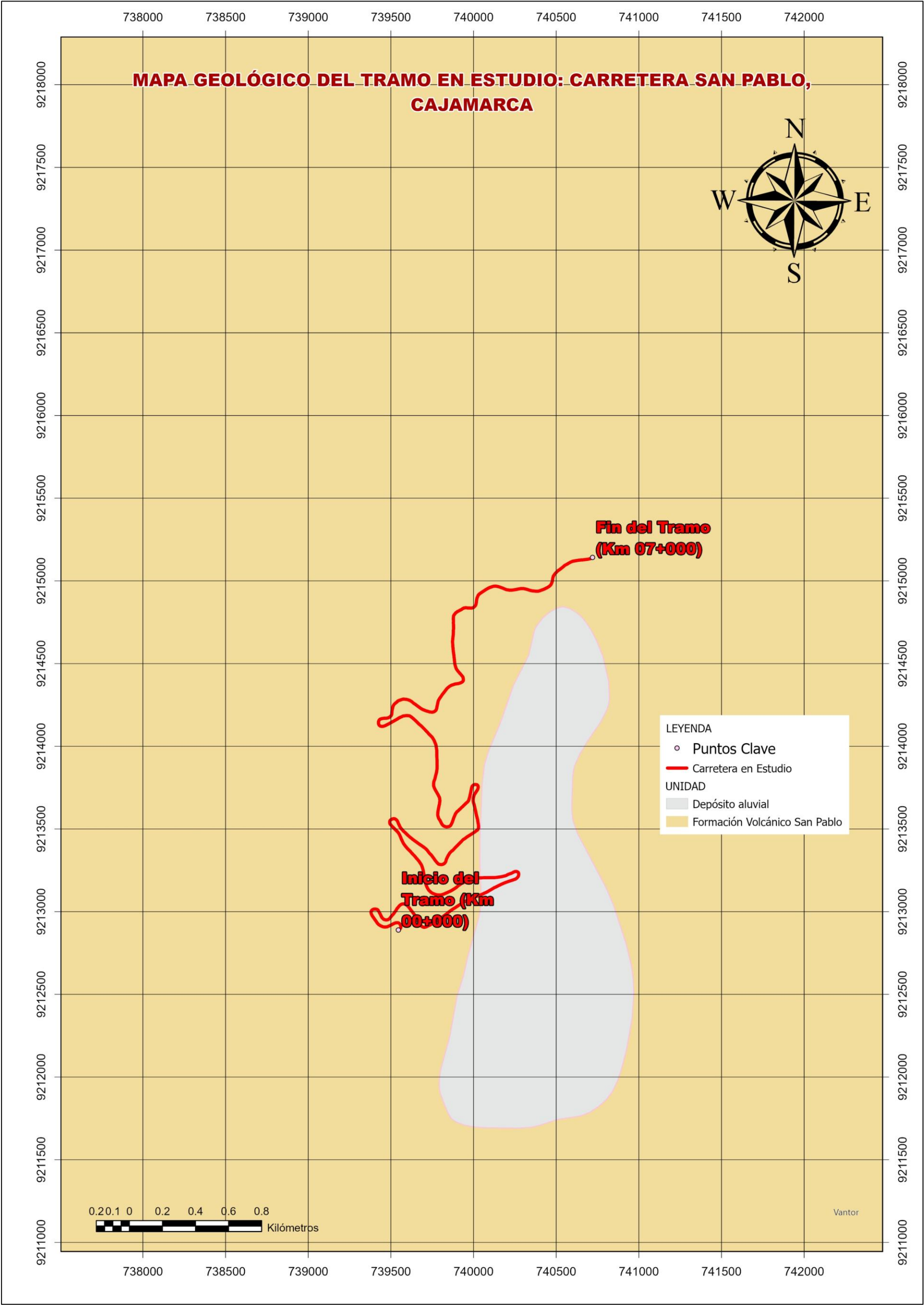
3.1.4 Geología

Como puede verse en la Figura 29, la zona de estudio abarca la formación geológica Volcánico San Pablo (Ti-vsp).

Según el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET, 1998), la formación geológica Volcánico San Pablo (Ti-vsp) se encuentra en las cercanías del pueblo de San Pablo y al noreste de San Miguel y se compone por gruesos mantos de

rocas volcánicas con intercalaciones con areniscas rojizas en la base, y en la parte superior, presenta una considerable secuencia de piroclásticos y aglomerados, junto al Volcánico Chilete (Ti-vch), forma el Grupo Calipuy, el cual se caracteriza por tener una composición predominante de roca dacita y, en menor proporción, de andesita.

Figura 29
Mapa geológico del tramo en estudio: carretera San Pablo - Cajamarca



Nota. Impreso del software *ArcGIS Pro* (Versión 3.4.1), realizado el día: 12/10/2025.

3.2 Época de la investigación

La presente investigación se llevó a cabo en el mes de octubre del 2024.

3.3 Tipo, nivel, diseño y método de investigación

3.3.1 Tipo de investigación

Según su propósito: La investigación es del tipo *aplicativa*, puesto que se midieron las características in situ de los taludes mediante conocimientos existentes, a fin de pronosticar su comportamiento.

Según su profundidad: La investigación es del tipo *descriptiva*, ya que se centra en describir y cuantificar la condición de estabilidad de los taludes a partir del análisis geotécnico y el cálculo del factor de seguridad, sin manipular variables ni intervenir directamente en la realidad.

Según la naturaleza de los datos: La investigación es del tipo *cuantitativa*, puesto que se recolectaron, analizaron y procesaron datos numéricos referentes a los taludes evaluados, a fin de explicar su comportamiento.

Según la manipulación de las variables: La investigación es del tipo **no experimental**, ya que los taludes evaluados no se seleccionan de manera aleatoria ni se ejerce control total sobre las variables de estudio, se trata de un estudio observacional donde se recolectan datos de condiciones existentes en el entorno natural, sin alterar variables ni intervenir en el fenómeno, permitiendo identificar la forma en que las variables independientes (parámetros de resistencia cortante, características geométricas y condiciones de saturación) se relacionan con la variable dependiente (la estabilidad de los taludes, evaluada a través del factor de seguridad).

Según el periodo de recolección de datos: Es una investigación de *corte transversal (o transeccional)*, debido a que la recolección de muestras de campo, el levantamiento topográfico y la medición de datos se realizaron en un momento único y determinado (octubre de 2024).

3.3.2 Nivel de investigación

La investigación es de nivel **descriptivo**, debido a que se orienta a medir, caracterizar y detallar las condiciones geotécnicas y geométricas de los taludes, así como a cuantificar su estabilidad mediante el cálculo del factor de seguridad, sin establecer relaciones estadísticas de correlación entre variables.

3.3.3 Diseño de investigación

La investigación siguió un diseño **cuantitativo**, puesto que se recopilaron, procesaron y analizaron datos numéricos acerca de los taludes, con la finalidad de comprobar la hipótesis. Para llevar a cabo este diseño, el proceso metodológico se estructuró en las siguientes tres etapas principales:

3.3.3.1 Fase de campo

Consistió en el reconocimiento del tramo de estudio para identificar y seleccionar las estaciones críticas, en esta etapa se realizó el levantamiento topográfico mediante fotogrametría con dron, el mapeo geológico-estructural para caracterizar el macizo rocoso y la recolección de muestras alteradas e inalteradas de los taludes conformados por suelo.

3.3.3.2 Fase de laboratorio

Las muestras recolectadas fueron analizadas para determinar sus propiedades geotécnicas; se realizaron ensayos para obtener sus características físicas

(granulometría, humedad, límites de Atterberg) y sus parámetros de resistencia al corte (ensayo de corte directo).

3.3.3.2 Fase de gabinete

En esta etapa final, se procesaron los datos obtenidos en campo y laboratorio para crear los modelos geotécnicos de cada talud; posteriormente, se ejecutaron los análisis de estabilidad para cinco escenarios de carga mediante software especializado (Slide, Swedge), utilizando métodos de equilibrio límite (Spencer y Bishop Simplificado) para calcular el factor de seguridad (FS), interpretar los resultados y validar la hipótesis.

3.3.4 Método de investigación

Se siguió el método *hipotético-deductivo*, puesto que se validó la hipótesis planteada, en base a la teoría existente de estabilidad de taludes mediante principios deductivos.

3.4 Población, muestra, unidad de análisis y unidad de observación

3.4.1 Población

Taludes inestables de la carretera San Pablo – Cajamarca.

3.4.2 Muestra

Taludes inestables de la carretera San Pablo – Cajamarca, tramo Km. 00+000 al Km. 07+000.

3.4.3 Unidad de análisis

Inestabilidad de taludes

3.4.4 Unidad de observación

Talud inestable.

3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1 Técnicas de recopilación de información

En cuanto a las formas generales en las técnicas de investigación:

Se utilizó la técnica de **observación directa** para la recopilación de información primaria in situ, esta técnica fue fundamental para la selección de las cuatro estaciones de estudio, permitiendo identificar visualmente los taludes con mayores signos de inestabilidad, tales como escarpes, grietas y acumulación de material desprendido. Asimismo, esta técnica abarcó la realización de levantamientos de información geológica y geotécnica como la medición de las características estructurales del macizo rocoso y la extracción de muestras de suelo y roca para su posterior análisis.

De forma complementaria, se empleó la técnica de **revisión documental** para recolectar información de fuentes secundarias que permitieron contextualizar el problema de estudio, consistió en la consulta de antecedentes de investigación, mapas geológicos del INGEMMET, normativas técnicas como la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, y bibliografía especializada para fundamentar el marco teórico, la información obtenida fue consignada en los instrumentos de recolección de datos, como las fichas de inventario de taludes.

En cuanto a los tipos de técnicas de investigación:

Se aplicaron **técnicas cuantitativas**, pues se transformaron los datos obtenidos en campo y laboratorio a valores que permitan determinar la validez de la hipótesis, mediante *estudios causales comparativos retrospectivos*, ya que se analizó el problema cuando ya han ocurrido los efectos.

Inicialmente se aplicaron **técnicas cualitativas**, intentando explicar los fenómenos estudiados, mediante la *observación directa*.

3.5.2 Instrumentos de recolección de datos

Se utilizaron fichas de inventarios de taludes, fichas de registro geológico – geotécnico, tablas de caracterización de macizos rocosos y cuadros de factor de alteración del criterio de rotura de Hoek-Brown. Los formatos y datos recopilados en las fichas de inventario para cada estación se detallan en el **Apéndice A**.

3.6 Equipos y materiales utilizados

3.6.1 Equipos

- Equipo topográfico (Dron modelo: MAVIC 3 ENTERPRISE (3E)).
- Equipo de mecánica de suelos (Equipo para ensayo de corte directo, Juego de tamices 3'', 2'', 1 1/2'', 1'', 3/4'', 1/2'', 1/4'', N° 4, N° 10, N° 20, N° 30, N° 40, N° 60, N° 100, N° 200 con base, copa de Casagrande, ranurador metálico, espátula estufa con control de temperatura, taras identificadas, balanzas, molde cilíndrico de acero de 4 cm. de diámetro y 6 cm. de altura.)
- Celular (Para toma de fotografías y orientación con ayuda del GPS incorporado, mediante la toma de coordenadas UTM configuradas en el sistema WGS 84, Zona 17 Sur).
- Laptop.
- Impresora.
- Camioneta Pick Up 4x4.
- Wincha metálica.
- Martillo
- Eclímetro
- Brújula

3.6.2 Materiales

- Muestras de suelo inalteradas.
- Muestras de suelo alteradas.
- Muestra de suelo seca que pasa la malla N° 40.
- Muestras de roca.
- Impresiones, fotocopias.
- Útiles de escritorio.

3.6.3 Software

- *AutoCad Civil 3D 2022, ArcGIS Pro V. 3.4.1, Dips v7.0., RocData v4.0., Slide v6.0., Swedge v4.0., LOADCAP v2018.26.2.845.*

3.7 Procedimiento

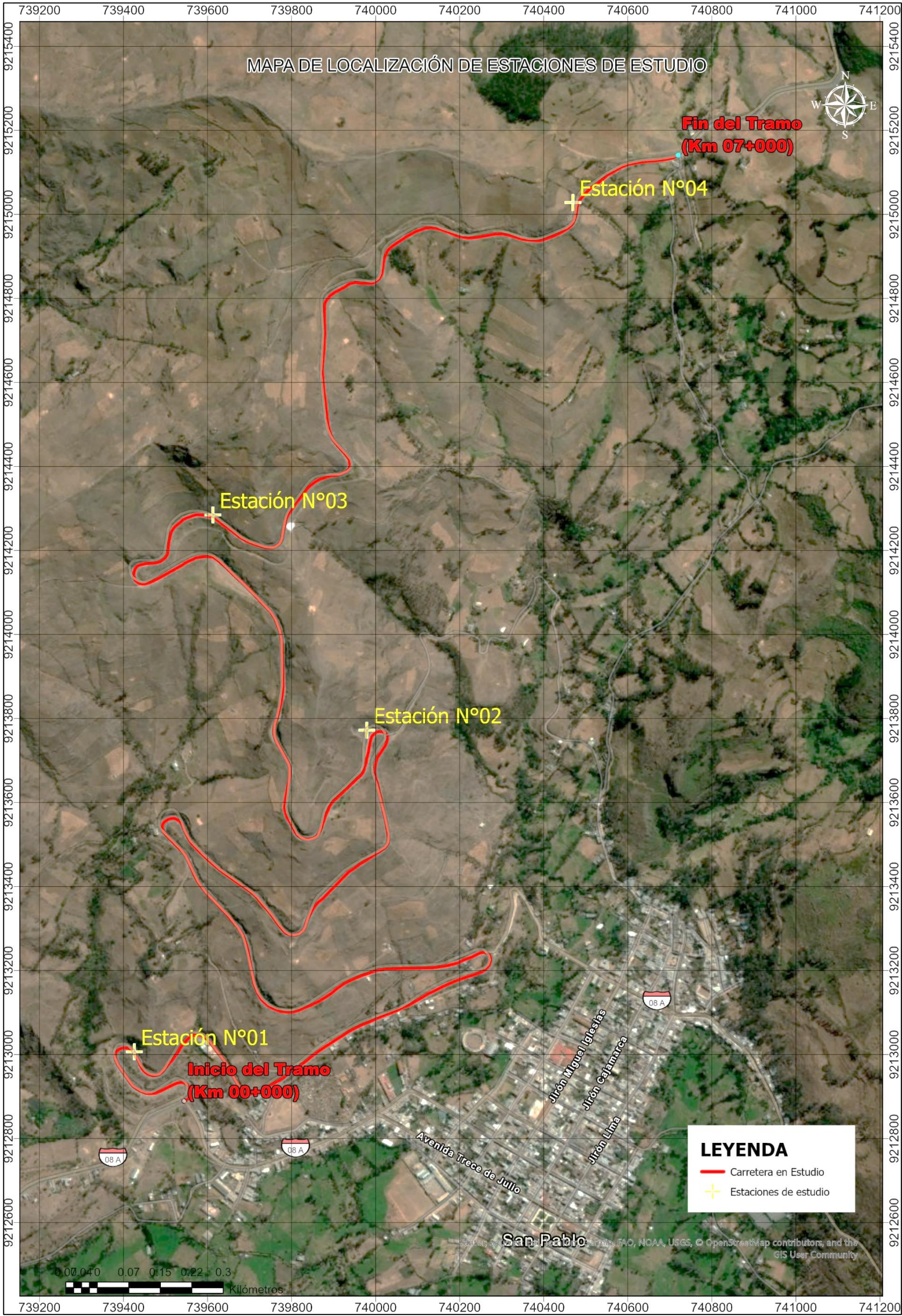
Una vez determinada el área de estudio y la existencia de problemas de inestabilidad de taludes, la realización del análisis geotécnico se realizó en tres fases de estudio, en función a la ubicación y naturaleza de los procedimientos a emplear.

3.7.1 Fase de campo

-Determinación de las estaciones de estudio

Para la presente investigación se ubicaron 4 estaciones de estudio, en el tramo de mayor inestabilidad en la vía, tomando como criterio de selección no probabilístico, la observación directa, identificando los taludes que presenten mayor inestabilidad, evidenciados por presencia de escarpes y material desprendido en la cabeza y cuerpo del talud; así como por la señalización vertical que indica zonas de deslizamientos. Las estaciones seleccionadas se presentan en la Figura 30.

Figura 30
Localización de estaciones de estudio



Nota. Impreso del software *ArcGIS Pro (Versión 3.4.1)*, realizado el día: 12/10/2025.

Las estaciones seleccionadas, están ubicadas en las siguientes coordenadas UTM, sistema WGS 84, Zona 17 Sur:

Tabla 12

Coordenadas UTM de las estaciones de estudio

Coordenadas UTM - WGS 84 (Zona 17S)				
Estación	Progresiva	Este	Norte	Cota (m.n.s.nm.)
E-N°01	Km. 00+340	739425.74	9213006.70	2364
E-N°02	Km. 03+560	739979.12	9213772.29	2611
E-N°03	Km. 05+120	739612.90	9214284.58	2729
E-N°04	Km. 06+710	740469.49	9215028.37	2836

Con la finalidad de obtener las características geométricas de los taludes evaluados, se realizó el levantamiento topográfico mediante el empleo de un dron modelo: Mavic 3 Enterprise (3E), el cual, a partir de ortofotos captadas en superficies predefinidas, puede generar data planimétrica y altimétrica generando una superficie, permitiendo así obtener secciones transversales de los taludes evaluados. Las ortofotos generadas a partir de este levantamiento para cada estación, se presentan en el Apéndice B: Panel fotográfico.

En base a la superficie obtenida en el levantamiento topográfico, se obtuvieron las características geométricas de las secciones transversales críticas de los taludes evaluados. (Ver planos en planta y de secciones transversales en Apéndice C).

Tabla 13

Características geométricas de los taludes evaluados

Estación	Progresiva de sección transversal	Altura H (m)	Inclinación $\beta(^{\circ})$	Ángulo de corona ($^{\circ}$)
Estación N° 01	00+340	31.55	52.56°	22.62°
Estación N° 02	03+560	39.85	51.00°	33.36°
Estación N° 03	05+120	53.83	38.39°	30.54°
Estación N° 04	06+710	13.85	48.23°	27.75°

-Obtención de muestras y reconocimiento de material en taludes

Mediante un reconocimiento in situ, se determinó que en Estación N° 01 es un talud conformado por un manto rocoso de naturaleza volcánica propio de la formación geológica Volcánico San Pablo (Ti-vsp) cuyo basamento rocoso está conformado principalmente por andesita meteorizada.

Se estimó el índice RQD utilizando el método indirecto propuesto por Priest & Hudson (1976), según la Ecuación (10), en base al número promedio de discontinuidades por metro halladas en una línea de exploración trazada en la superficie del macizo rocoso.

Tabla 14*Cálculo del índice RQD*

N° discontinuidades	L (m)	λ	$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1)$
133	5	26.6	25.60

Debido al estado avanzado de meteorización del macizo rocoso, no fue posible moldear un espécimen paralelepípedo para la realización de ensayos convencionales, por lo que la resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta fue estimada de manera indirecta, según la Tabla 5 propuesta por Marinis y Hoek (2001), en base a golpes de martillo in situ.

Tabla 15

Resistencia a compresión uniaxial de roca estimada en campo

Grado	Término	Estimación de la fuerza en campo	Resistencia a la compresión uniaxial estimada (MPa)
R3	Medianamente fuerte	No se puede raspar ni pelar con una navaja de bolsillo, la muestra se puede fracturar con un solo golpe de martillo geológico.	25

En las estaciones N° 02, N° 03 y N° 04, se corroboró que el material conformante de los taludes es suelo, por lo que se procedió a la extracción de muestras alteradas (Tipo Mab) e inalteradas (Tipo Mib), realizando una excavación o calicata por talud, la cual se ubicó estratégicamente sobre la pendiente a 1.5 metros aproximadamente sobre el pie, puesto que se verificó la homogeneidad del material, confirmada visualmente en el único perfil expuesto tanto en el talud como en los escarpes superiores. Geotécnicamente, esta ubicación es crucial, ya que la superficie de falla circular más probable atraviesa esta zona, garantizando que la muestra represente los parámetros de resistencia que gobiernan la estabilidad global; por lo tanto, se consideraron redundantes excavaciones adicionales, considerando que, en dicha ubicación, se obtienen datos representativos y conservadores de manera eficiente. Adicionalmente, se realizó la extracción de muestras mediante moldes cilíndricos de acero para la determinación de la densidad húmeda (Ver apéndice B: Panel fotográfico).

-Levantamiento estructural geológico

Una vez identificados y clasificados los materiales presentes en los taludes, y corroborado que el material del talud en la Estación N° 01 corresponde a un macizo rocoso, se procedió a realizar el levantamiento estructural geológico con ayuda de un eclímetro y brújula de dos familias de discontinuidades, determinando su buzamiento y

dirección del buzamiento, las cuales interactúan con las características geométricas del talud determinabas en base al levantamiento topográfico, lo que permite determinar las características estructurales de la formación, así como sus posibles mecanismos de inestabilidad.

Tabla 16

Orientación de discontinuidades y talud – Estación N° 01

Plano	Buzamiento (°)	Dirección del buzamiento (°)
Familia 1	46	282
Familia 2	57	176
Talud	53	233
Parte superior del talud	23	233

3.7.2 Fase de laboratorio

Las muestras obtenidas fueron trasladadas al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de Cajamarca para la realización de los ensayos que permitan obtener las propiedades geotécnicas de los suelos, los cuales fueron realizados bajo el seguimiento del asesor de tesis y del técnico encargado del laboratorio. Los ensayos realizados fueron:

3.7.2.1 Ensayos de mecánica de suelos con muestras alteradas tipo Mab

Las muestras alteradas en bolsas de plástico (Mab) se transportaron al laboratorio selladas para mantener inalterada la humedad y la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo, las cuales, se utilizaron para realizar los siguientes ensayos (Ver apéndice D: Ensayos de laboratorio).

-Ensayo de contenido de humedad (NTP 339.127)

Tabla 17

Contenido de humedad

Calicata	Profundidad (m)	Contenido de humedad w(%)
Estación N° 02	1.5	8.96
Estación N° 03	1.5	25.13
Estación N° 04	1.5	22.34

-Análisis granulométrico (NTP 339.128)

Tabla 18

Análisis granulométrico

Calicata	Profundidad (m)	Porcentaje que pasa (%)		
		Tamiz N° 4 (4.75 mm)	Tamiz N° 40 (0.425 mm)	Tamiz N° 200 (0.075 mm)
Estación N° 02	1.5 m.	45.1	14.1	10.1
Estación N° 03	1.5 m.	83.5	43.7	32.9
Estación N° 04	1.5 m.	92.8	31	15.9

-Límite líquido y límite plástico (NTP 339.129)

Tabla 19

Límites de Atterberg

Calicata	Profundidad	Límites de Atterberg		
		Límite líquido	Límite plástico	Índice de plasticidad
Estación N° 02	1.5 m.	32.00%	23.00%	9.00%
Estación N° 03	1.5 m.	62.00%	30.00%	32.00%
Estación N° 04	1.5 m.	29.00%	24.00%	5.00%

3.7.2.2 Ensayos de mecánica de suelos con muestras inalteradas tipo Mib

Las muestras inalteradas en bloque tipo (Mib) se transportaron al laboratorio según lo estipulado en la NTP 339.151 con la finalidad de conservar las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento de ser realizado el muestreo, con las cuales se realizaron los siguientes ensayos (Ver apéndice D: Ensayos de laboratorio).

-Ensayo de corte directo (NTP 339.171)

Tabla 20

Ensayo de corte directo

Calicata	Profundidad	Parámetros de resistencia cortante	
		Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de fricción interna (°)
Estación N° 03	1.5 m.	0.41	22.95
Estación N° 04	1.5 m.	0.29	43.30

3.7.2.3 Ensayos de densidad húmeda por método volumétrico

Con la finalidad de determinar la densidad húmeda de los suelos conformantes de los taludes evaluados, se realizó el muestreo mediante moldes cilíndricos de acero, los cuales fueron transportados al laboratorio (Ver apéndice D: Ensayos de laboratorio).

Tabla 21

Ensayo de densidad húmeda

Calicata	Profundidad	Densidad húmeda (gr/cm ³)
Estación N° 02	1.5 m.	1.92
Estación N° 03	1.5 m.	1.86
Estación N° 04	1.5 m.	1.98

3.7.3 Fase de gabinete

A partir de la información recopilada en las fases preliminares, se evaluó la estabilidad de los taludes mediante el cálculo del factor de seguridad en base a métodos de equilibrio límite, empleando software especializado según las necesidades del análisis, se aplicaron los métodos de equilibrio límite de Spencer (método preciso), dada su rigurosidad teórica al cumplir con todas las condiciones de equilibrio, a fin de validar los resultados, se usó también el método de Bishop Simplificado (método aproximado), el cual, es ampliamente aceptado en la práctica geotécnica por ofrecer resultados cercanos a métodos más rigurosos (Suárez, 2009).

Los coeficientes sísmicos para el análisis pseudoestático se determinaron según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (MVCS, 2018). Para la zona del estudio, ubicada en el distrito de San Pablo, Cajamarca (Zona sísmica 2), dicha norma en su Anexo II, establece un factor de zona (Z) de 0.25, el cual representa una aceleración máxima en roca (a_g o Peak Ground Acceleration - PGA) equivalente al 25% de la gravedad ($a_g/g = 0.25$). Para obtener los coeficientes sísmicos horizontal (K_h) y vertical (K_v) aplicables al análisis de estabilidad del talud, se utilizó el software LOADCAP de GeoStru, que puede operar bajo la metodología de la norma italiana O.P.C.M. 3274, se ingresó el valor de $Z = a_g/g = 0.25$ y se consideraron factores conservadores de amplificación, factor de suelo $S = 1.0$ (perfil tipo A, roca o suelo rígido) y un factor de amplificación topográfica $S_T = 1.0$ (sin efectos topográficos significativos), los coeficientes calculados mediante el programa LOADCAP son: $K_h = 0.125$ y $K_v = 0.0625$. El software aplica factores de reducción internos, consistentes con la práctica geotécnica para taludes que admiten ciertas deformaciones como los expuestos en (Suárez, 2009), resultando en los coeficientes adoptados para el análisis:

Figura 31

Cálculo de los factores sísmicos K_h y K_v

Nota. Impreso del software *LOADCAP* (versión 2018.26.2.845), realizado el día: 13/12/2024.

El análisis se llevó a cabo considerando cinco condiciones de carga y drenaje distintas, definidas como escenarios de análisis probabilístico, detalladas en la siguiente matriz de evaluación.

Tabla 22

Condiciones de análisis para estabilidad de taludes

Análisis	Caso de carga	Coefficiente sísmico horizontal (K_h)	Coefficiente sísmico vertical (K_v)	Régimen hidrogeológico	Resumen de la condición
I	Situación base	0	0	Ausencia de nivel de agua	Estado seco (esfuerzos totales)
II	Saturación parcial	0	0	Nivel de agua a media altura del estrato crítico	Escenario de precipitación (esfuerzos totales y efectivos)
III	Saturación total	0	0	Superficie del terreno sumergida	Lluvias extremas (esfuerzos efectivos)
IV	Solicitud sísmica pico	0.125	0.063	Sin presencia de agua	Máxima demanda sísmica anticipada
V	Solicitud sísmica y saturación parcial	0.125	0.063	Nivel de agua a media altura del estrato crítico	Combinación de solicitud sísmica y humedad elevada

3.7.3.1 Estación N° 01

Ubicada en la Progresiva 00+340, el talud de la estación de estudio N° 01, mostrado en la Figura 32, está confirmado por un macizo rocoso, constituido por roca volcánica andesita, propia de su formación geológica Volcánico San pablo (Ti-vsp), la cual presenta una estratificación claramente definida, diaclasas, familias de discontinuidades y un grado alto de meteorización.

Visualmente, el macizo presenta signos de inestabilidad activa, manifestados por el desprendimiento constante de fragmentos rocosos de tamaño pequeño a mediano, cuya acumulación de detritos es notoria en la base del talud y cunetas. Esta condición es una consecuencia directa de un alto grado de meteorización que ha reducido la resistencia intrínseca de la andesita, volviéndola erosionable, este proceso se agrava por la configuración estructural adversa, donde la intersección de las familias de discontinuidades y diaclasas favorece la formación de cuñas rocosas. Estos bloques, al perder su trabazón por efecto de la meteorización y la acción del agua en los planos de contacto, se desprenden progresivamente de la cara del talud, constituyendo un peligro latente de caída de rocas sobre la plataforma vial, motivo por el cual se consideró imperativo su análisis detallado.

Figura 32

Fotografía del talud en la Estación N° 01



3.7.3.1.1 Caracterización del macizo rocoso

En base a reconocimiento geológico-geotécnico realizado in-situ, pueden obtenerse las siguientes características geomecánicas del manto rocoso, según la Clasificación Geomecánica de Bieniawski (RMR).

Tabla 23

Determinación del valor RMR (Rock Mass Rating): E-Nº 01

DETERMINACIÓN DEL VALOR DE RMR (ROCK MASS RATING)							
1.- RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA							25 Mpa
Rango de valores (Mpa)	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
Puntaje	15	12	7	4	2	1	0
Valoración:							2
2.- VALOR DE RQD (Rock Quality Index)							42.81%
Rango de valores (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Puntaje	20	17	13	8	3		
Valoración:							8
3.- ESPACIADO DE LAS DISCONTINUIDADES							0.6 - 0.2 m
Rango de valores	>2 m	2 - 0.6 m	0.6 - 0.2 m	0.2 - 0.06 m	<0.06 m		
Puntaje	20	15	10	8	5		
Valoración:							10
4.- CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES							
Longitud de las discontinuidades (persistencia)							2 m
Rango de valores	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	>20 m		
Puntaje	6	4	2	1	0		
Valoración:							2
Separación (apertura)							1 - 5 mm
Rango de valores	Ninguno	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	>5 mm		
Puntaje	6	4	2	1	0		
Valoración:							1
Rugosidad							R
Condición	Muy Rugosa VR	Rugosa R	Ligeramente Rugosa SR	Lisa L	Superficie pulida SK		
Puntaje	6	5	3	1	0		
Valoración:							3
Relleno							Blando < 5 mm
Rango de valores	Ninguno	Duro < 5 mm	Duro > 5 mm	Blando < 5 mm	Blando > 5 mm		
Puntaje	6	4	2	2	0		
Valoración:							2
Meteorización							HW
Condición	No intemperizada UW	Ligeramente intemperizada SW	Moderadamente intemperizada MW	Altamente intemperizada HW	Completamente intemperizada CW		
Puntaje	6	5	3	1	0		
Valoración:							1
5.- CONDICIONES GENERALES DEL AGUA SUBTERRÁNEA							DM
Condición	Completamente Seca CD	Húmeda DM	Mojada WT	Goteo DP	Flujo FW		
Puntaje	15	10	7	4	0		
Valoración:							10
VALOR DE RMR							
RMR				:	39		
J Cond (Condición de las discontinuidades)				:	9		

El valor final del Rock Mass Rating (RMR) obtenido para la Estación N° 01 es de 39, de acuerdo con la clasificación propuesta por Bieniawski (1989), de acuerdo a la Tabla 8, este valor corresponde a un macizo rocoso de Clase IV, calificado como 'Roca de calidad Mala', esta clasificación indica que el macizo posee una baja auto estabilidad,

y parámetros de resistencia bajos, este diagnóstico es coherente con las observaciones de campo, donde se evidenció un desprendimiento constante de fragmentos y un alto grado de meteorización, lo que confirma la baja competencia del macizo rocoso en esta estación.

Adicionalmente, dentro de la misma tabla se determinó el valor de $J_{\text{Cond}} = 9$, que corresponde a la suma de las valoraciones para el parámetro “Condición de las Discontinuidades”, según Bieniawski (1989), este valor numérico sintetiza las características de persistencia, apertura, rugosidad, relleno y meteorización de las juntas del macizo, por lo que puntaje de 9 sobre un máximo de 30 indica una condición de pobre a regular, consistente con el diagnóstico general de “roca mala”. Este parámetro es importante, ya que, como se detalla más adelante, se utilizó directamente como dato de entrada, junto con el RQD, para determinar el Índice de Resistencia Geológica (GSI) en la Tabla 24.

-Determinación del GSI

Las características geoestructurales del macizo rocoso, permiten establecer un registro Geológico – Geotécnico en el que pueda plasmarse la determinación de su GSI, utilizando la gráfica de caracterización del macizo rocoso GSI de la Figura 7.

Tabla 24

Determinación del GSI E-N° 01

REGISTRO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO		
Parámetro	Valor / Descripción	Observaciones
IDENTIFICACIÓN		
Progresiva	00+315	
Coordenadas (WGS-84 17S)	E: 739425.74 / N: 9213006.7	
Cota (msnm)	2364	
Responsable	Lucio A. Sifuentes H.	
DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA		
Litología / Formación	Andesita / Volcánico San Pablo (Ti-vsp)	Afloramiento rocoso en talud de corte.
PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO		
Grado de Meteorización	Altamente Meteorizado	
Condiciones de la superficie (para GSI)	Pobre	
Estructura (para GSI)	Bloques disturbados	
PROPIEDADES GEOTÉCNICAS		
RMR	39	Según Tabla 23
JCond ₈₉	9	Según Tabla 23
RQD	25.60	Según Tabla 14
σ_{ci}	$\sigma_{ci} = 25 \text{ Mpa} \sim 254.93 \text{ kg/cm}^2$	Según Tabla 15
GSI	GSI = 1.5 Jcond + RQD/2 = 1.5x9 + 25.60/2 = 26.30 ~ 26	Según Figura 7

-Determinación de la constante del material para roca intacta m_i

De acuerdo con la Tabla 3, para roca andesita se tiene $m_i=25\pm5$, por su textura de grano fino y menor trabazón cristalina, se seleccionó un valor conservador de **$m_i = 20$** .

-Determinación del factor de disturbancia D

En base a la Figura 6, se seleccionó un valor de **D = 0.7**, el cual corresponde a voladuras de buena calidad, realizadas a pequeña escala en taludes de ingeniería civil.

-Selección del Módulo de Relación (MR)

El Módulo de Relación MR es una constante empírica que depende de las características deformacionales de la roca intacta, según la clasificación de Hoek y Diederichs (2006). En base a dicha clasificación, plasmada en la Tabla 4, para **roca andesita**, se establece un rango de 300-500, dentro del cual, se seleccionó un valor representativo de **MR=400**. El programa RocData V. 4.014, incluye una base de datos en según el trabajo de Hoek y Diederichs (2006) para la selección del valor del MR; a pesar de que dicho valor no interviene directamente en la ecuación del criterio de rotura de Hoek-Brown, el programa RocData lo utiliza para estimar el módulo de deformación del macizo rocoso E_{rm} , este valor es fundamental cuando se desea realizar un análisis de deformaciones del terreno mediante métodos numéricos, como el método de elementos finitos, aplicado en el diseño o evaluación de taludes, túneles o fundaciones.

Figura 33

Determinación del Módulo de Relación (MR) en RocData

Estimate Ei using a Modulus Ratio ($E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$)

Using a modulus ratio (MR), it is possible to estimate the intact modulus (E_i) from:

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

This relationship is useful when no direct values of the intact modulus are available or where completely undisturbed sampling for measurement of E_i is difficult.

Pick MR Value by Rock Type:

Agglomerate	500 ± 100
Amphibolites	450 ± 50
Andesite	400 ± 100
Anhydrite	350 ± 0
Basalt	350 ± 100
Breccia	500 ± 0
Breccias	290 ± 60
Chalk	1000 ± 0
Claystones	250 ± 50
Conglomerates	350 ± 50
Crystalline Limestone	500 ± 100
Dacite	400 ± 50
Diabase	325 ± 25
Diorite	325 ± 25
Dolerite	350 ± 50
Dolomites	425 ± 75
Gabbro	450 ± 50
Gneiss	525 ± 225

Estimated Intact Modulus (E_i): 10000000

MR Value: 400 sigci: 25000

MR Filter List

☐ Rock Type

- ☒ Sedimentary
- ☐ Igneous
- ☐ Metamorphic

☐ Texture

- ☒ Coarse
- ☐ Medium
- ☐ Fine
- ☐ Very Fine

OK Cancel

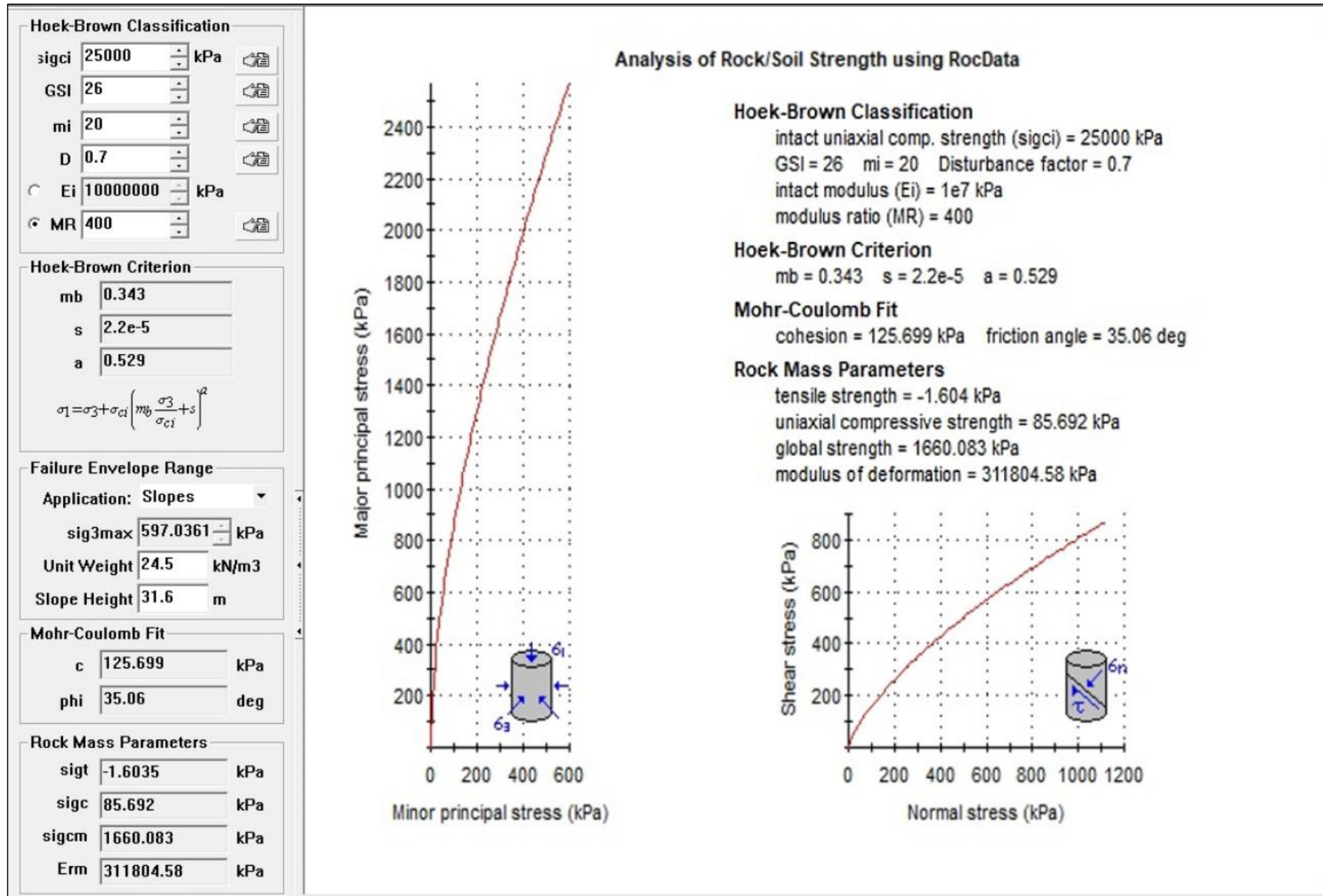
Nota. Impreso del software *RocData* (versión 4.014), realizado el día: 15/12/2024.

3.7.3.1.2 Parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso

Con la finalidad de obtener los parámetros de resistencia al corte del macizo rocoso (cohesión y ángulo de fricción), a partir de los parámetros del criterio de rotura de Hoek-Brown (σ_{ci} , GSI, m_i , D), se utilizó el programa RocData V. 4.014. Dichos parámetros se usaron para generar curvas de resistencia al corte, proporcionando una representación precisa del comportamiento de la roca bajo diferentes condiciones de carga.

Figura 34

Parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso mediante el programa RocData



Nota. Impreso del software RocData (versión 4.014), realizado el día: 15/12/2024.

El procesamiento de los datos permite obtener los parámetros del criterio de Hoek-Brown (m_b , s , a), así como los parámetros de resistencia al corte, como la cohesión (kPa), el ángulo de fricción ($^\circ$), además de los esfuerzos de tensión (σ_t), compresión (σ_c), resistencia global (σ_{cm}) y el módulo de deformación (E_{rm}) de la masa rocosa.

Tabla 25

Parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso (Estación N° 01)

Parámetros de resistencia cortante					
$c =$	125.70	kPa	\sim	12.82	ton/m ²
$\gamma =$	2.50	gr/cm ³	\sim	24.52	kN/m ³
$\phi =$	35.06	$^\circ$			

3.7.3.1.3 Determinación del tipo de falla en el macizo rocoso

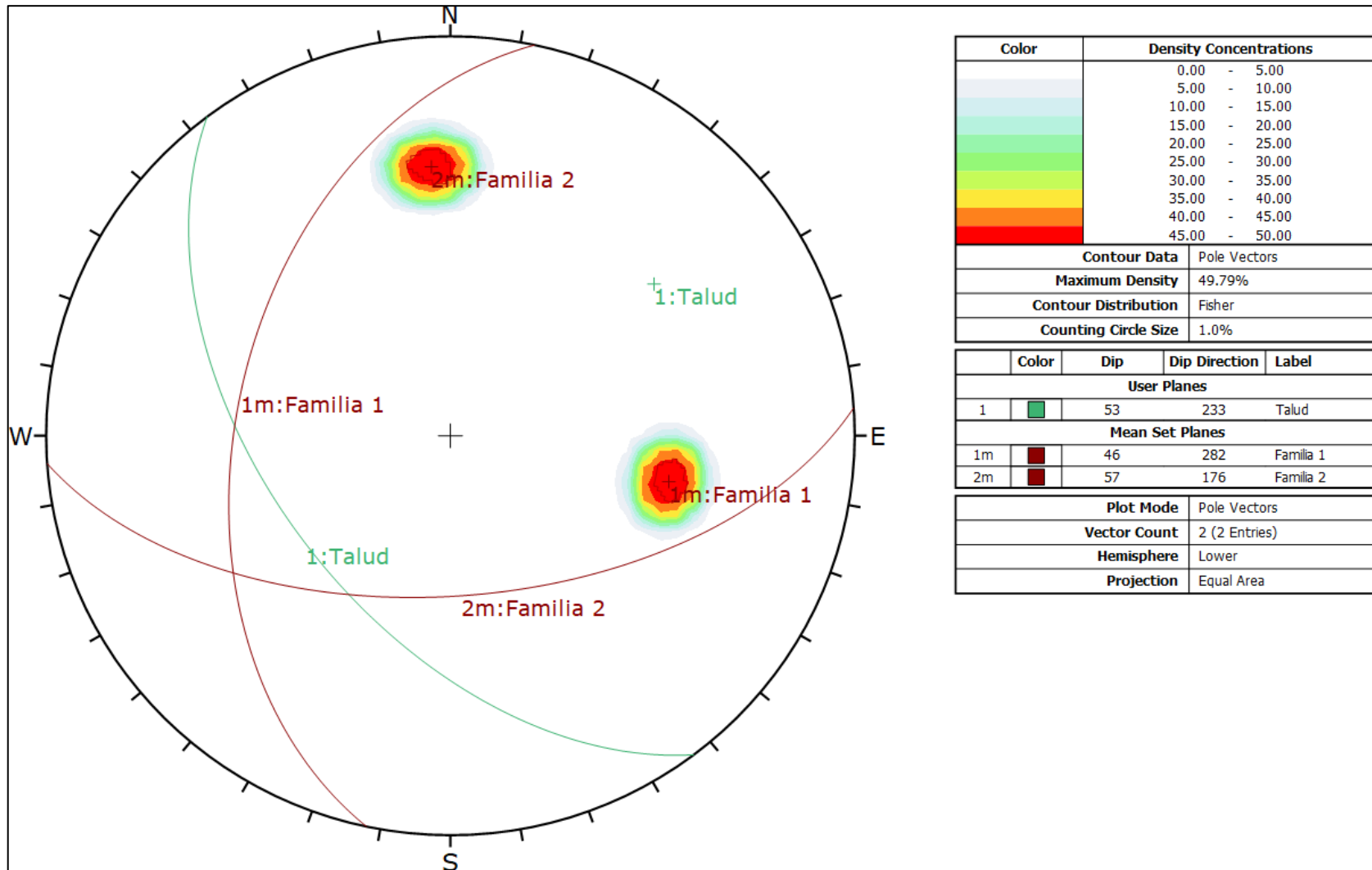
A partir del mapeo estructural geológico presentado en la Tabla 16, se evaluaron los ángulos de buzamiento (Dip) y dirección de buzamiento (Dip Direction) de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso, así como su relación espacial con el plano del talud. Esta caracterización permitió identificar el tipo de falla más probable, cuyo análisis cinemático se realizó mediante el software Dips, el cual facilita el estudio de estas estructuras geológicas mediante proyecciones semiesféricas.

Para ello, se ingresaron los valores de buzamiento y dirección de buzamiento correspondientes a las dos familias de discontinuidades identificadas (2 Entries) al software Dips en formato tabular, junto con las características geométricas del talud, cuyos valores pueden visualizarse en la parte intermedia de la leyenda del programa (ver Figura 35), se configuró la proyección equiareal de Schmidt, puesto que al realizar la proyección de las discontinuidades conserva las áreas (Equal Area), seleccionando que el análisis se realice en el hemisferio inferior (Lower), como puede verificarse en la parte inferior de la leyenda.

El programa Dips representa gráficamente los polos de las discontinuidades (Contour Data: Pole Vectors) y utiliza un mapa de colores para visualizar sus zonas de concentración, calculadas mediante un círculo de conteo del 1% (Counting Circle Size) referido al tamaño de los trazos que el programa usa para graficar los polos y sus zonas de concentración. La representación visual la hace en base a colores que van degradando desde rojo hasta blanco, que en este caso alcanzan una densidad máxima del 49.79% (Maximum Density), las cuales, señalan las agrupaciones principales, permitiendo así identificar visualmente las familias de discontinuidades del macizo, para determinar la orientación promedio de estas agrupaciones, el software emplea una distribución de Fisher, este método estadístico asume que los polos dentro de una misma familia se agrupan de manera simétrica alrededor de un eje central, lo que permite al programa calcular una orientación media fiable y representativa para cada familia, estas características pueden visualizarse en la parte superior de la leyenda mostrada en la parte superior de la leyenda en la Figura 35.

Figura 35

Proyección semiesférica de Schmidt - Estación N° 01



Nota. Impreso del software Dips (versión 7.0), realizado el día: 15/12/2024.

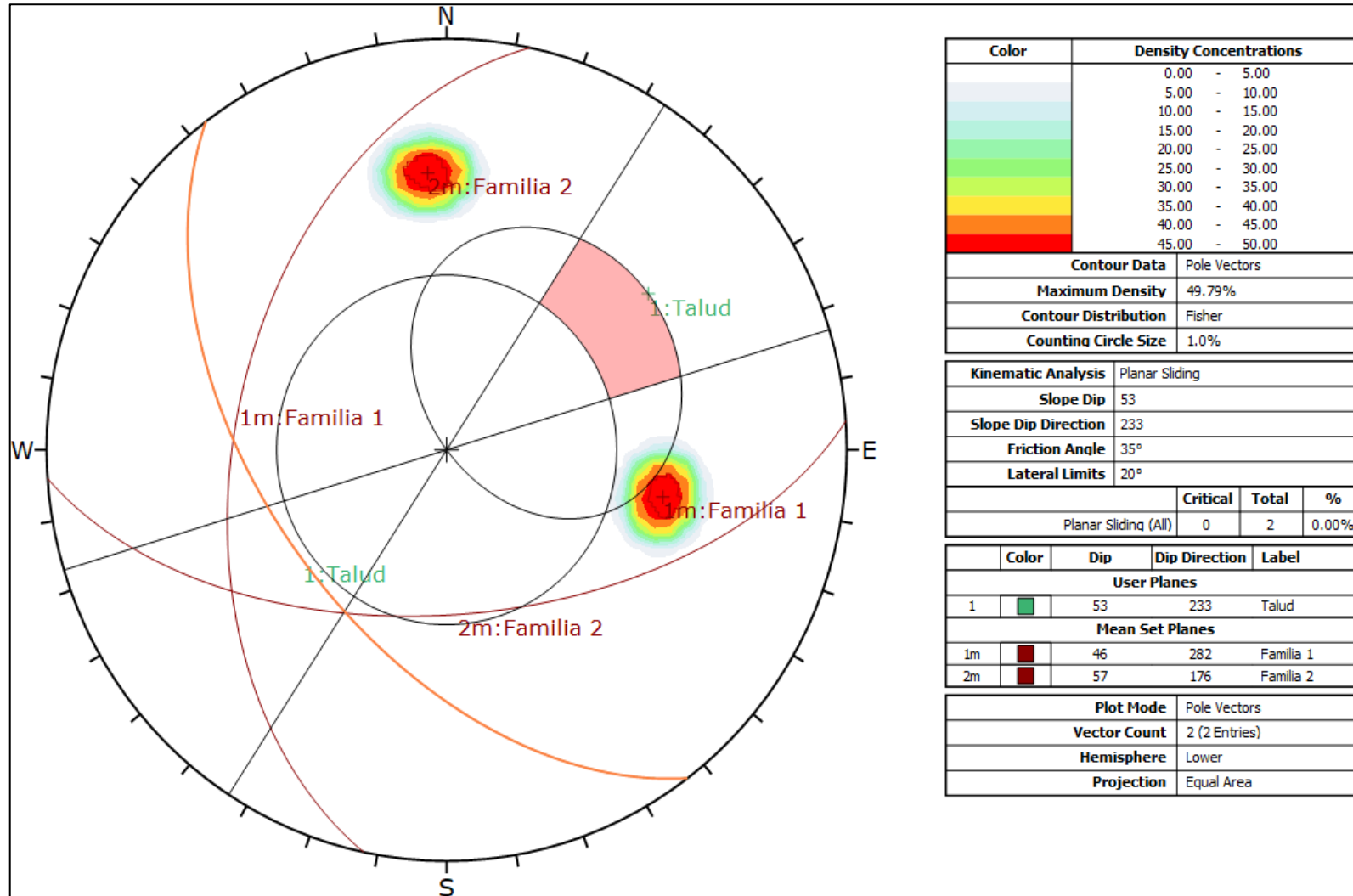
Una vez que las características geométricas del talud y sus discontinuidades fueron representadas en la proyección estereográfica, se analizaron sus interrelaciones para identificar los posibles mecanismos de falla, específicamente, se verificó la cinemática de la falla tipo planar (planar), en cuña (wedge) y por volcamiento (toppling).

-Análisis cinemático para falla planar

La falla planar es un deslizamiento de un bloque de roca sobre un único plano de debilidad, para que este mecanismo sea cinemáticamente posible, según Hoek y Bray (1981), se deben cumplir tres condiciones geométricas: la discontinuidad debe tener una dirección similar a la del talud ($\pm 20^\circ$), su buzamiento (ψ_p) debe ser menor que el del talud (ψ_f) para que pueda aflorar, y su buzamiento debe ser mayor que el ángulo de fricción (ϕ) para vencer la resistencia al deslizamiento. Para verificar estas condiciones en la Estación N° 01, se realizó un análisis cinemático en el software Dips, cuya Figura 36 muestra la proyección estereográfica de los polos junto con la zona crítica resultante de la combinación de estos criterios.

Figura 36

Análisis cinemático de falla planar – Estación N° 01



Nota. Impreso del software Dips (versión 7.0), realizado el día: 15/12/2024.

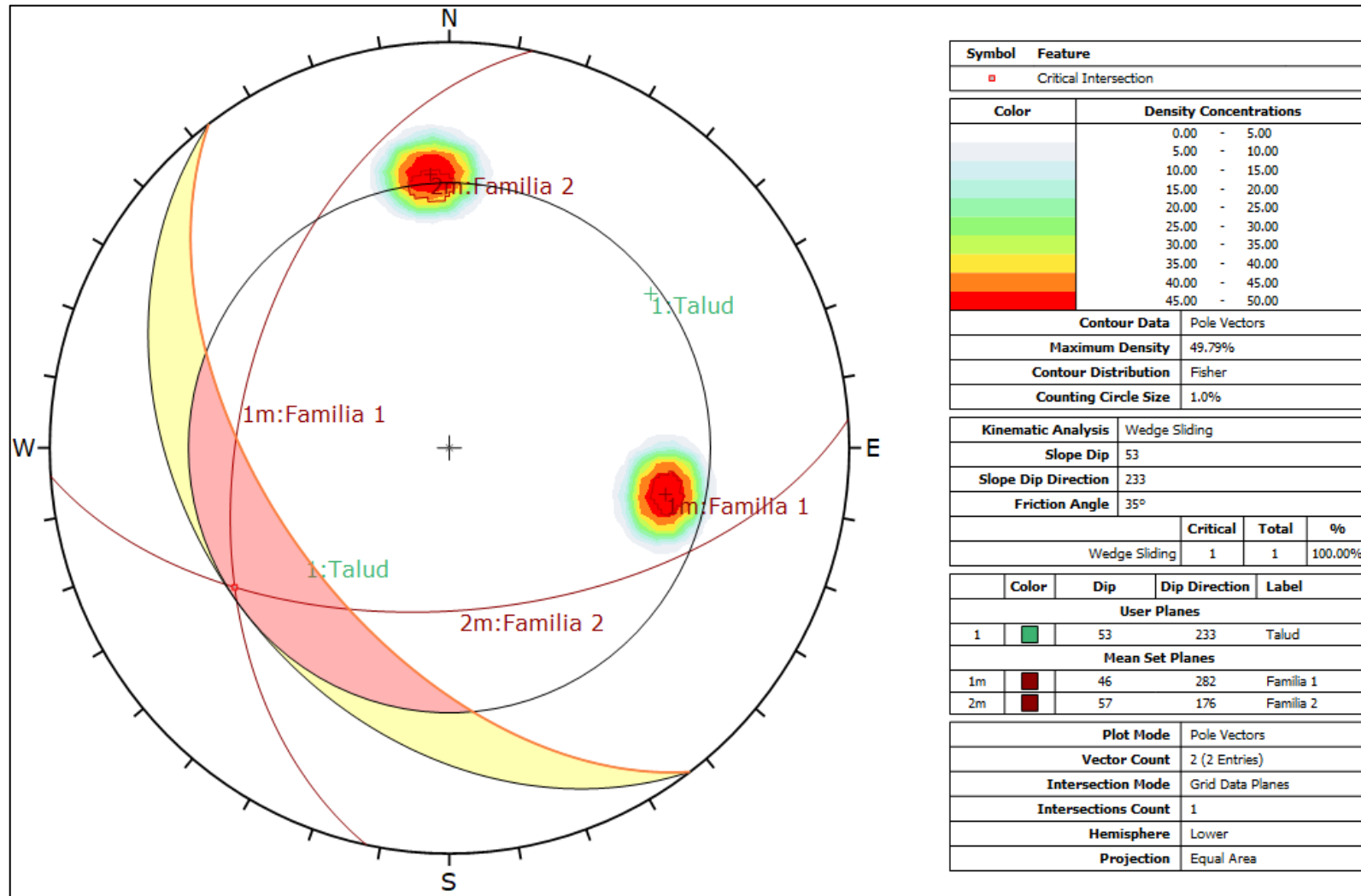
El análisis cinemático de la Figura 36 demuestra la estabilidad del talud frente a la rotura planar, ya que los polos de ambas familias de discontinuidades se localizan fuera de la zona crítica sombreada, específicamente, la Familia 1 no cumple la condición de dirección, al tener una orientación (282°) muy distinta a la del talud (233°). Por su parte, la Familia 2 no cumple la condición de afloramiento, dado que su buzamiento (57°) es superior al de la cara del talud (53°). Lo que se traduce en un resultado cuantitativo de 0 polos críticos de un total de 2 familias analizadas (0.00%), como se muestra en la parte intermedia de la leyenda, por lo que se concluye que no existe el riesgo cinemático de falla planar para la Estación N° 01.

-Análisis cinemático de falla por cuña

Para que se produzca una falla en cuña, se necesita que dos discontinuidades de familias diferentes se intersecten, formando un bloque de roca en forma de cuña que pueda deslizarse hacia afuera del talud, según se muestra en la Figura 23, por lo que se realizó el análisis cinemático para falla por cuña según la Figura 37 en el programa Dips:

Figura 37

Análisis cinemático de falla por cuña – Estación N° 01



Nota. Impreso del software Dips (versión 7.0), realizado el día: 15/12/2024.

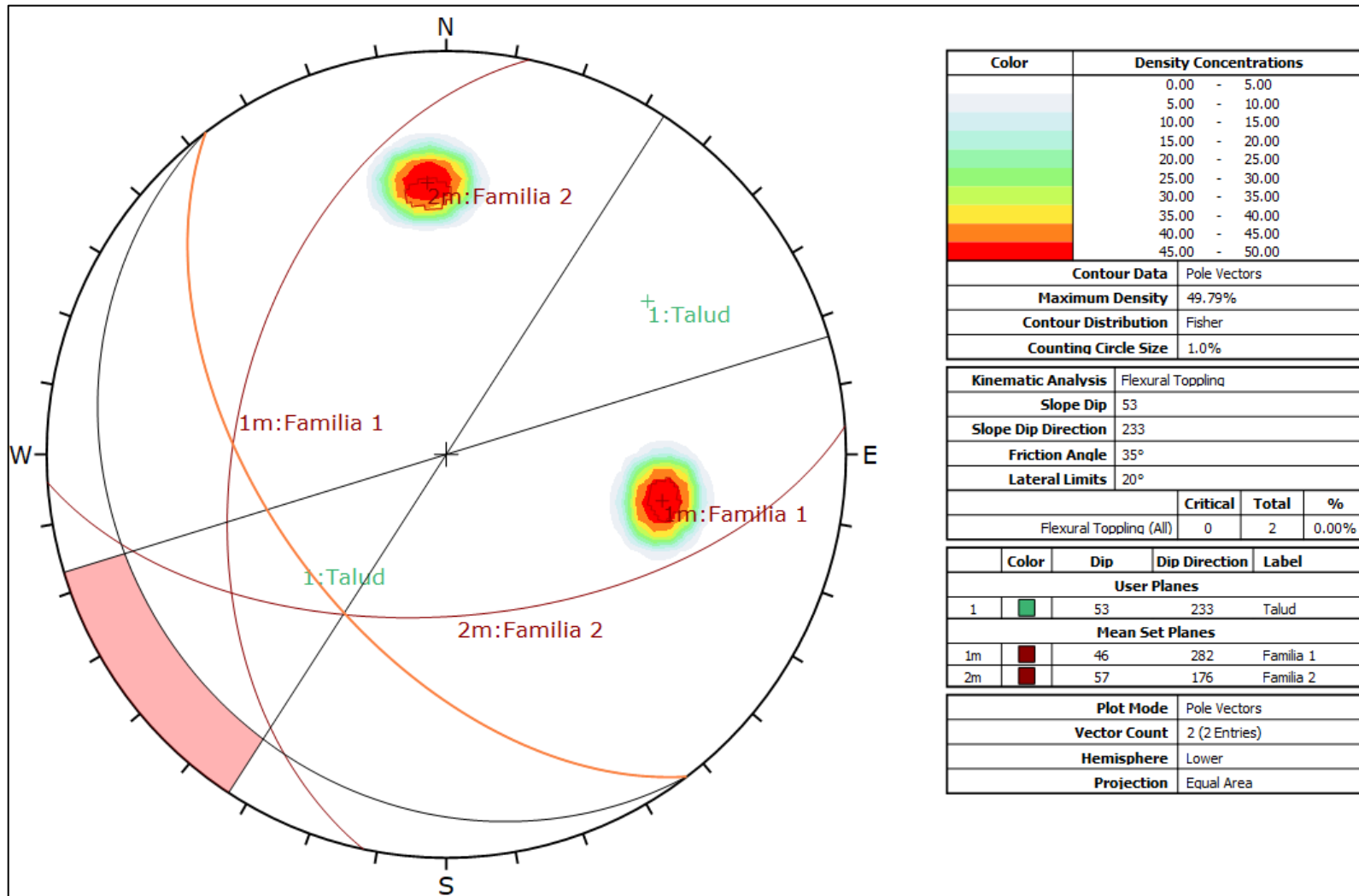
La Figura 37 muestra el análisis cinemático para la falla en cuña, donde se observa que la línea de intersección entre las dos familias de discontinuidades cae directamente dentro de la zona crítica (roja). Esto confirma que la falla es cinemáticamente posible, ya que se cumplen las dos condiciones de Hoek y Bray (1981): la inclinación de la línea de intersección (ψ_i) es mayor que el ángulo de fricción ($\phi = 35^\circ$), permitiendo el deslizamiento por gravedad, y a su vez es menor que la inclinación del talud ($\psi_f = 53^\circ$), lo que permite que la cuña aflore en la cara libre; como resultado de que se cumplen estas condiciones, el software advierte el riesgo en la parte intermedia de la leyenda, indicando que de una (1) intersección total posible, una (1) es crítica, lo que representa una probabilidad cinemática de falla del 100% por "Wedge Sliding" (deslizamiento en cuña). Por lo tanto, se tiene que a la falla en cuña como el mecanismo de rotura más probable.

-Análisis cinemático de falla por volcamiento flexural (flexural toppling).

El volcamiento flexural es un mecanismo de falla característico de macizos rocosos con un sistema de discontinuidades muy inclinadas que buzan o se inclinan hacia adentro del talud, estas discontinuidades forman columnas continuas de roca que, por acción de la gravedad, se flexionan hacia el espacio libre hasta que finalmente se rompen por tracción. Según Goodman y Bray (1976), el inicio de este complejo mecanismo depende fundamentalmente de que se produzca el deslizamiento entre las capas, cinemáticamente, este deslizamiento es posible cuando se cumple la condición $(90^\circ - \psi_p) > \phi_i$, donde ψ_p es el buzamiento de las discontinuidades y ϕ_i es el ángulo de fricción entre ellas. Adicionalmente, se requiere que el rumbo de las discontinuidades sea subparalelo a la cara del talud ($\pm 20-30^\circ$) para que la flexión de las columnas pueda desarrollarse, este análisis se realiza utilizando los polos de las discontinuidades, como se presenta en la Figura 38.

Figura 38

Análisis cinemático de falla por volcamiento flexural (Flexural Toppling) – Estación N° 01



Nota. Impreso del software Dips (versión 7.0), realizado el día: 15/12/2024.

El análisis cinemático de la Figura 38 indica que el talud es estable frente al mecanismo de falla por volcamiento flexural, la zona crítica sombreada (rosada) representa el rango de orientaciones que deberían tener los polos de las discontinuidades para que la falla fuera cinemáticamente posible; es decir, para que ocurriera el volcamiento flexural, el polo de al menos una familia de discontinuidades tendría que caer dentro de esta zona, indicando que sus planos buzcan hacia adentro del macizo con un ángulo pronunciado que permite la flexión. Sin embargo, los polos de ambas familias de discontinuidades se localizan completamente fuera de la zona crítica, de hecho, se ubican al extremo opuesto, lo que confirma que ambas familias buzcan hacia afuera del talud, invalidando así la condición geométrica fundamental para el inicio del volcamiento. Como resultado de que ninguna familia cumple las condiciones cinemáticas, el software confirma en la leyenda, que, de un total de 2 familias analizadas, 0 son críticas, lo que resulta en un 0.00% de probabilidad de falla por "Flexural Toppling", por consiguiente, se concluye que no existe el riesgo cinemático de falla por volcamiento flexural para la Estación N° 01.

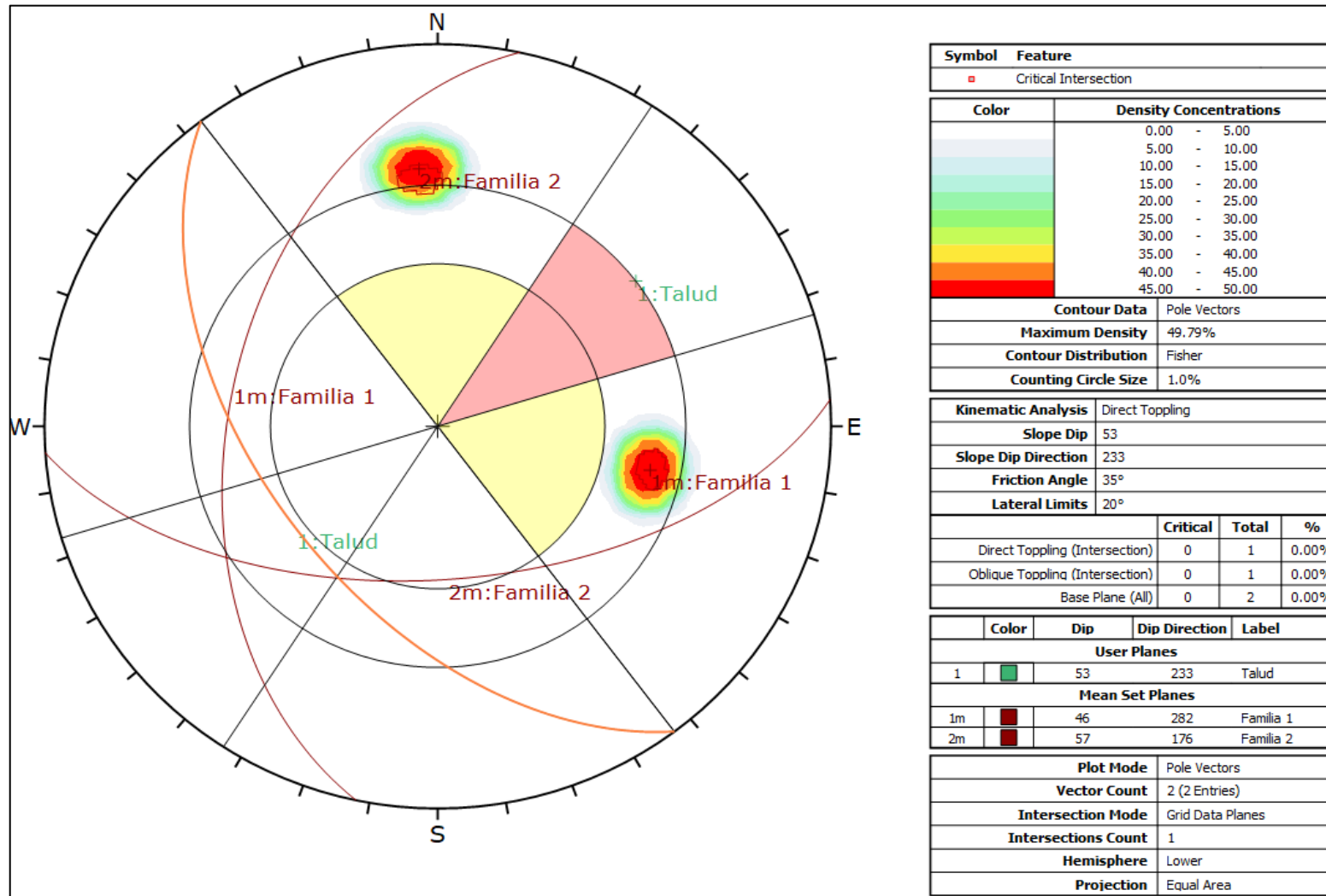
-Análisis cinemático de falla por vuelco directo (direct toppling).

El vuelco directo (direct toppling) es un mecanismo de falla que se produce cuando un macizo rocoso está dividido por un sistema de discontinuidades muy inclinadas que forman columnas o bloques discretos, los cuales rotan hacia adelante. Según la teoría de Hoek y Bray (1981), para que este tipo de falla sea cinemáticamente posible, se requiere una combinación de dos sistemas de discontinuidades: primero, un sistema de discontinuidades inclinadas que buzcan hacia adentro del talud y cuyo rumbo es subparalelo a la cara del talud ($\pm 20-30^\circ$), donde la condición para que un bloque individual vuelque sobre su base está definida por la relación $\psi_p \geq 90^\circ - \phi$ (siendo ψ_p el buzamiento de las discontinuidades inclinadas y ϕ su ángulo de fricción); y segundo,

un plano de deslizamiento basal que permita el movimiento si su buzamiento es mayor que su propio ángulo de fricción ($\psi_p > \phi_p$). Para evaluar el riesgo de este tipo de falla en la Estación N° 01, se realizó un análisis cinemático en el software Dips, la Figura 39 presenta la proyección estereográfica donde se verifican simultáneamente estas condiciones, representando gráficamente las zonas críticas tanto para el vuelco de las columnas como para el deslizamiento basal.

Figura 39

Análisis cinemático de falla por vuelco directo (Direct Toppling) – Estación N° 01



Nota. Impreso del software Dips (versión 7.0), realizado el día: 15/12/2024.

La Figura 39 ilustra el análisis cinemático para determinar la susceptibilidad del talud a la falla por vuelco directo (direct toppling), en el estereograma las condiciones se cumplen si la intersección entre los círculos mayores de dichas familias de discontinuidades, cae sobre una la zona crítica para el vuelco (sombreada en amarillo y rosa en el gráfico), adicionalmente, se requiere un plano basal de deslizamiento, cuyo polo debe caer dentro de la zona específica para la falla basal (sombreada en rosa en el centro del estereograma). En el caso analizado, se observa que el macizo rocoso no presenta simultáneamente estas características, ya que ni la intersección de las familias de discontinuidades existentes ni sus polos individuales cumplen con las condiciones geométricas requeridas. La leyenda asociada al gráfico incluye una tabla de resultados que resume las intersecciones críticas detectadas: para "Direct Toppling (Intersection)" se registran 0 intersecciones críticas de 1 total, teniendo un porcentaje de 0.00%; para "Oblique Toppling (Intersection)" también 0 críticas de 1 total, haciendo un 0.00%; y para "Base Plane (All)" 0 críticas, de 2 discontinuidades totales, lo que hace un 0.00%. Estos valores indican la ausencia de condiciones geométricas que favorezcan el mecanismo de falla, confirmando la estabilidad cinemática del talud contra vuelco directo.

3.7.3.1.4 Determinación del factor de seguridad

Tras la identificación cinemática de un riesgo potencial de falla por cuña utilizando DIPS, se procedió a una evaluación cuantitativa de la estabilidad mediante el cálculo del Factor de Seguridad (FS). Para este fin, se empleó el software Swedge (Rocscience Inc.), el cual realiza un análisis de equilibrio límite tridimensional basado en los principios expuestos por Hoek y Bray (1981, Capítulo 8), incorporando la geometría del talud, las propiedades de las discontinuidades y las fuerzas actuantes,

incluyendo escenarios con presión de agua y cargas sísmicas, para determinar la susceptibilidad real al deslizamiento de la cuña.

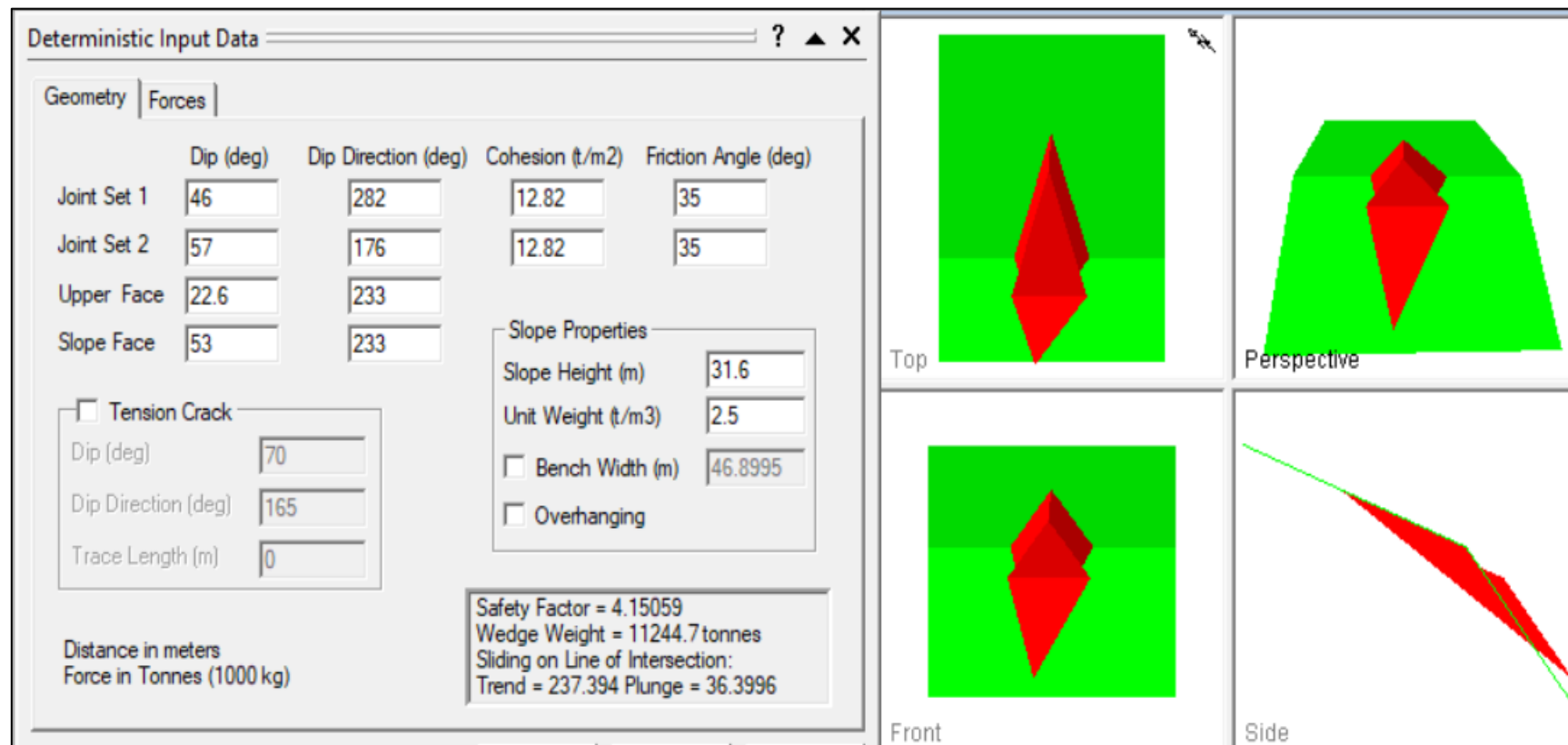
Para realizar el análisis en el software Swedge, se ingresaron los datos geométricos y mecánicos obtenidos de los estudios previos, en la sección de geometría, se definieron las orientaciones de las discontinuidades identificadas en el mapeo estructural de acuerdo a la Tabla 16; “Joint Set 1” con dirección de buzamiento de 282° y buzamiento de 46° (familia de discontinuidades 1); “Joint Set 2” con dirección de buzamiento de 176° y buzamiento de 57° (familia 2), cada uno con los correspondientes parámetros de resistencia cortante del macizo rocos de acuerdo a la Tabla 25; en la sección “Slope Face” y “Upper Face” se colocaron los valores de buzamiento y dirección de buzamiento del talud y de su cara superior (cresta), de acuerdo a la Tabla 16; en la sección “Slope Properties” se ingresó la altura del talud y el peso específico de la roca, puesto que no se identificaron grietas de tensión, se desactivó la opción “Tension Crack” en el modelo base (Ver Figura 40.)

-Caso I: Análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas

El Caso I (Según Tabla 22) representa la situación base del talud en condiciones ideales, sin la influencia de cargas sísmicas (coeficiente sísmico $K_h=0$) ni presencia de nivel freático (presiones de poro $U=0$), considerando únicamente el peso propio de la cuña rocosa como fuerza impulsora y evaluando la estabilidad estática totalmente drenada mediante un análisis determinístico de equilibrio límite tridimensional en el software Swedge. El cálculo del factor de seguridad (FS) se realiza resolviendo la ecuación de equilibrio presentada en la Ecuación (23) basada en los principios expuestos por Hoek y Bray (1981); en este caso, se asumen condiciones drenadas ideales, por lo que no se incluyen contribuciones hidrostáticas ($U=0$) ni sísmicas que reduzcan las tensiones efectivas.

Figura 40

Análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas – Estación N° 01 (FS=4.15)



Nota. Impreso del software Swedge (versión 4.078), realizado el día: 18/12/2024.

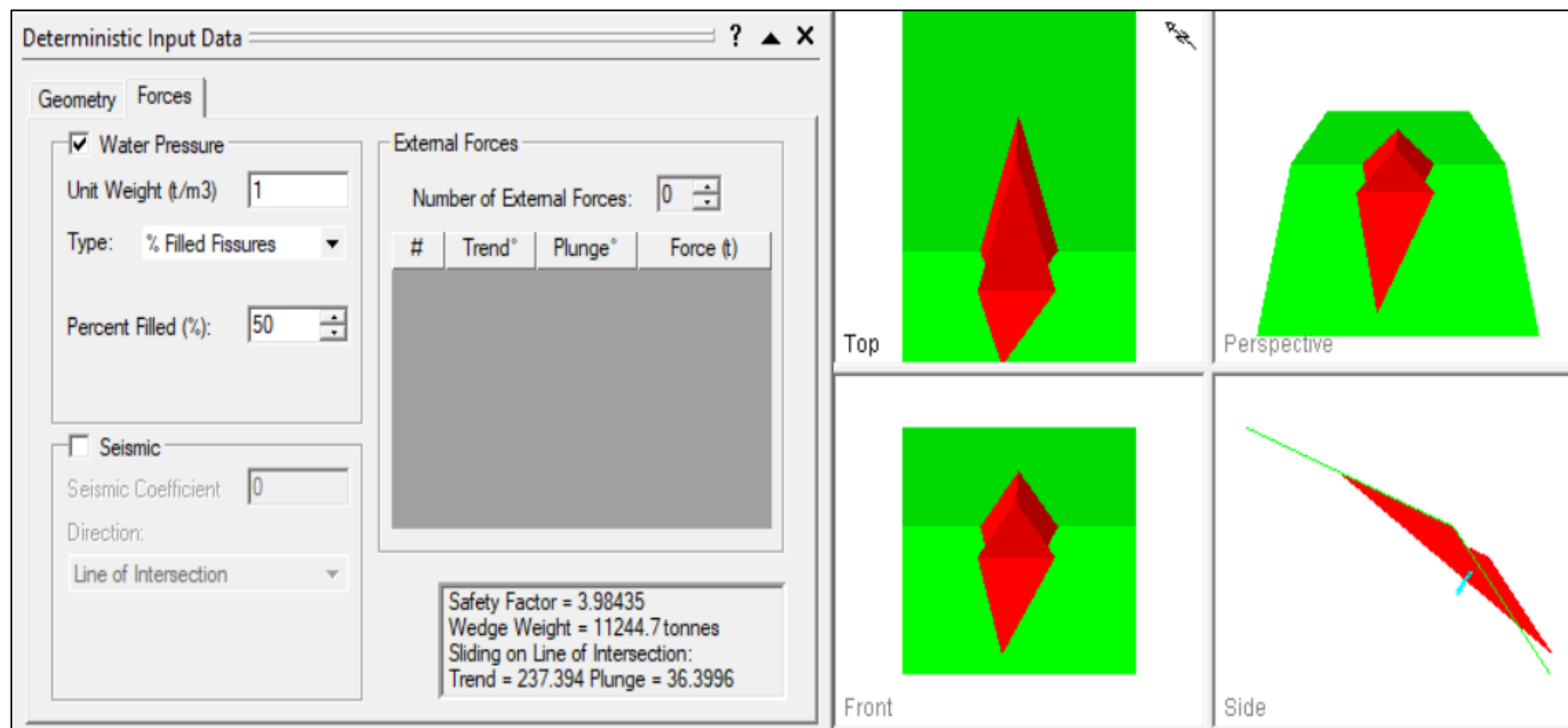
En el análisis realizado, como puede verse en el cuadro de resultados del software, se obtuvo un factor de seguridad (FS) de **4.15**, valor que indica una alta estabilidad del talud bajo condiciones ideales, ya que supera el umbral recomendado de 1.5 para taludes rocosos estáticos, significando que las fuerzas resistentes (debidas a la fricción y cohesión en los planos de discontinuidad) son superiores a las impulsoras (peso propio de la cuña). Este resultado se obtiene de la iteración numérica en Swedge, que calcula el volumen y peso de una cuña de prueba ($W=11244.7$ Tn) a partir de la geometría ingresada, descompone el peso en componentes normales (N_A y N_B) y tangenciales a los planos, y aplica la fórmula (23) sin presiones de agua ni cargas externas, analizando el deslizamiento potencial a lo largo de la línea de intersección ($trend=237.394^\circ$, $plunge=36.3996^\circ$).

-Caso II: Análisis en condiciones estáticas de saturación parcial

El Caso II simula un escenario de precipitación moderada, donde las discontinuidades que forman la cuña se encuentran parcialmente saturadas de agua, para este análisis, se considera que el agua llena el 50% de la altura de las juntas, introduciendo la variable de presión de poros ($U > 0$) en el cálculo de estabilidad, mientras se mantienen las condiciones estáticas (coeficiente sísmico $K_h=0$), la evaluación se realiza mediante un análisis de equilibrio límite tridimensional en Swedge, que ahora incorpora los efectos del agua en los planos de falla. El cálculo del factor de seguridad (FS) se realiza resolviendo la ecuación de equilibrio presentada en la Ecuación (23) basada en los principios expuestos por Hoek y Bray (1981), pero esta vez se incluye el término de las fuerzas hidrostáticas (U) que actúan perpendicularmente sobre los planos de discontinuidad, esta presión de agua reduce la fuerza normal efectiva ($N' = N - U$) sobre los planos de falla, lo que a su vez disminuye la resistencia friccional.

Figura 41

Análisis en condiciones estáticas de saturación parcial – Estación N° 01 (FS=3.98)



Nota. Impreso del software Swedge (versión 4.078), realizado el día: 18/12/2024.

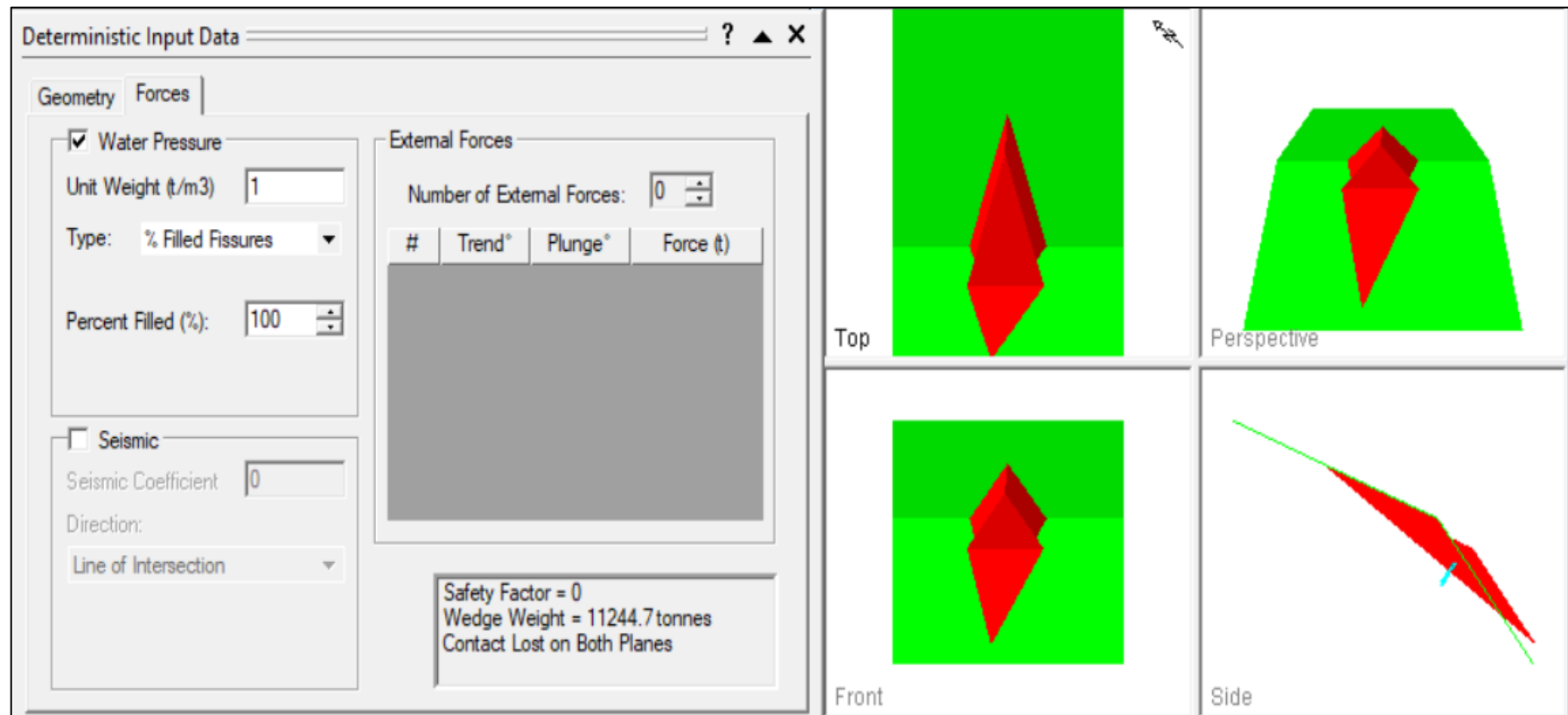
Para el Caso II (Saturación Parcial), que simula un escenario de precipitación moderada con las discontinuidades llenas de agua hasta un 50% de su altura ("% Filled Fissures" en el software, con un valor de Percent Filled del 50%), el Factor de Seguridad (FS) se reduce ligeramente a **3.98**, el software calcula este resultado al determinar primero la fuerza hidrostática ejercida por el agua en los planos de la cuña de prueba y restándola de las fuerzas normales, esto da como resultado una menor resistencia al corte total disponible para oponerse al deslizamiento a lo largo de la línea de intersección, que sigue siendo la misma cinemáticamente ($\text{trend}=237.394^\circ$, $\text{plunge}=36.3996^\circ$). El peso de la cuña no cambia, pero su estabilidad se ve comprometida por la reducción de la resistencia efectiva en las juntas.

-Caso III: Análisis en condiciones estáticas de saturación total

El Caso III representa el escenario hidrológico más desfavorable posible (aunque poco probable), simulando una condición de lluvias extremas o un drenaje bloqueado que lleva a la saturación completa (100%) de las discontinuidades que conforman la cuña (según la opción "% Filled Fissures", con un valor de Percent Filled del 100%), en este análisis, se mantiene la condición estática ($K_h=0$), pero se maximiza el efecto de la presión de poros (U) al considerar que el agua llena completamente la altura de las juntas. El cálculo del factor de seguridad (FS) se realiza mediante el software Swedge, en base a la Ecuación (23) de equilibrio límite tridimensional, sin embargo, en esta condición, la fuerza hidrostática (U) ejercida por el agua sobre los planos de falla alcanza su valor máximo. Esta fuerza de levantamiento (uplift) actúa en oposición directa a las componentes normales del peso de la cuña, lo que provoca una reducción drástica y potencialmente total de la tensión normal efectiva ($\sigma' = \sigma - u$). Cuando la presión del agua es lo suficientemente alta, puede anular por completo la resistencia por fricción, que es directamente proporcional a dicha tensión efectiva.

Figura 42

Análisis en condiciones estáticas de saturación total – Estación N° 01 (FS=0)



Nota. Impreso del software *Swedge* (versión 4.078), realizado el día: 18/12/2024.

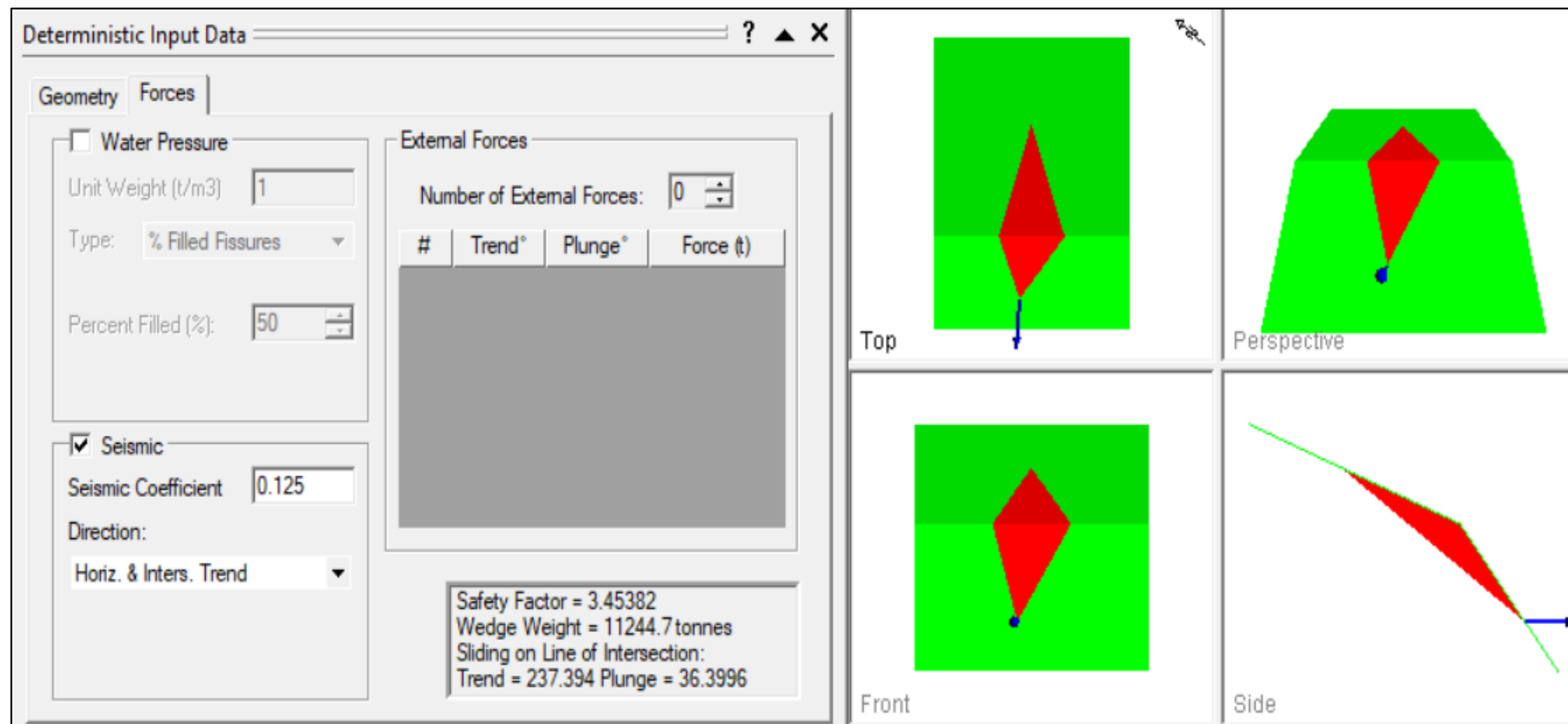
Para el Caso III (Saturación Total), que simula el escenario más desfavorable de lluvias extremas con las discontinuidades completamente llenas de agua (saturación al 100%), el factor de seguridad se reduce a 0 y se muestra el mensaje "Contact Lost on Both Planes", lo que indica una condición de falla inminente y catastrófica, según la teoría de Hoek y Bray (1981), la presión del agua en las discontinuidades reduce significativamente la tensión normal efectiva sobre los planos de falla ya que la presión de agua es tan alta que anula por completo la fuerza normal sobre los planos de deslizamiento, eliminando toda la resistencia por fricción, en estas condiciones, la cuña es empujada hacia afuera por el agua, demostrando que el talud es altamente vulnerable y no puede soportar condiciones de saturación total.

-Caso IV: Análisis en condiciones drenadas y sollicitación sísmica pico

El Caso IV representa la condición drenada con sollicitación sísmica pico, incorporando la influencia de cargas sísmicas (coeficiente sísmico $K_h=0.125$), pero sin presiones hidrostáticas (presiones de poro $U=0$), considerando el peso propio de la cuña rocosa como fuerza impulsora principal junto con la fuerza sísmica horizontal, y evaluando su estabilidad pseudostática mediante un análisis determinístico de equilibrio límite tridimensional en el software Swedge. El cálculo del Factor de Seguridad (FS) se realiza resolviendo las ecuaciones de equilibrio estático basadas en la Ecuación (23) basada en el trabajo de Hoek y Bray (1981); en este caso, se incluyen contribuciones sísmicas ($K_h>0$) que agregan una fuerza horizontal desestabilizadora equivalente a K_h veces el peso de la cuña, aplicada horizontalmente en la dirección la línea de intersección (opción "Horiz. & Inters. Trend" en Swedge), ya que esta opción modela la fuerza sísmica como un empuje puramente horizontal representando de manera realista el componente más perjudicial de un sismo y la aplica en la dirección más desfavorable posible para la estabilidad (en dirección del deslizamiento).

Figura 43

Análisis en condiciones drenadas y sollicitación sísmica pico $Kh=0.125$ – Estación N° 01 ($FS=3.45$)



Nota. Impreso del software *Swedge* (versión 4.078), realizado el día: 18/12/2024.

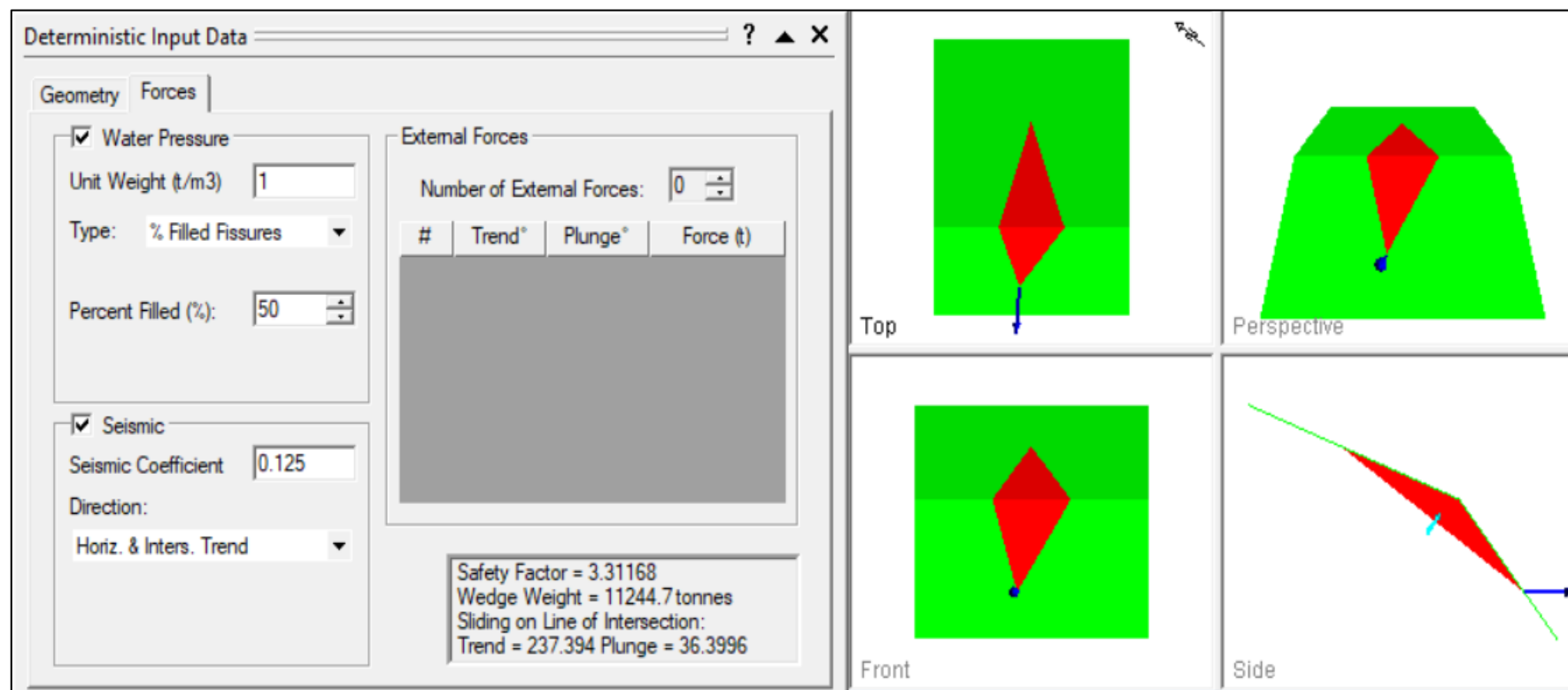
En el análisis realizado, como puede verse en el cuadro de resultados del software en la Figura 43, se obtuvo un factor de seguridad (FS) de **3.45**, valor que indica una alta estabilidad del talud bajo condiciones drenadas con sollicitación sísmica pico, ya que supera límite de 1.5, lo que significa que las fuerzas resistentes (debidas a la fricción y cohesión en los planos de discontinuidad) son superiores a las impulsoras (peso propio de la cuña más la fuerza sísmica horizontal), este resultado se obtiene de la iteración numérica en Swedge, que calcula el volumen y peso de una cuña de prueba ($W=11244.7 \text{ Tn}$) a partir de la geometría ingresada, descompone el peso en componentes normales (N_A y N_B) y tangenciales a los planos, incorpora la fuerza sísmica ($K_h * W$) horizontalmente en la dirección del trend de la línea de intersección ($\text{trend}=237.394^\circ$, $\text{plunge}=36.3996^\circ$), y aplica la Ecuación (23) con términos sísmicos pero sin presiones de agua, analizando el deslizamiento potencial a lo largo de dicha línea.

-Caso V: Análisis en condiciones de saturación parcial y sollicitación sísmica pico

El Caso V según la Tabla 22, evalúa la estabilidad del talud bajo la acción simultánea de una sollicitación sísmica ($K_h=0.125$) y condiciones de humedad parcial (porcentaje de discontinuidades llenas del 50%). Como se observa en la pestaña "Forces" de la ventana de datos de entrada del programa, este análisis se configura activando simultáneamente las casillas "Water Pressure" y "Seismic", preparando así el cálculo de estabilidad que se realiza en base a la Ecuación (23), derivada de los lineamientos de Hoek y Bray (1981), específicamente, se modela una condición de temporada de lluvias estableciendo el parámetro "Percent Filled (%)" en 50, y al mismo tiempo, se introduce la máxima demanda sísmica esperada asignando un valor de 0.125 al "Seismic Coefficient", la fuerza sísmica se aplica horizontalmente en la dirección del deslizamiento ("Horiz. & Inters. Trend").

Figura 44

Análisis en condiciones de saturación parcial y sollicitación sísmica pico $Kh=0.125$ – Estación N° 01 ($FS=3.31$)



Nota. Impreso del software *Swedge* (versión 4.078), realizado el día: 18/12/2024.

En el análisis realizado, como puede verse en el cuadro de resultados del software, se obtuvo un factor de seguridad (FS) de **3.31**, valor que indica una alta estabilidad del talud bajo condiciones de saturación parcial (porcentaje de discontinuidades llenas del 50%) y sollicitación sísmica pico ($K_h=0.125$), ya que supera el umbral recomendado de 1.5, lo que implica que las fuerzas resistentes (debidas a la fricción y cohesión en los planos de discontinuidad, reducidas por las presiones de agua parciales) son superiores a las impulsoras (peso propio de la cuña más la fuerza sísmica horizontal). Este resultado se obtiene de la iteración numérica en Swedge, que calcula el volumen y peso de una cuña de prueba ($W=11244.7$ Tn) a partir de la geometría ingresada, determina las presiones hidrostáticas U_A y U_B basadas en el nivel de saturación parcial asumido (mitad de las juntas llenas de agua), descompone el peso en componentes normales (N_A y N_B) y tangenciales a los planos, resta las presiones de agua para obtener tensiones efectivas ($N_A - U_A$, $N_B - U_B$), incorpora la fuerza sísmica ($K_h * W$) horizontalmente en la dirección del trend de la línea de intersección (trend=237.394°, plunge=36.3996°), y aplica la Ecuación (23) con términos sísmicos e hidrostáticos, analizando el deslizamiento potencial a lo largo de dicha línea.

3.7.3.1.5 Resumen de Resultados para la Estación N° 01

El siguiente cuadro resume los resultados del Factor de Seguridad (FS) obtenidos para los cinco escenarios de carga analizados para la falla por cuña en la Estación N° 01.

Tabla 26*Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 01*

Análisis	Caso de Carga	Condiciones	Factor de Seguridad (FS)	Estabilidad
I	Situación Base	Estático, Seco	4.15	Estable
II	Saturación Parcial	Estático, 50% Agua	3.98	Estable
III	Saturación Total	Estático, 100% Agua	0.00	Falla Inminente
IV	Sísmica Pico	Sísmico ($K_h=0.125$), Seco	3.45	Estable
V	Sísmica + Humedad	Sísmico ($K_h=0.125$), 50% Agua	3.31	Estable

3.7.3.2 Estación N° 02

Ubicada en la Progresiva 03+560, el talud de la estación de estudio N° 02 está conformado por un suelo gravoso mal gradado con presencia de arcilla y arena, clasificado como **GP-GC** según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y como **A-2-4** según el sistema de clasificación AASHTO, este suelo de naturaleza granular, cuya mala gradación y bajo porcentaje de finos hacen que su resistencia al corte esté gobernada principalmente por su ángulo de fricción, presenta características que lo posicionan como un material con buena capacidad portante en condiciones secas, pero con susceptibilidad a la erosión y pérdida de estabilidad bajo influencias externas como la humedad, alineándose con las propiedades típicas de los suelos A-2-4 en AASHTO, que destacan por su composición granular con finos plásticos moderados.

Se seleccionó esta estación de estudio por los evidentes signos de inestabilidad superficial, como el desprendimiento constante de material granular, este

comportamiento es coherente con su clasificación GP-GC (SUCS), ya que la mala gradación (GP) limita la trabazón entre partículas, mientras que la fracción arcillosa (GC) actúa como un plano de debilidad que se agrava con la humedad, complementariamente, bajo el enfoque AASHTO (A-2-4), se resalta la influencia de los finos arcillosos en la reducción de la permeabilidad y el aumento de la sensibilidad al agua, lo que agrava los procesos erosivos observados.

Figura 45

Fotografía del talud en la Estación N° 02



3.7.3.2.1 Modelo geotécnico para el análisis de Estabilidad

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad por equilibrio límite en la Estación N.º 02, es fundamental definir tanto las características geométricas del talud, como los parámetros de resistencia al corte del suelo que lo conforman, sintetizando los resultados obtenidos en las fases preliminares, los valores considerados para el modelo se presentan en la Tabla 27.

Para la Estación N° 02, debido a la naturaleza granular y mínimamente cohesiva del material, no fue posible preparar especímenes adecuados para ensayos de laboratorio a partir de muestras inalteradas, por ello, se recurrió a una estimación conservadora de los parámetros de resistencia, basada en las correlaciones de Das (2013), específicamente según la Tabla 2, correspondiente a suelos granulares compactos. Se adoptó un ángulo de fricción efectivo $\phi' = 38^\circ$, valor promedio dentro del rango sugerido, y una cohesión efectiva $c' = 20$ kPa, de modo que se considere una ligera contribución de la fracción arcillosa en concordancia con la clasificación GP-GC.

Tabla 27

Parámetros geométricos y geotécnicos – Estación N.º 02

Característica	Parámetro	Valor	Unidad
Geometría del Talud	Altura del Talud	39.85	metro
	Ángulo de la cara del talud (promedio)	52.00	°
	Ángulo de la corona del talud	33.36	°
Propiedades del suelo	Cohesión efectiva	20	kPa
	Ángulo de fricción efectivo	38	°
	Peso Unitario del Suelo	1.92	gr/cm ³

3.7.3.2.2 Determinación del factor de seguridad

Una vez definidos los parámetros geométricos y geotécnicos del talud de la Estación N° 02 (resumidos en la Tabla 27), se procedió a evaluar su estabilidad mediante métodos de equilibrio límite, utilizando el software Slide. El análisis se realizó para los cinco escenarios de carga definidos en la Tabla 22, empleando tanto el método de Spencer como el de Bishop Simplificado para validar los resultados.

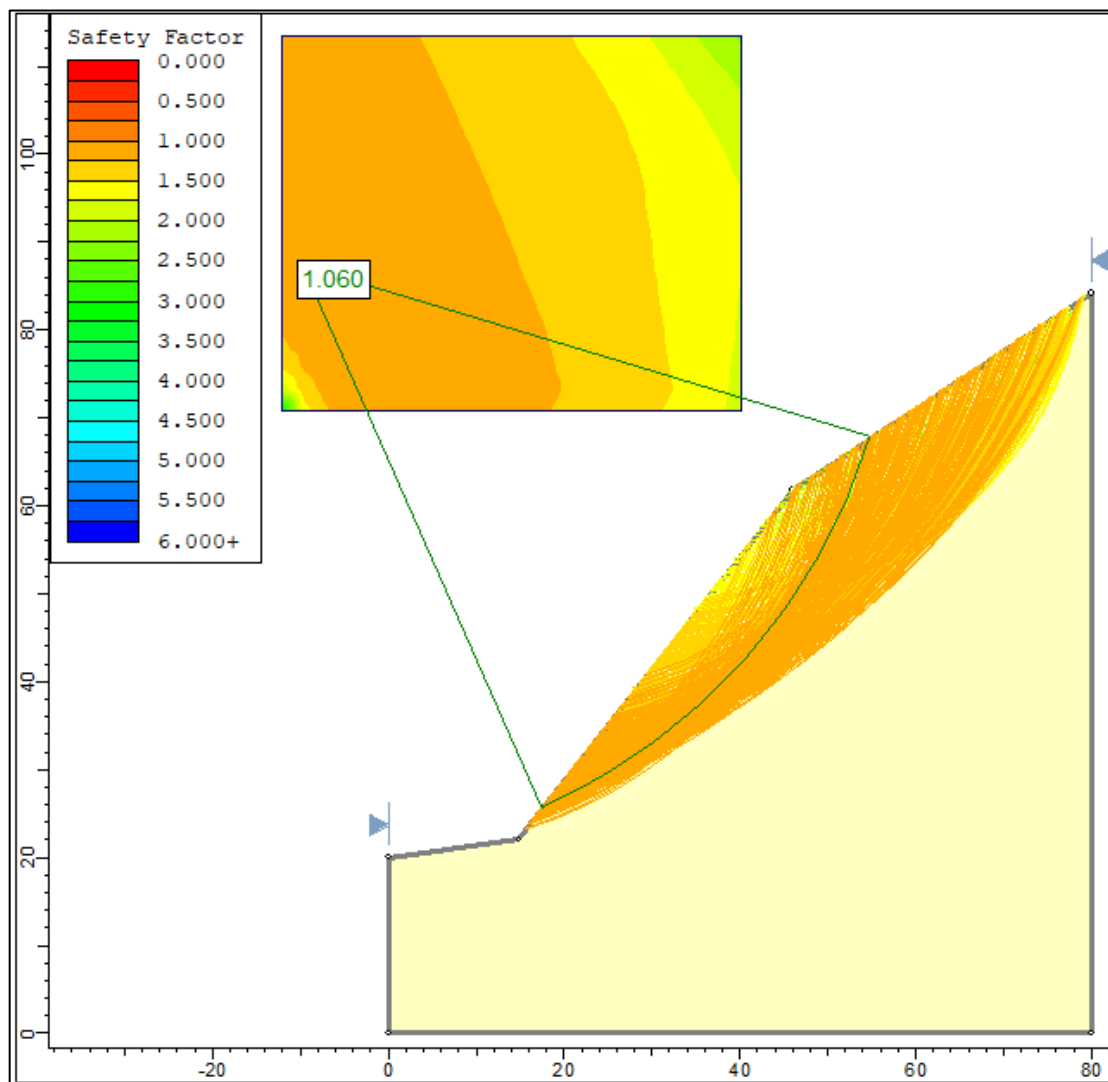
A continuación, se presenta el análisis progresivo de la estabilidad del talud en la Estación N° 02, considerando los cinco escenarios de carga indicados en la Tabla 22, evaluados mediante el método riguroso de Spencer; con el propósito de mantener una

exposición concisa en el cuerpo principal de la tesis, los cinco escenarios complementarios calculados con el método de Bishop Simplificado también basados en la Tabla 22 se incluyen en el Apéndice E: Análisis de estabilidad – método de Bishop Simplificado.

**-Caso I: Análisis de estabilidad en condiciones estáticas totalmente drenadas -
Método de Spencer**

Figura 46

Análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas – Estación N° 02: Método de Spencer



Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 10/04/2025.

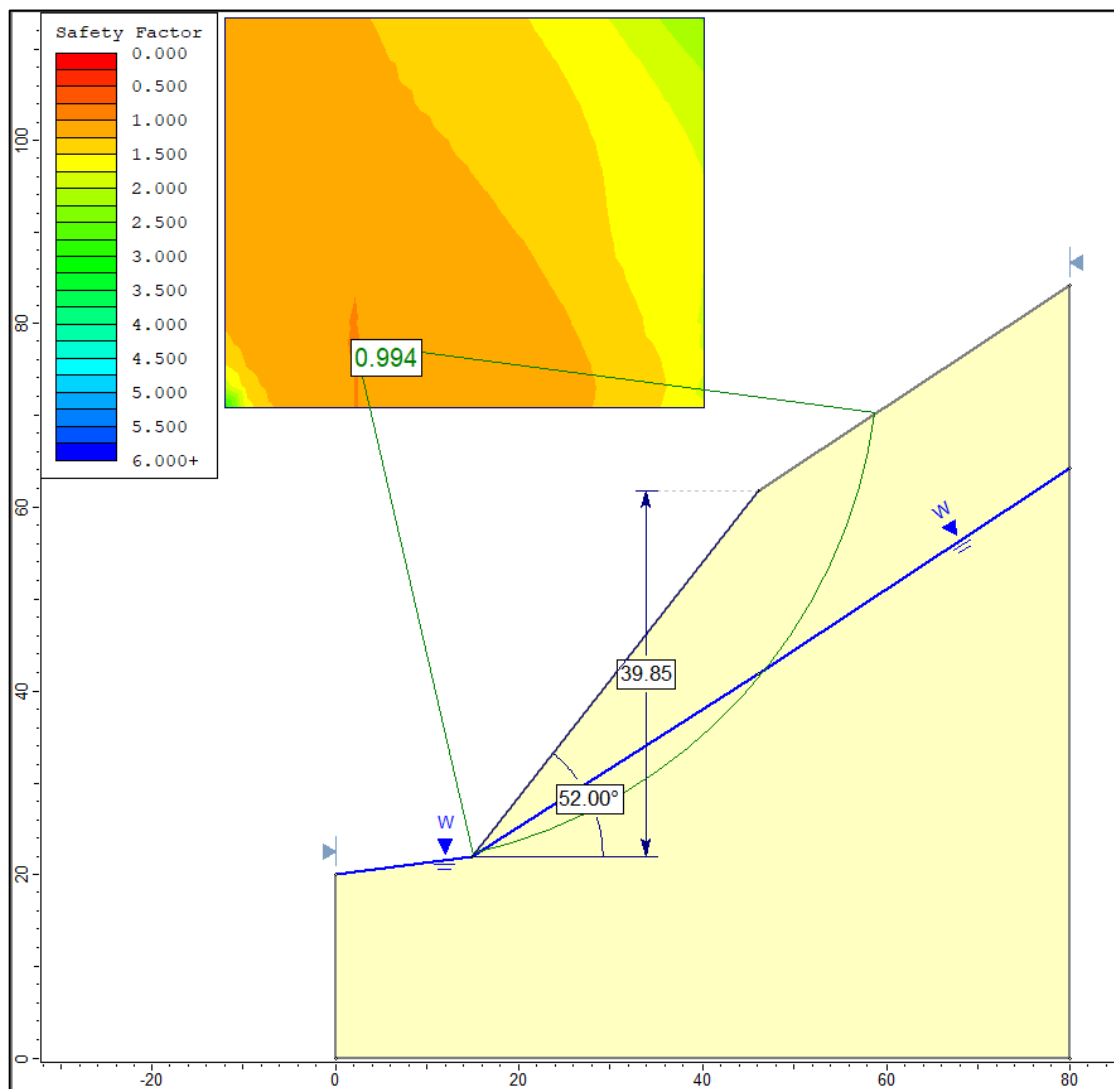
El análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas (Caso I) mediante el método riguroso de Spencer arroja un factor de seguridad (FS) de **1.060**, este valor, al ligeramente superior a la unidad, indica que el talud en su estado natural se encuentra en una condición de estabilidad crítica

-Caso II: Análisis de estabilidad en condiciones estáticas de saturación parcial (50%) - Método de Spencer

Figura 47

Análisis en condiciones estáticas de saturación parcial (50%) – Estación N° 02:

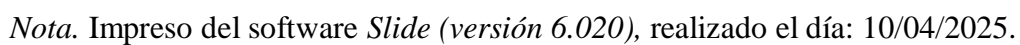
Método de Spencer



Nota. Impreso del software Slide (versión 6.020), realizado el día: 10/04/2025.

-Caso III: Análisis de estabilidad en condiciones estáticas de saturación total (100%) - Método de Spencer

Análisis en condiciones estáticas de saturación total (100%) – Estación N° 02:
Método de Spencer

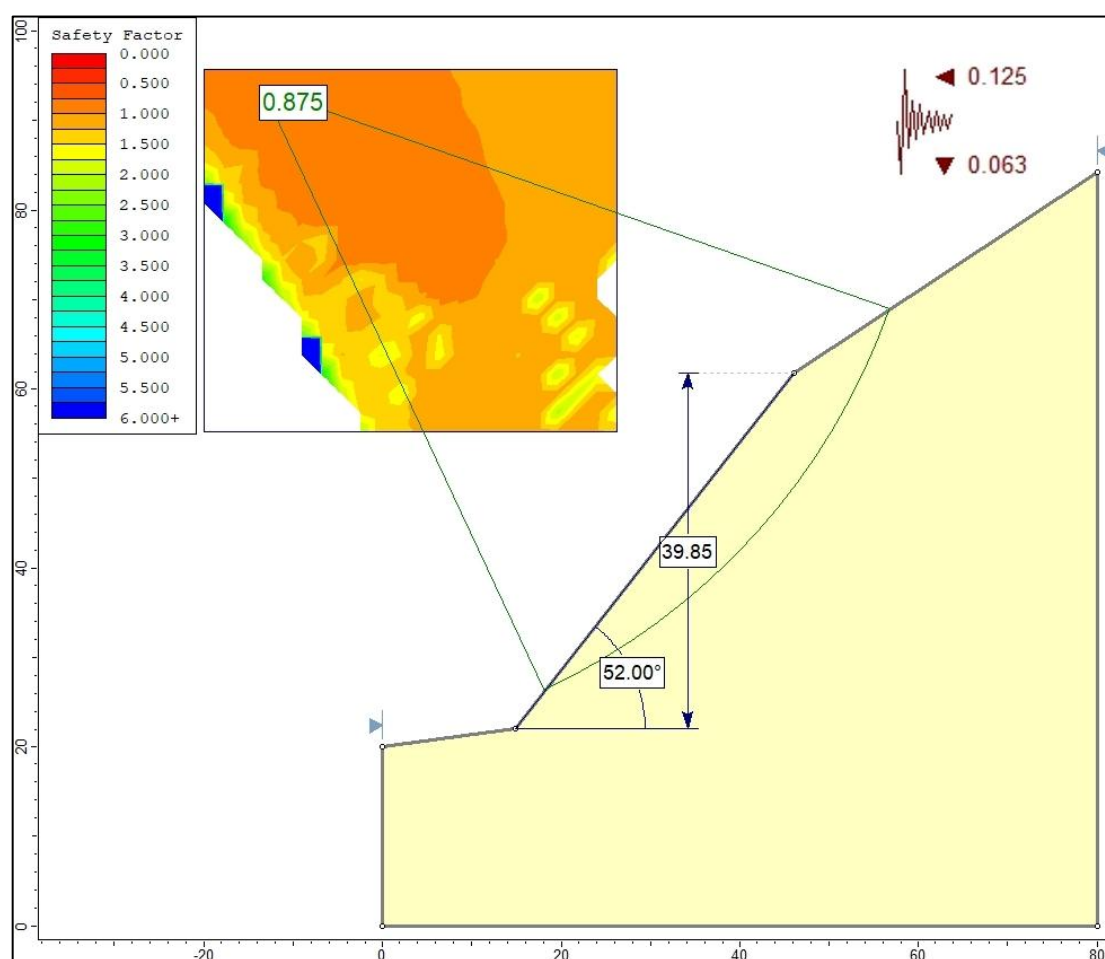


El análisis del escenario de Saturación Total (Caso III) muestra una reducción drástica del factor de seguridad a **0.323**, indicando una falla inminente, este colapso de la estabilidad es causado por la elevada presión de poros, la cual anula gran parte de la resistencia al corte del suelo.

-Caso IV: Análisis en condiciones drenadas y solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$) - Método de Spencer

Figura 49

Análisis en condiciones drenadas y solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$) – Estación N° 02: Método de Spencer



Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 10/04/2025.

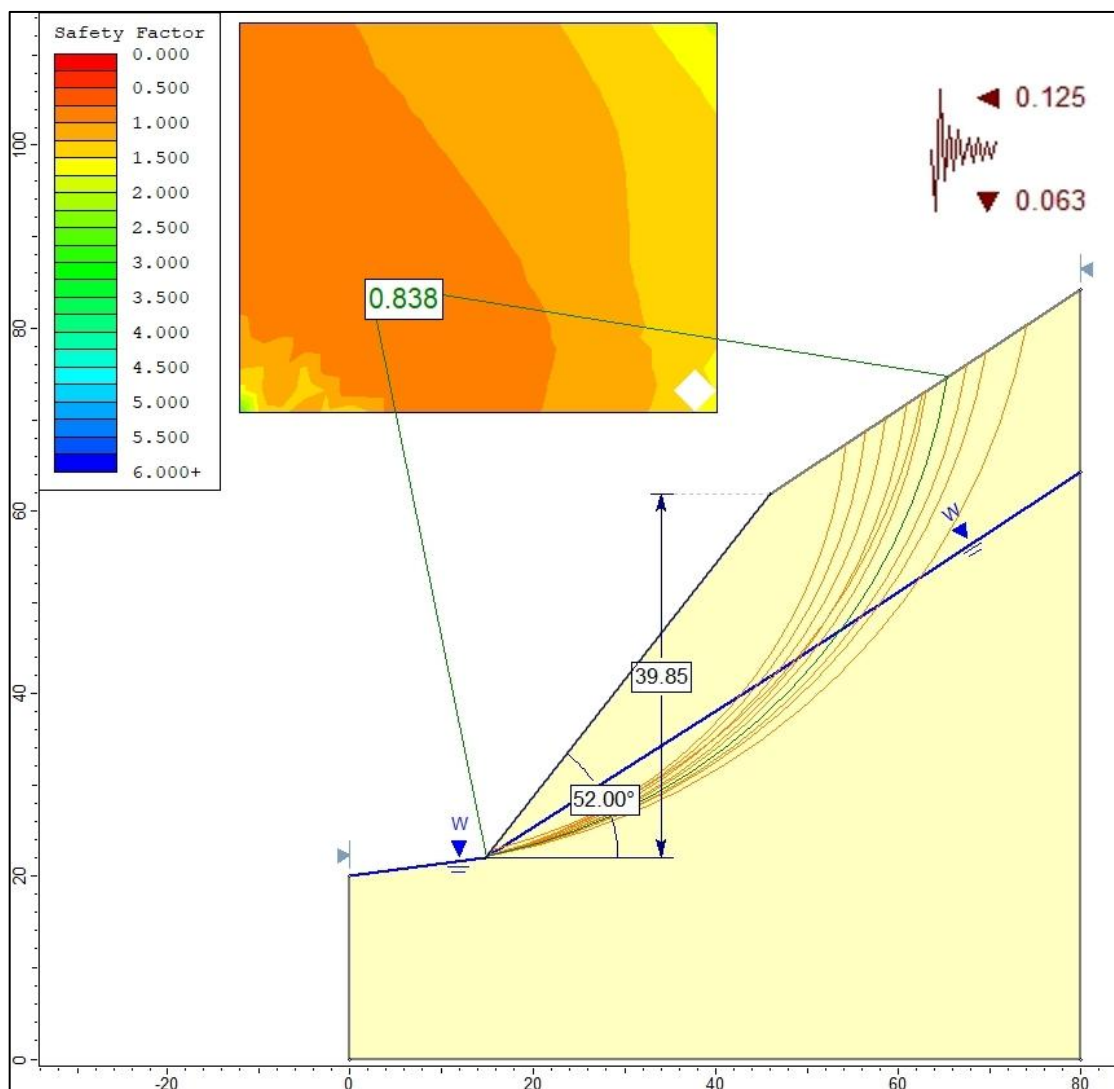
Para el Caso IV, se evaluó la estabilidad del talud bajo la solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$) en condiciones drenadas (sin agua), el análisis mediante el método de Spencer arroja un factor de seguridad (FS) de **0.875**; este valor, al ser inferior

a la unidad, indica que el talud es inestable. El resultado demuestra que la acción sísmica por sí sola, incluso en ausencia del efecto perjudicial del agua, es suficiente para provocar la falla, lo que evidencia la alta vulnerabilidad sísmica de la estación.

-Caso V - Análisis en condiciones de saturación parcial (50%) y solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$): Método de Spencer

Figura 50

Análisis en condiciones de saturación parcial (50%) y solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$) – Estación N° 02: Método de Spencer



Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 10/04/2025.

Finalmente, se evaluó el caso V, escenario crítico que combina la saturación parcial (50%) combinada con solicitación sísmica ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$), obteniendo

un factor de seguridad de 0.838. Este valor, al ser inferior a la unidad, confirma la falla del talud, la inestabilidad es el resultado de la superposición de la fuerza sísmica sobre un talud cuya resistencia cortante ya ha sido afectada por el efecto de la presión de poros, lo que demuestra la vulnerabilidad crítica del talud ante la ocurrencia de eventos combinados.

3.7.3.2.3 Resumen de resultados para la Estación N° 02

La Tabla 28 presenta un resumen de los Factores de Seguridad (FS) obtenidos para cada escenario según la Tabla 22.

Tabla 28

Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 02

Análisis	Caso de Carga	Condiciones	FS (Spencer)	FS (Bishop S.)	Estabilidad
I	Situación Base	Estático, Seco	1.06	1.063	Estabilidad crítica
II	Saturación Parcial	Estático, 50% agua	0.994	0.997	Inestable (Falla)
III	Saturación Total	Estático, 100% agua	0.323	0.245	Colapso Inminente
IV	Sísmica Pico	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), seco	0.875	0.878	Inestable (Falla)
V	Sísmica + Humedad	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), 50% agua	0.838	0.832	Inestable (Falla)

3.7.3.3 Estación N° 03

Ubicada en la Progresiva 05+120, la estación de estudio N° 03 está conformada por un suelo de arena arcillosa con grava, de clasificación **SC** según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y como **A-2-7 (4)** según el sistema de clasificación AASHTO, a diferencia de un material puramente granular, se trata de un

suelo de comportamiento mixto, cuya resistencia al corte depende significativamente tanto del ángulo de fricción de su fracción arenosa como de la cohesión aportada por su matriz de finos plásticos (32.9%), presenta características que lo definen como un material con capacidad portante moderada en condiciones secas, pero con alta susceptibilidad a la deformación y pérdida de estabilidad bajo saturación, alineándose con las propiedades típicas de los suelos A-2-7 en AASHTO, que destacan por su composición granular con finos arcillosos de alta plasticidad ($LL > 40$ e $IP > 10$), lo que implica una permeabilidad baja, mayor retención de agua y potencial para expansión/compresión.

La inspección de campo revela una geodinámica activa y severa, con un escarpe principal bien definido en la corona y una masa de suelo visiblemente deslizada, confirmado por el arrastre de vegetación. Este comportamiento es una consecuencia directa de la naturaleza del material A-2-7, cuyo comportamiento mixto lo hace altamente vulnerable: durante las temporadas de lluvia, su matriz de finos plásticos (32.9%) se satura, provocando una drástica reducción de la cohesión y un aumento de las presiones de poro que desencadenan los deslizamientos observados, a raíz de la disminución de la permeabilidad, lo que aumenta la sensibilidad a ciclos de humedecimiento-secado, lo que promueve procesos de hinchamiento y contracción que debilitan la estructura del talud y aceleran las fallas observadas, características que justificaron su análisis detallado.

Figura 51

Fotografía del talud en la Estación N° 03



3.7.3.3.1 Modelo geotécnico para el análisis de Estabilidad

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad por equilibrio límite en la Estación N.º 03, es fundamental definir tanto las características geométricas del talud, como los parámetros de resistencia al corte del suelo que lo conforman, sintetizando los resultados obtenidos en las fases preliminares, los valores considerados para el modelo se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29*Parámetros geométricos y geotécnicos – Estación N.º 03*

Característica	Parámetro	Valor	Unidad
Geometría del Talud	Altura del Talud	53.83	metro
	Ángulo de la cara del talud (promedio)	38.39	°
	Ángulo de la corona del talud	30.54	°
Propiedades del suelo	Cohesión efectiva	40.38	kPa
	Ángulo de fricción efectivo	22.95	°
	Peso Unitario del Suelo	18.24	kN/m ³

3.7.3.3.2 Determinación del factor de seguridad

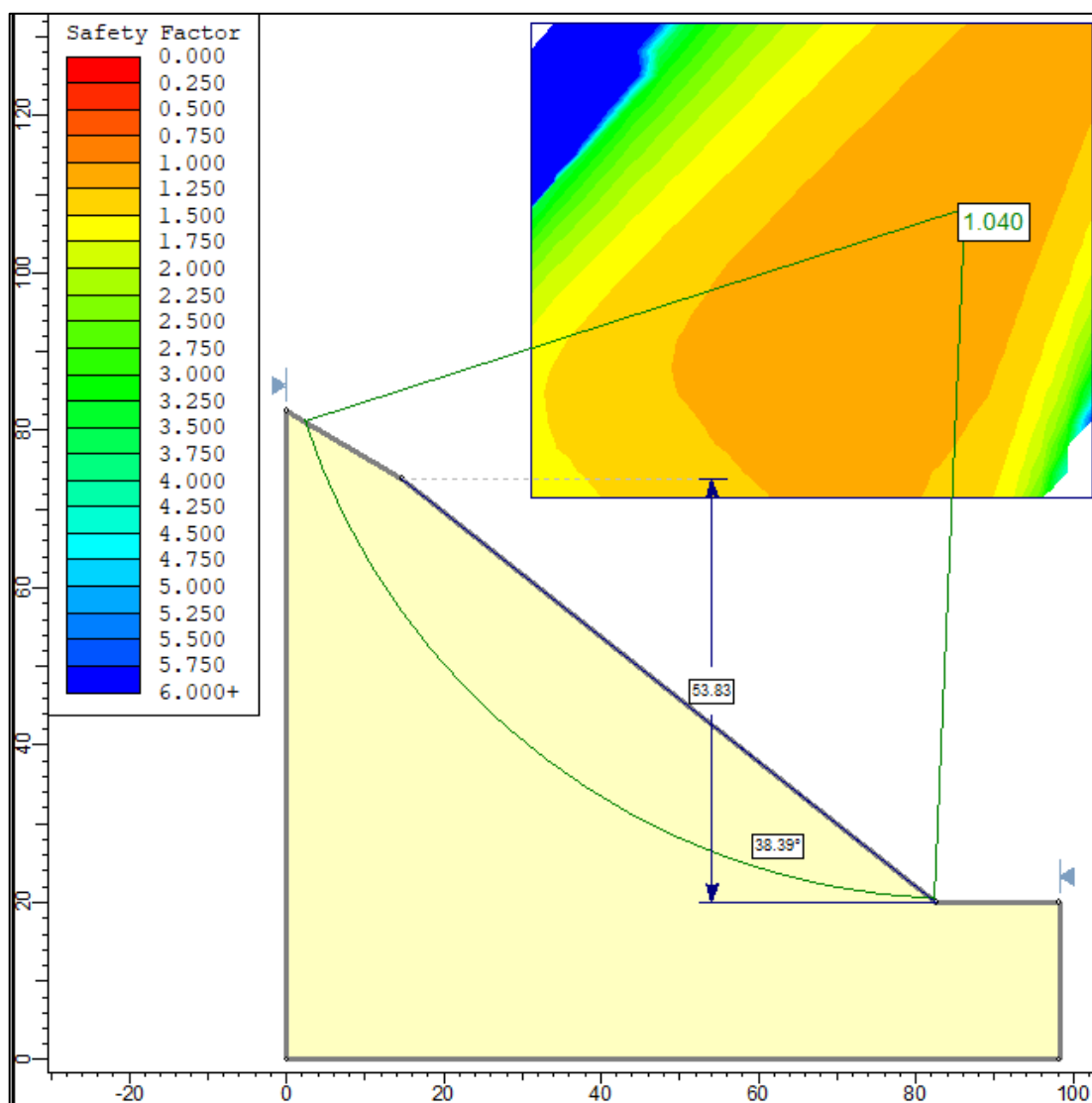
El análisis se realizó para los cinco escenarios de carga definidos en la **Tabla 22**, empleando tanto el método de Spencer como el de Bishop Simplificado para validar los resultados.

A continuación, se presenta el análisis progresivo de la estabilidad del talud en la Estación N° 03, considerando los cinco escenarios de carga indicados en la Tabla 22, evaluados mediante el método riguroso de Spencer; con el propósito de mantener una exposición concisa en el cuerpo principal de la tesis, los cinco escenarios complementarios calculados con el método de Bishop Simplificado también basados en la Tabla 22 se incluyen en el Apéndice E: Análisis de estabilidad – método de Bishop Simplificado.

**-Caso I: Análisis de estabilidad en condiciones estáticas totalmente drenadas -
Método de Spencer**

Figura 52

Análisis en condiciones estáticas totalmente drenada – Estación N° 03: Método de Spencer



Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 12/04/2025.

El análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas (Caso I) para la Estación N° 03, realizado mediante el método riguroso de Spencer, arroja un factor de seguridad (FS) de **1.04**, este valor, al ser ligeramente superior a la unidad, indica que el talud se encuentra en un estado de estabilidad crítica incluso en su escenario más favorable. Bajo estas condiciones, las fuerzas resistentes son apenas superiores a las impulsoras, lo que

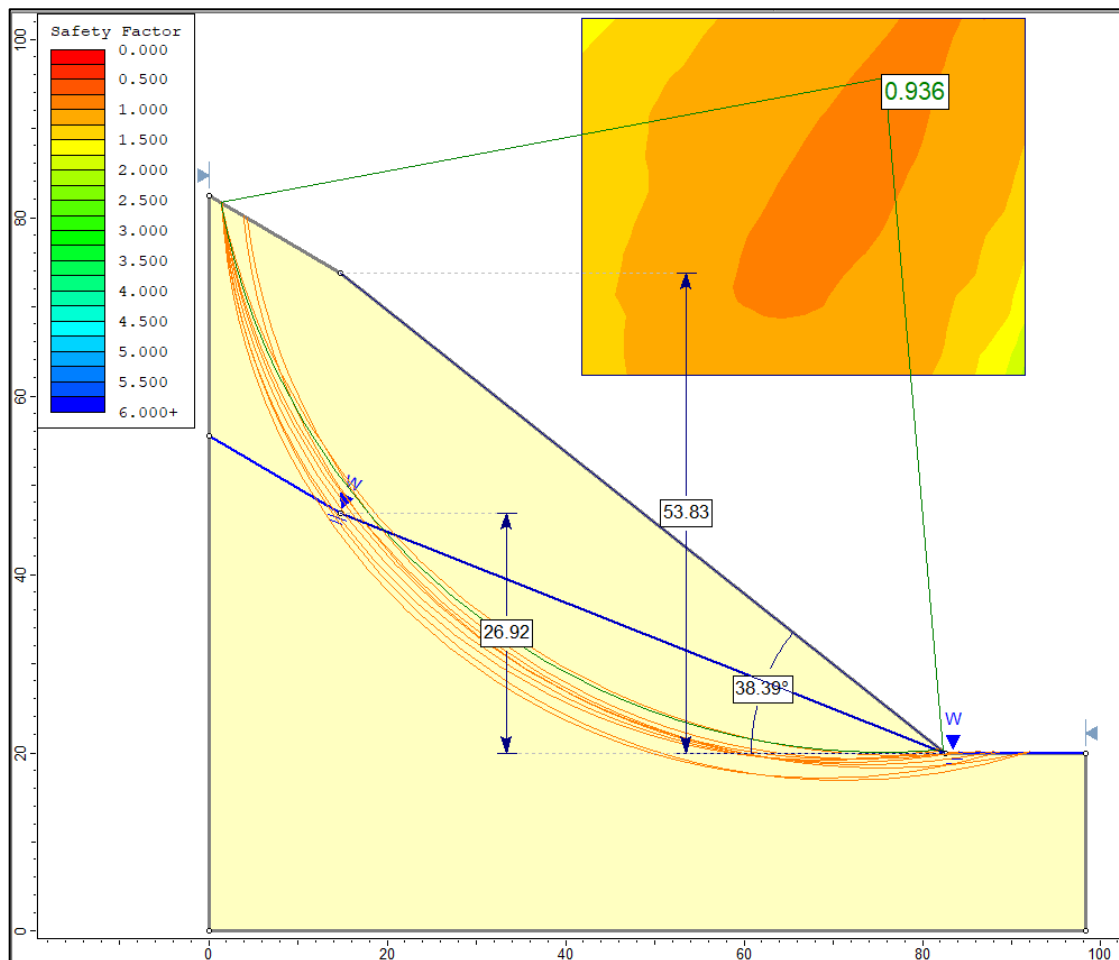
sugiere una alta vulnerabilidad del talud ante cualquier incremento en la presión de poros o la aplicación de cargas sísmicas.

-Caso II: Análisis de estabilidad en condiciones estáticas de saturación parcial (50%) - Método de Spencer

Figura 53

Análisis en condiciones estáticas de saturación parcial (50%) – Estación N° 03:

Método de Spencer



Nota. Impreso del software Slide (versión 6.020), realizado el día: 12/04/2025.

El análisis en condiciones estáticas de saturación parcial (Caso II), mostrado en la Figura 53 que simula un nivel freático al 50% de la altura del talud, arroja un factor de seguridad (FS) de 0.903 mediante el método de Spencer; al ser un valor inferior a la unidad, se confirma que el talud entra en una condición de inestabilidad crítica. Esto

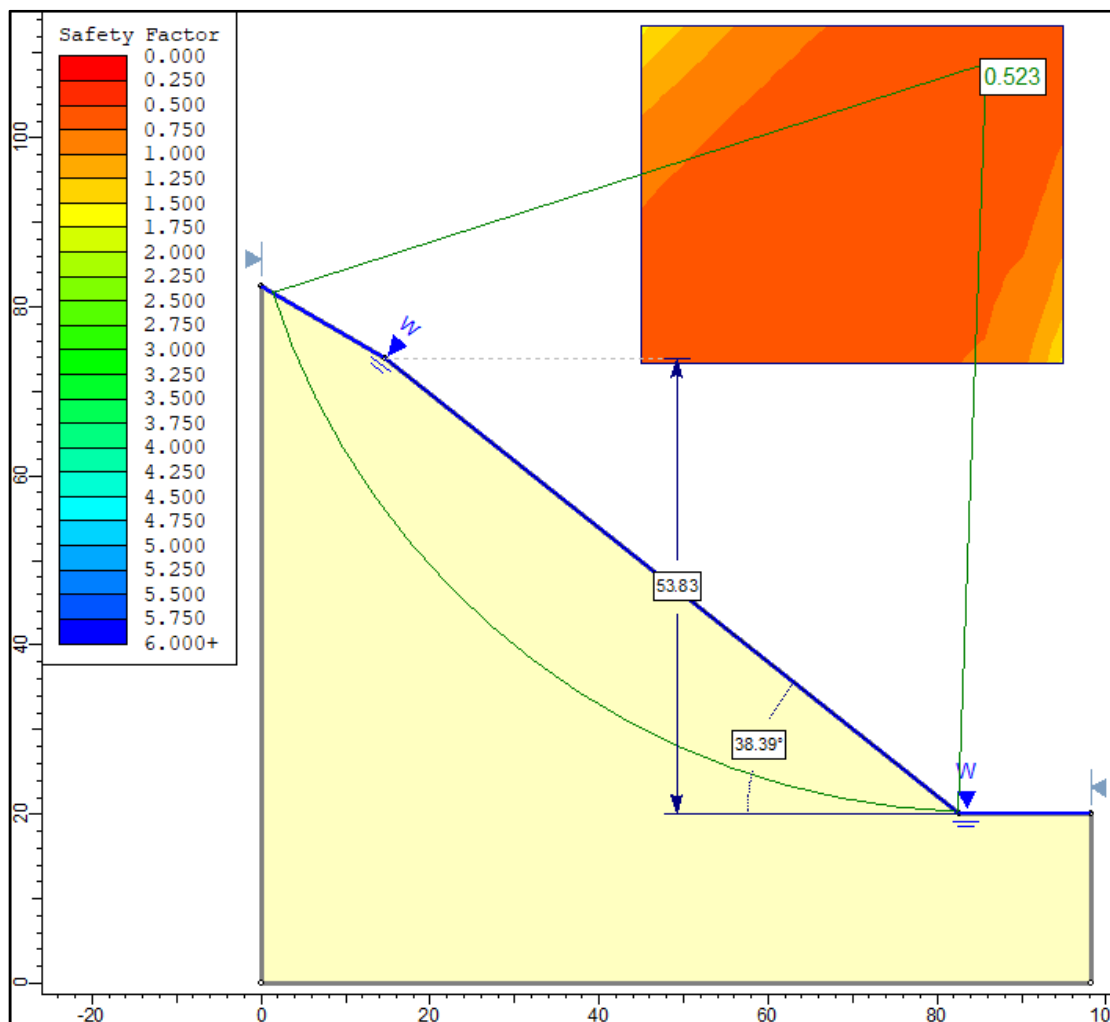
demuestra que la presencia de agua, incluso de forma parcial, es suficiente para reducir la resistencia del suelo y provocar la falla, agravado por las propiedades arcillosas de alta plasticidad (A-2-7 según AASHTO).

-Caso III: Análisis de estabilidad en condiciones estáticas de saturación total (100%) - Método de Spencer

Figura 54

Análisis en condiciones estáticas de saturación total (100%) – Estación N° 03:

Método de Spencer



Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 12/04/2025.

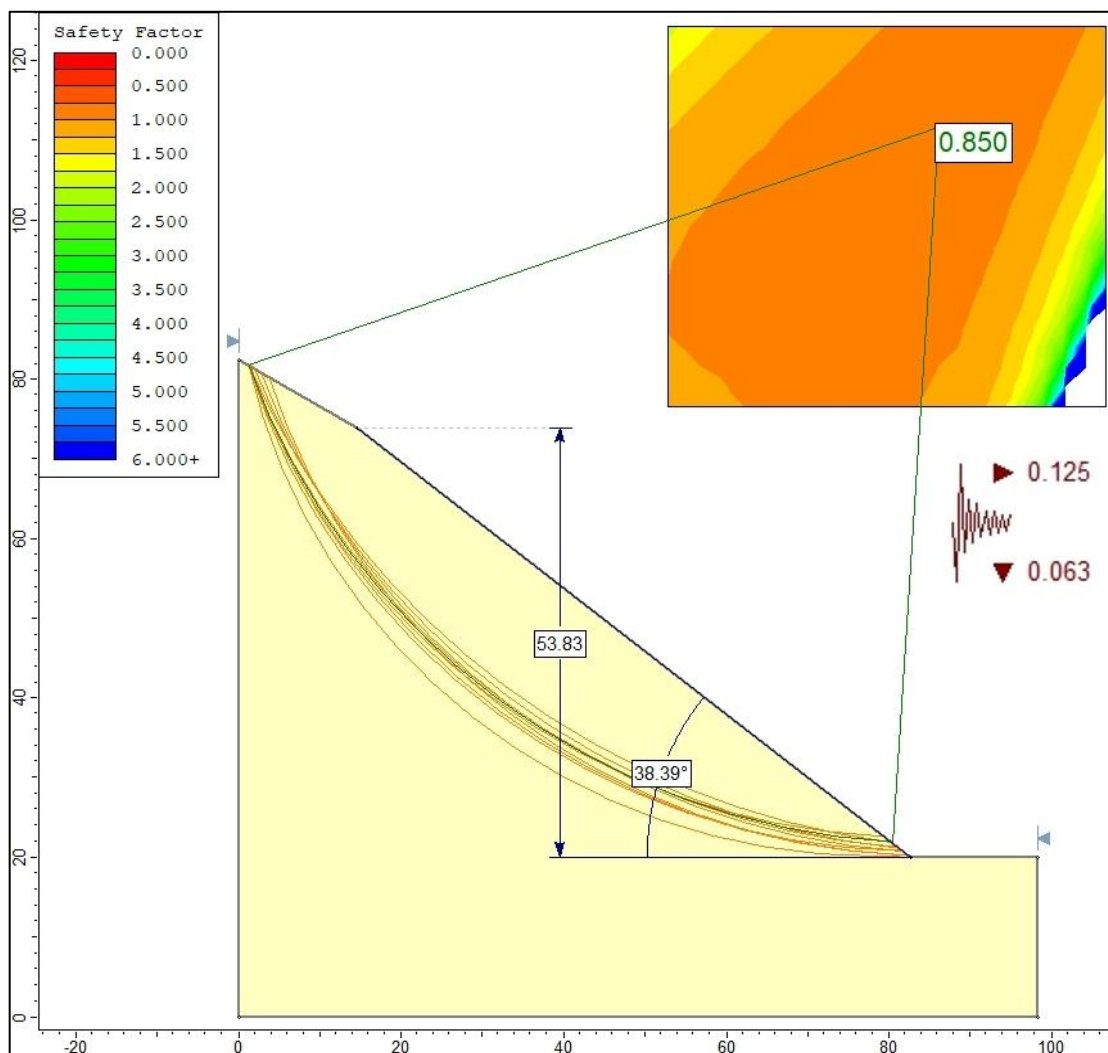
El análisis del escenario de Saturación Total (Caso III) para la Estación N° 03, que simula una condición de lluvia extrema con el nivel freático en la superficie del

talud revela un colapso completo de la estabilidad, el método de Spencer arroja un factor de seguridad (FS) de **0.523**, este valor significativamente inferior a la unidad indica una condición de falla inminente, donde las fuerzas impulsoras superan ampliamente a las resistentes, la drástica reducción de la estabilidad es causada por la elevada presión de poros, que anula gran parte de la resistencia cortante del suelo, demostrando la elevada vulnerabilidad del talud ante la saturación.

-Caso IV: Análisis en condiciones drenadas y solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$) - Método de Spencer

Figura 55

Análisis en condiciones drenadas y solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$) – Estación N° 03: Método de Spencer



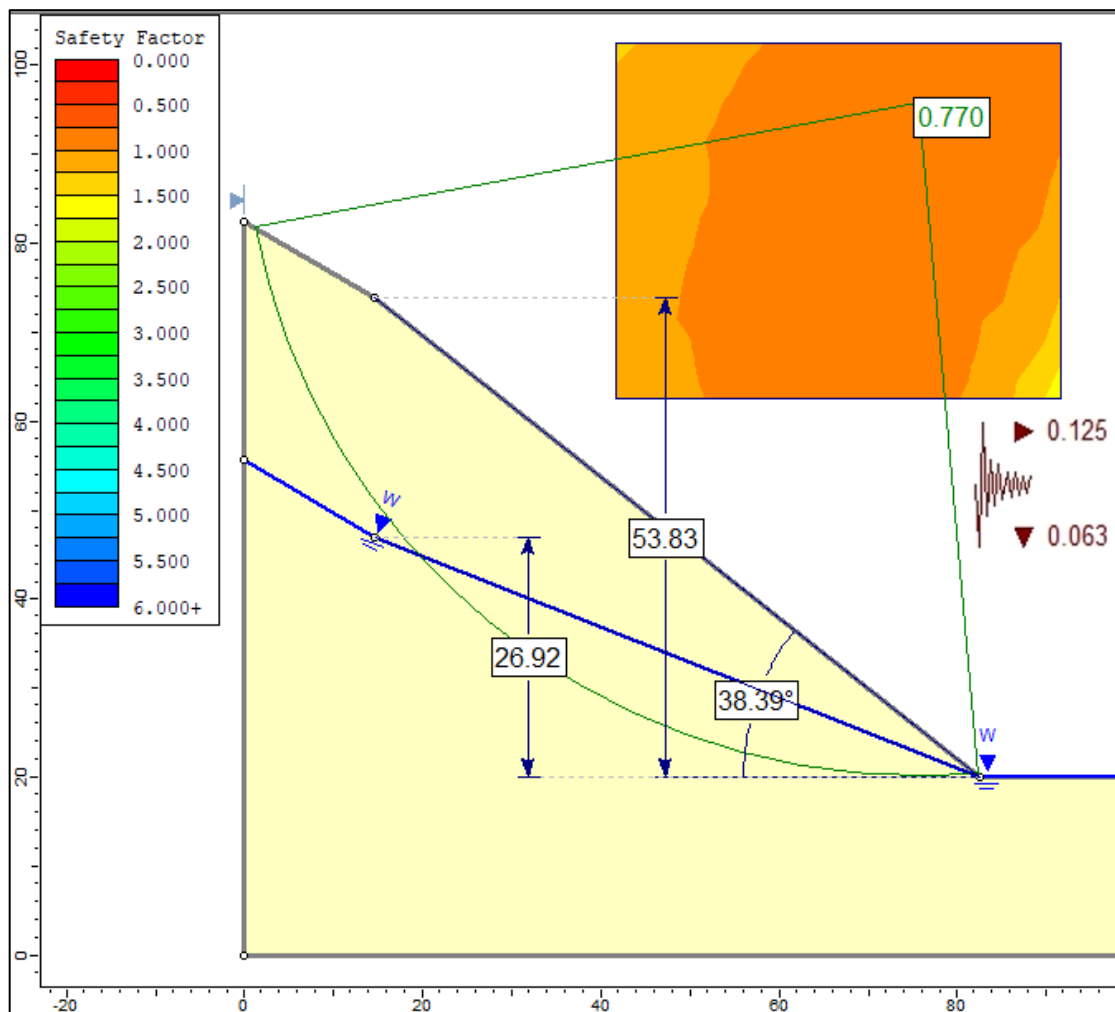
Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 12/04/2025.

El análisis en condiciones drenadas y solicitación sísmica pico (Caso IV), mostrado en la Figura 55 que incorpora coeficientes pseudoestáticos $K_h=0.125$ y $K_v=0.063$, arroja un factor de seguridad FS de **0.817** mediante el método de Spencer; al ser un valor inferior a la unidad, se confirma que el talud entra en una condición de inestabilidad crítica, esto demuestra que la acción sísmica, incluso en condiciones drenadas, es suficiente para reducir la resistencia del suelo y provocar la falla, agravado por las propiedades arcillosas de alta plasticidad (A-2-7 según AASHTO).

-Caso V: Análisis en condiciones de saturación parcial (50%) y solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$) - Método de Spencer

Figura 56

Análisis en condiciones de saturación parcial y solicitación sísmica pico



Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 12/04/2025.

Finalmente, se evaluó el escenario que combina una saturación parcial con una sollicitación sísmica pico (Caso V), como se muestra en la Figura 56, el análisis mediante el método de Spencer arroja un factor de seguridad FS de **0.77**, este valor, al ser inferior a la unidad, confirma que el talud es inestable y fallaría bajo estas condiciones, la inestabilidad es el resultado de la superposición de la fuerza sísmica sobre un talud cuya resistencia al corte ya se encuentra disminuida por la presión de poros, lo que evidencia la vulnerabilidad crítica del talud ante un evento sísmico en temporada de lluvias.

3.7.3.3.3 Resumen de resultados para la Estación N° 03

La Tabla 30 presenta un resumen de los Factores de Seguridad (FS) obtenidos para cada escenario según la Tabla 22.

Tabla 30

Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 03

Análisis	Caso de Carga	Condiciones	FS (Spencer)	FS (Bishop S.)	Estabilidad
I	Situación Base	Estático, Seco	1.040	1.048	Estabilidad crítica
II	Saturación Parcial	Estático, 50% agua	0.936	0.935	Inestable (Falla)
III	Saturación Total	Estático, 100% agua	0.523	0.515	Colapso Inminente
IV	Sísmica Pico	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), seco	0.850	0.850	Inestable (Falla)
V	Sísmica + Humedad	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), 50% agua	0.770	0.767	Inestable (Falla)

3.7.3.4 Estación N° 04

Ubicada en la Progresiva 06+710, la estación de estudio N° 04 está conformada por un suelo de arena limosa, de clasificación **SM** según el Sistema Unificado de

Clasificación de Suelos (SUCS) y como **A-1-b (0)** según el sistema de clasificación AASHTO, se trata de un material predominantemente granular con una fracción baja de finos de baja plasticidad ($IP = 5.0$), cuya resistencia al corte se rige principalmente por el ángulo de fricción de sus partículas arenosas, con una cohesión mínima aportada por los limos; presenta características que lo posicionan como un material de excelente calidad para subbases o bases en pavimentos, con alta permeabilidad y buena capacidad portante en condiciones secas, alineándose con las propiedades típicas de los suelos A-1-b en AASHTO, que destacan por su composición de arenas y gravas bien gradadas con finos mínimos (hasta 25% pasando el tamiz N° 200), baja plasticidad ($IP \leq 6\%$) y un índice de grupo (0) que indica buenas características resistentes, aunque susceptible a la erosión superficial si no se compacta adecuadamente.

La inspección de campo evidencia signos de inestabilidad moderada, con desprendimientos localizados de material suelto y formación de grietas superficiales, agravados por la acción del agua superficial, este comportamiento es coherente con su clasificación **SM** (SUCS), donde la presencia de limos (finos no cohesivos) reduce la cohesión entre granos arenosos, facilitando la movilización de partículas bajo cargas dinámicas o humedad, lo que genera erosión y pérdida de estabilidad en taludes expuestos. Complementariamente, bajo el enfoque AASHTO (A-1-b), se resalta la alta permeabilidad inherente que permite un drenaje rápido en condiciones ideales, pero también la vulnerabilidad a la segregación de finos durante eventos de lluvia intensa, lo que puede crear planos de debilidad y agravar los procesos erosivos observados, especialmente en un talud con pendiente pronunciada, por tanto, la combinación de propiedades granulares favorables pero sensibles a factores externos y la evidencia de desprendimientos, justificaron su análisis.

Figura 57

Fotografía del talud en la Estación N° 04



3.7.3.4.1 Modelo geotécnico para el análisis de Estabilidad

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad por equilibrio límite en la Estación N.º 04, es fundamental definir tanto las características geométricas del talud, como los parámetros de resistencia al corte del suelo que lo conforman, sintetizando los resultados obtenidos en las fases preliminares, los valores considerados para el modelo se presentan en la Tabla 31.

Tabla 31*Parámetros geométricos y geotécnicos – Estación N.º 04*

Característica	Parámetro	Valor	Unidad
Geometría del Talud	Altura del Talud	13.85	metro
	Ángulo de la cara del talud (promedio)	48.23	°
	Ángulo de la corona del talud	27.75	°
Propiedades del suelo	Cohesión efectiva	28.44	kPa
	Ángulo de fricción efectivo	43.30	°
	Peso Unitario del Suelo	19.42	kN/m ³

3.7.3.4.2 Determinación del factor de seguridad

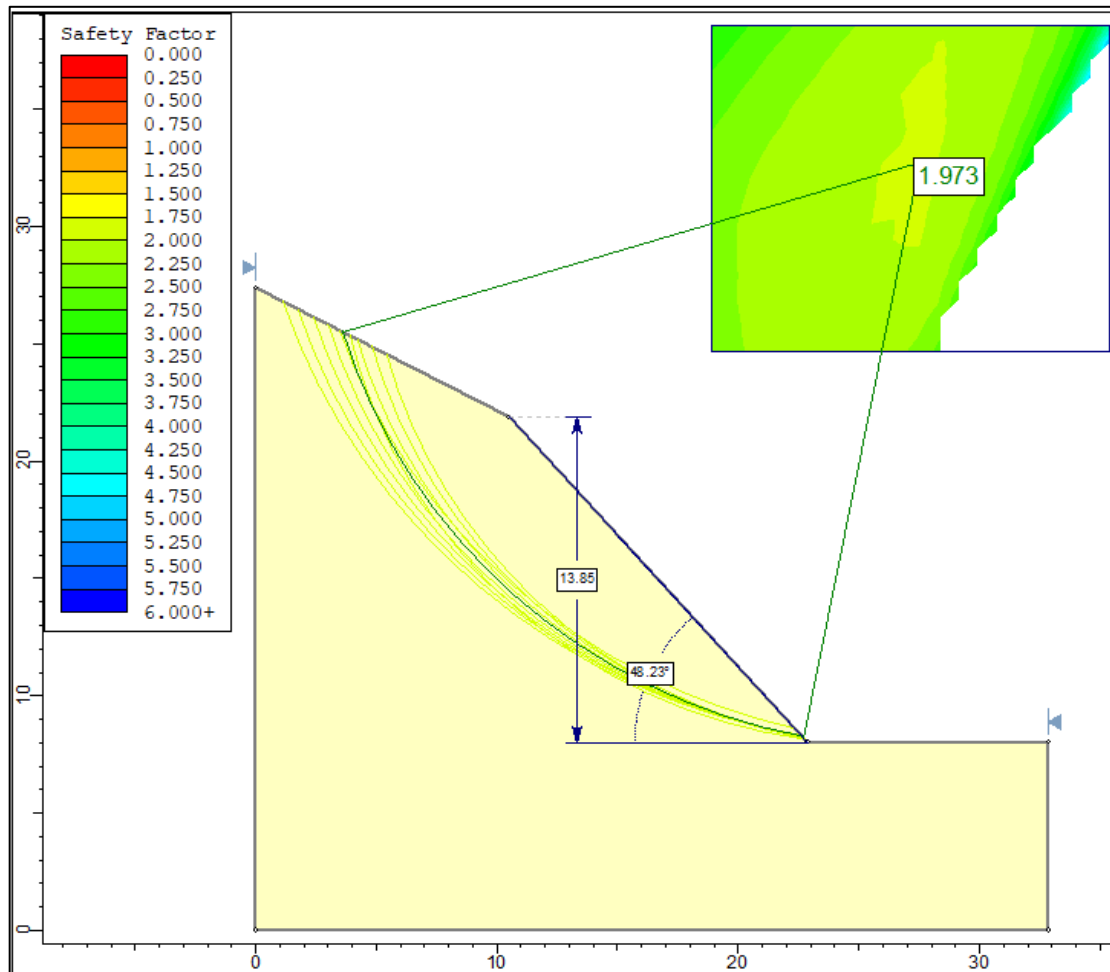
Una vez definidos los parámetros geométricos y geotécnicos del talud de la Estación N° 04 (resumidos en la Tabla 31), se procedió a evaluar su estabilidad mediante métodos de equilibrio límite, utilizando el software Slide, el análisis se realizó para los cinco escenarios de carga definidos en la Tabla 22, empleando tanto el método de Spencer como el de Bishop Simplificado para validar los resultados.

A continuación, se presenta el análisis progresivo de la estabilidad del talud en la Estación N° 04, considerando los cinco escenarios de carga indicados en la Tabla 22, evaluados mediante el método riguroso de Spencer; con el propósito de mantener una exposición concisa en el cuerpo principal de la tesis, los cinco escenarios complementarios calculados con el método de Bishop Simplificado también basados en la Tabla 22 se incluyen en el Apéndice E: Análisis de estabilidad – método de Bishop Simplificado.

-Caso I: Análisis de estabilidad en condiciones estáticas totalmente drenadas - Método de Spencer

Figura 58

Análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas – Estación N° 03: Método de Spencer



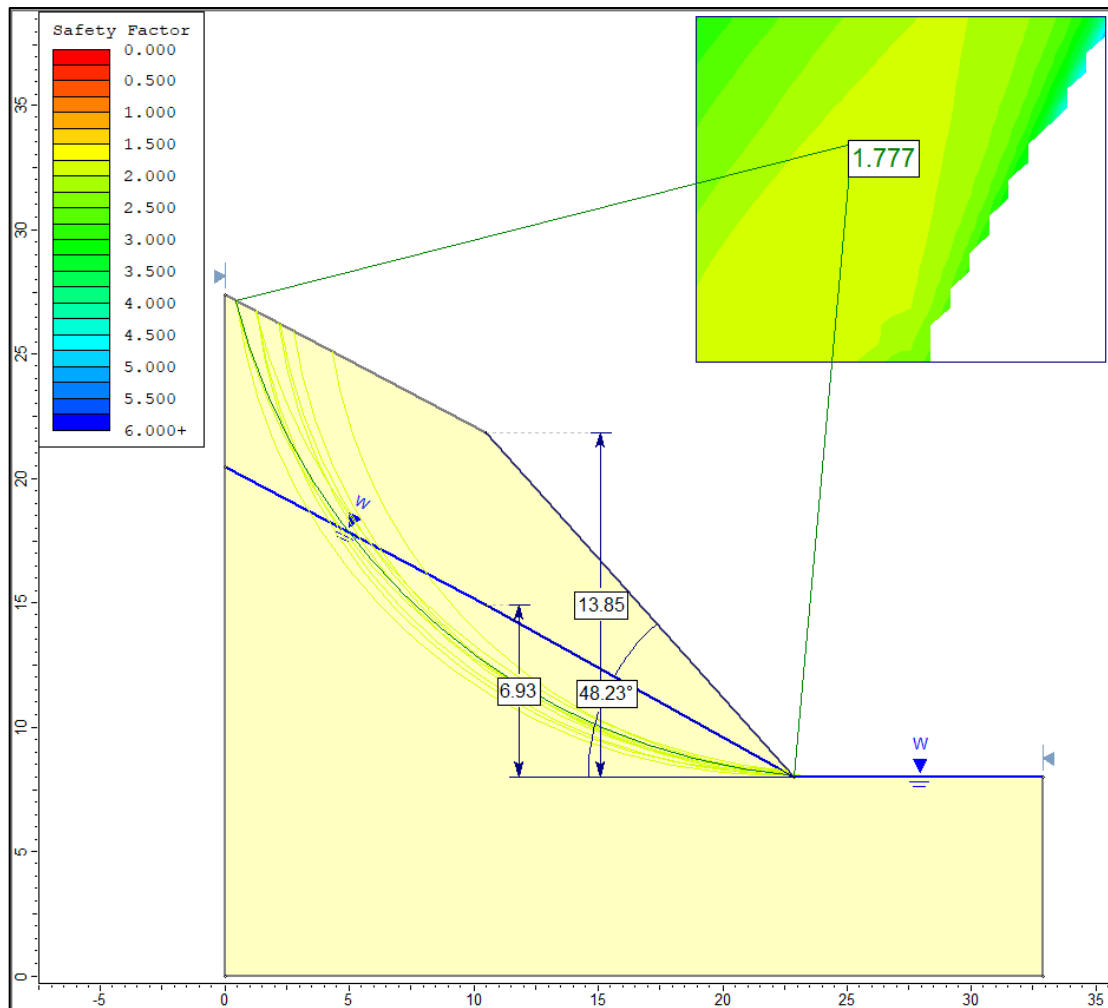
Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 20/04/2025.

El análisis en condiciones estáticas totalmente drenadas (Caso I) para la Estación N° 04, realizado mediante el método de Spencer, arroja un factor de seguridad FS de **1.973**, este valor, al ser considerablemente superior a 1.5, indica que el talud es estable bajo estas condiciones ideales, su estabilidad en la situación base se atribuye a la alta resistencia friccional propia del suelo de arena limosa en ausencia de presiones de poro.

-Caso II: Análisis de estabilidad en condiciones estáticas de saturación parcial (50%) - Método de Spencer

Figura 59

*Análisis en condiciones estáticas de saturación parcial (50%) – Estación N° 04:
Método de Spencer*



Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 20/04/2025.

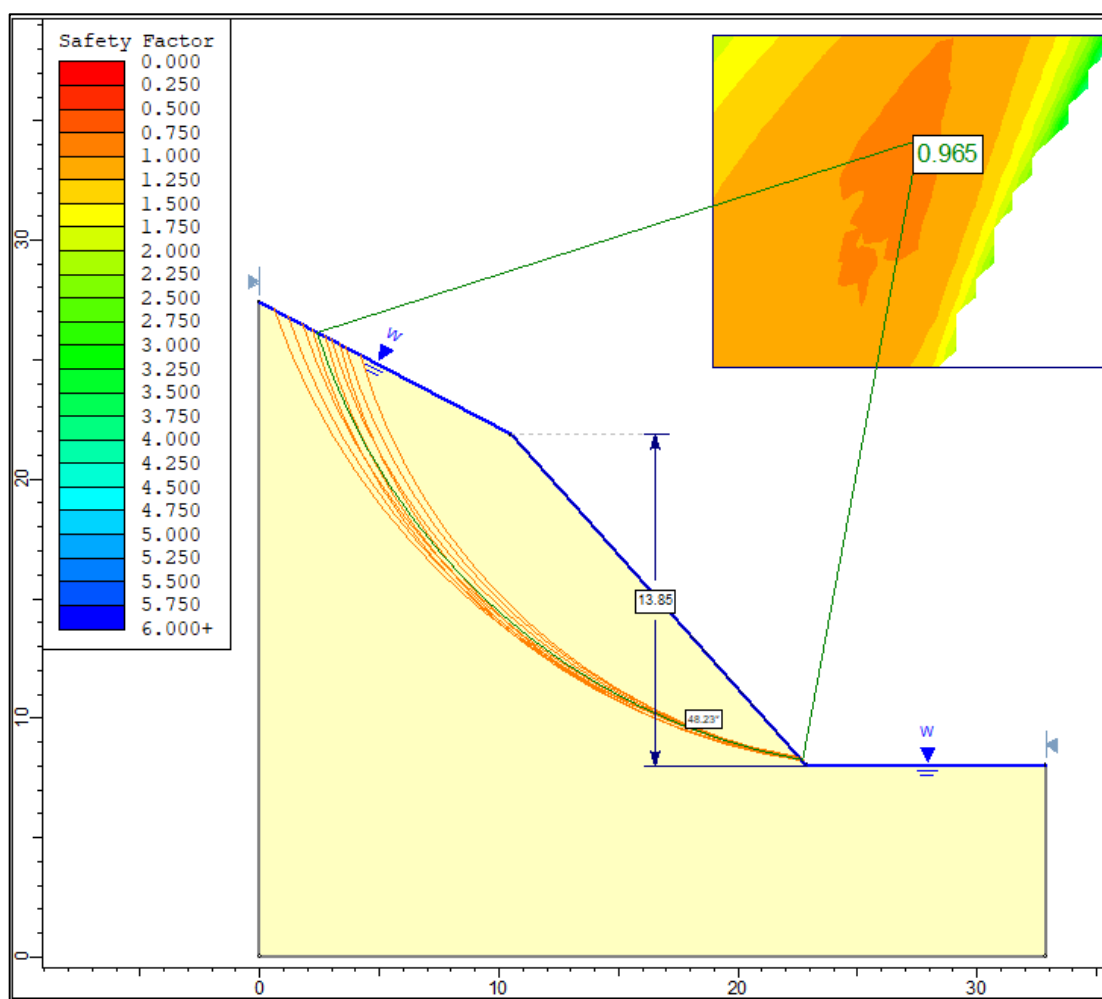
El análisis en condiciones estáticas de saturación parcial (Caso II), mostrado en la Figura 59 que simula un nivel freático al 50% de la altura del talud, arroja un factor de seguridad FS de **1.777** mediante el método de Spencer; al ser un valor superior a la unidad, se confirma que el talud se encuentra en una condición de estabilidad aceptable, sin embargo, la presencia de agua, incluso de forma parcial, reduce la resistencia del

suelo y podría acercarlo a la inestabilidad en escenarios más adversos, influenciado por las propiedades de un suelo arenoso cuya matriz fina presenta baja plasticidad.

-Caso III: Análisis de estabilidad en condiciones estáticas de saturación total (100%) - Método de Spencer

Figura 60

*Análisis en condiciones estáticas de saturación total (100%) – Estación N° 03:
Método de Spencer*



Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 20/04/2025.

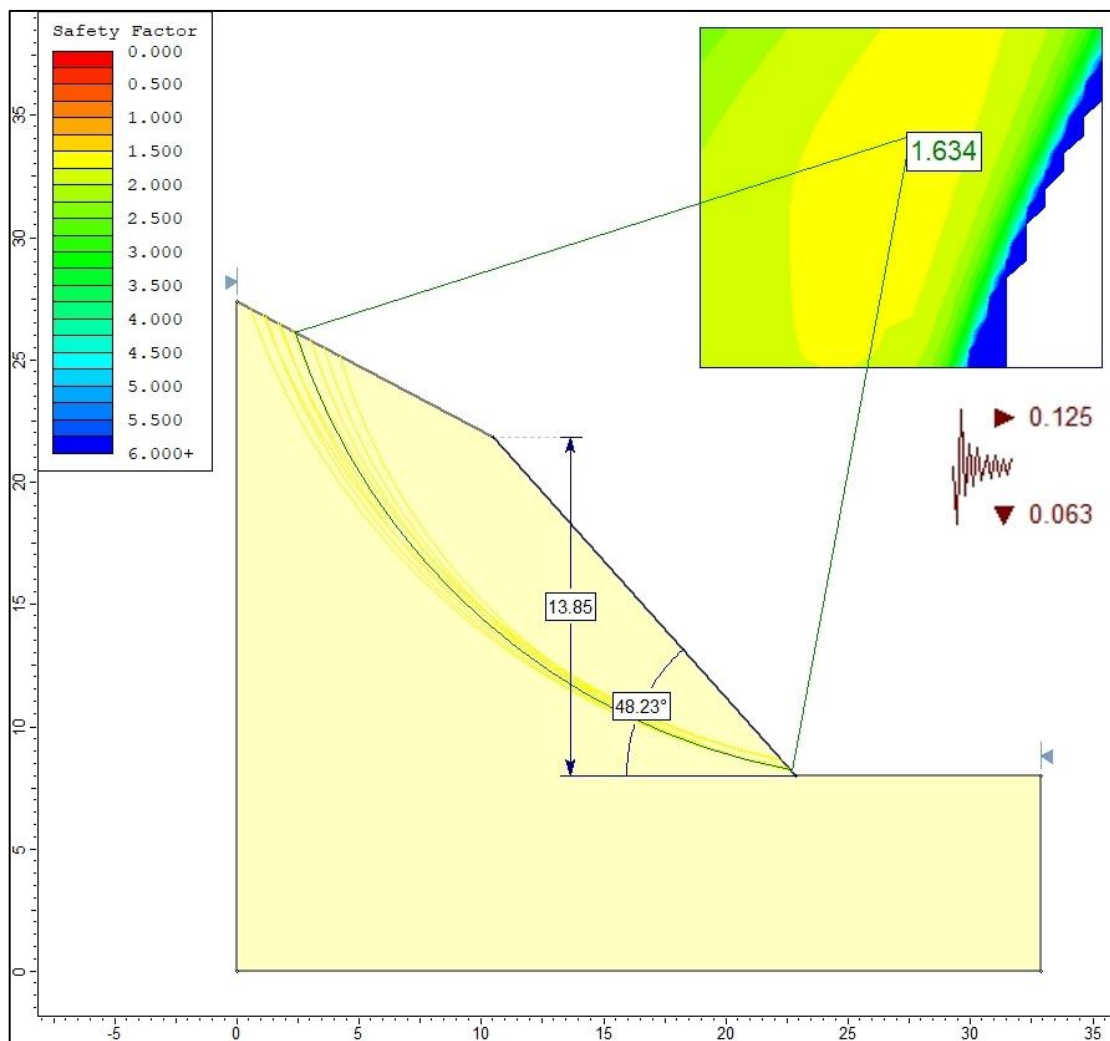
El análisis para el escenario de Saturación Total (Caso III), que simula una condición de lluvia extrema en la Estación N° 04, revela que el talud se vuelve inestable, el método de Spencer arroja un Factor de Seguridad (FS) de **0.965**, valor inferior a la unidad que confirma la inestabilidad del talud, la cual se debe a que la elevada presión

de poros reduce drásticamente la resistencia friccional del suelo, demostrando que la saturación completa es una condición crítica que, es suficiente para provocar el deslizamiento.

-Caso IV: Análisis en condiciones drenadas y solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$) - Método de Spencer

Figura 61

Análisis en condiciones drenadas y solicitación sísmica pico ($K_h=0.125$, $K_v=0.063$) – Estación N° 04: Método de Spencer



Nota. Impreso del software *Slide* (versión 6.020), realizado el día: 20/04/2025.

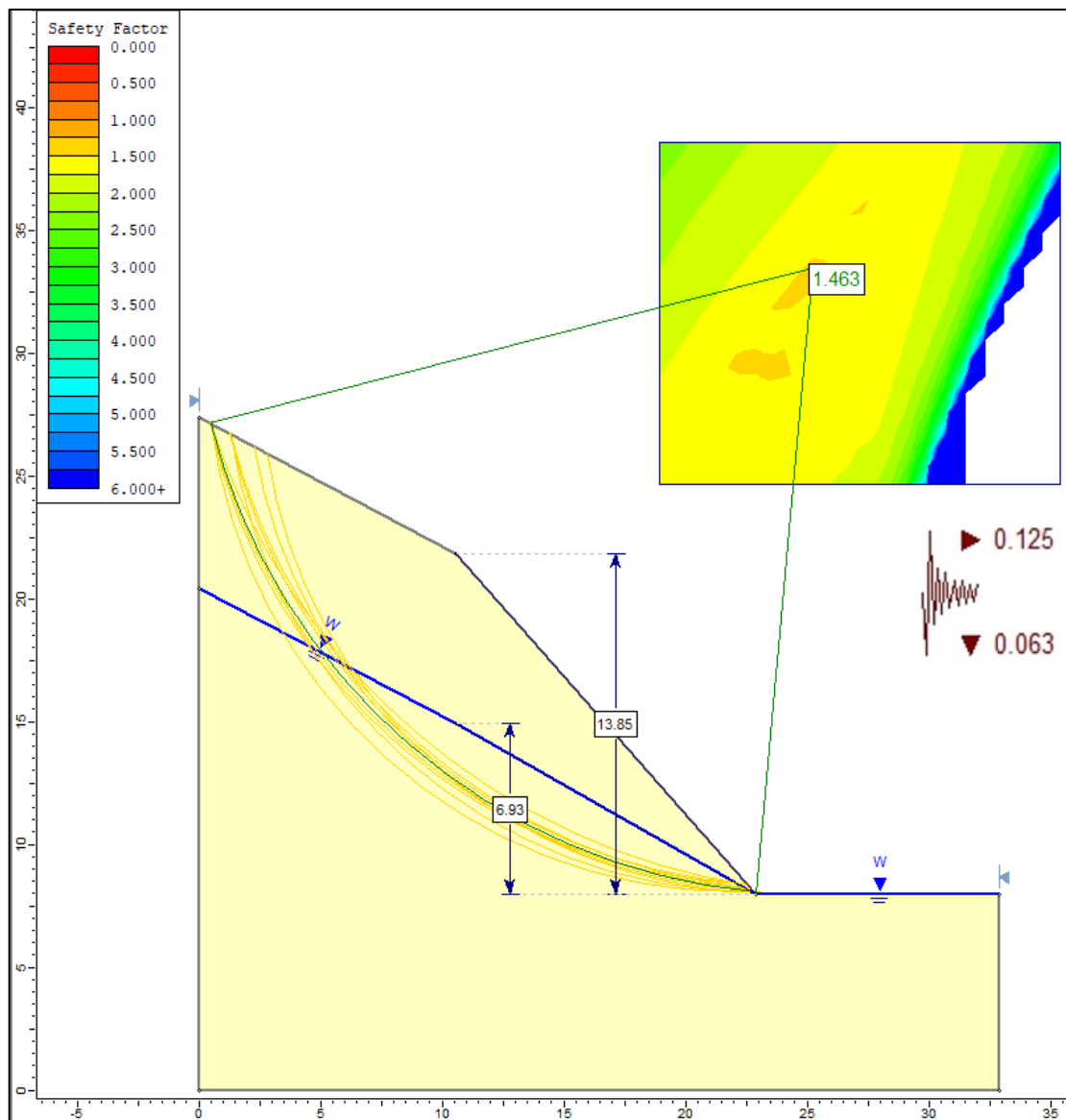
El análisis en condiciones drenadas y solicitación sísmica pico (Caso IV), mostrado en la Figura 61 que incorpora coeficientes $K_h=0.125$ y $K_v=0.063$, arroja un factor de seguridad (FS) de 1.634 mediante el método de Spencer; al ser un valor

superior a la unidad, se confirma que el talud se encuentra en una condición de estabilidad aceptable, sin embargo, la acción sísmica, incluso en condiciones drenadas, reduce la resistencia del suelo y podría inducirlo a la inestabilidad en escenarios más adversos, influenciado por las propiedades de un suelo arenoso cuya matriz fina presenta baja plasticidad SM (Según SUCS).

-Caso V: Análisis en condiciones de saturación parcial (50%) y solicitación sísmica pico (Kh=0.125, Kv=0.063) - Método de Spencer

Figura 62

Análisis en condiciones de saturación parcial y solicitación sísmica pico



Nota. Impreso del software Slide (versión 6.020), realizado el día: 20/04/2025.

En el escenario combinado de sismo y saturación parcial (Caso V), el talud de la Estación N° 04 alcanza un factor de seguridad FS de **1.463**, este valor, al ser cercano al límite de 1.50 define una condición de estabilidad marginal, indicando posee una pequeña reserva de seguridad esperada ante un sismo en temporada de lluvias.

3.7.3.4.3 Resumen de resultados para la Estación N° 04

La Tabla 32 presenta un resumen de los Factores de Seguridad (FS) obtenidos para cada escenario según la Tabla 22.

Tabla 32

Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 04

Análisis	Caso de Carga	Condiciones	FS (Spencer)	FS (Bishop S.)	Estabilidad
I	Situación Base	Estático, Seco	1.973	1.980	Estable
II	Saturación Parcial	Estático, 50% agua	1.777	1.776	Estable
III	Saturación Total	Estático, 100% agua	0.965	0.947	Inestable (Falla)
IV	Sísmica Pico	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), seco	1.629	1.634	Estable
V	Sísmica + Humedad	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), 50% agua	1.472	1.463	Estabilidad Límite

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se analizan e interpretan los resultados cuantitativos obtenidos del análisis de estabilidad para las cuatro estaciones críticas seleccionadas en el tramo de la carretera San Pablo – Cajamarca; a través de la aplicación de métodos de equilibrio límite, se evaluó el Factor de Seguridad (FS) para cada talud —uno en macizo rocoso (E-N°01) y tres en diferentes tipos de suelo (E-N°02, E-N°03 y E-N°04) bajo cinco escenarios de carga que simulan condiciones estáticas, de saturación y sísmicas. A continuación, se discuten estos hallazgos de forma comparativa, contrastándolos con el marco teórico y los antecedentes de investigación relevantes. Esta discusión permitirá verificar el cumplimiento de los objetivos específicos de la investigación, los cuales se orientan a la identificación de taludes críticos y la determinación de sus parámetros de resistencia para finalmente responder al objetivo general y validar la hipótesis planteada en este estudio.

4.1 Presentación de resultados

A continuación, se exponen de manera objetiva los resultados numéricos de los análisis de estabilidad para cada una de las cuatro estaciones de estudio, cada subsección resume los Factores de Seguridad obtenidos y ofrece un diagnóstico inicial sobre la condición de estabilidad del talud correspondiente.

Para la interpretación de los resultados, se siguen los criterios de Hoek y Bray (1981), en su obra, establecen que si bien un FS de 1.3 es un mínimo aceptable en ciertas condiciones; para taludes permanentes como los de una carretera, se requiere un FS de 1.5 para garantizar la seguridad a largo plazo, por tanto en este estudio se considera un

talud como estable si su $FS > 1.5$, mientras que valores inferiores, especialmente por debajo de 1.0, indican una condición crítica o de falla.

4.1.1 Estación N° 01

La Estación N° 01, ubicada en la progresiva 00+340, está conformada por un macizo rocoso de andesita meteorizada, perteneciente a la formación geológica Volcánico San Pablo (Ti-vsp), el cual presenta signos inestabilidad activa, manifestados por el desprendimiento constante de fragmentos rocosos de tamaño pequeño a mediano, cuya acumulación de detritos es notoria en la base del talud y cunetas. El análisis inició con la caracterización de sus propiedades, estas fueron procesadas en RocData para generar la envolvente de falla no lineal de Hoek-Brown, la cual, representa el límite de resistencia del macizo al definir la relación entre los esfuerzos principales efectivos (σ_1 y σ_3) que puede soportar antes de fallar (Figura 34). Dado que los análisis de equilibrio límite requieren los parámetros de Mohr-Coulomb (c' , ϕ'), fue necesario linealizar la envolvente curvilínea de Hoek-Brown. RocData realizó este ajuste, generando una recta tangente a la curva de falla, de la cual se obtuvieron los parámetros de resistencia cortante efectivos. Los parámetros geométricos y geomecánicos de entrada se resumen en la Tabla 33.

Tabla 33*Resumen de Parámetros Geométricos y Geomecánicos – Estación N° 01*

Categoría	Parámetro	Valor	Fuente / Referencia
Geometría del Talud	Altura del Talud (H)	31.55 m	Tabla 13
	Inclinación de la cara del talud (β)	52.56 °	Tabla 13
	Ángulo de corona	22.62°	Tabla 13
Propiedades del Macizo (Hoek – Brown)	Resistencia a Compresión Uniaxial (σ_{ci})	25 MPa	Tabla 15
	Índice de Resistencia Geológica (GSI)	26	Tabla 24
	Constante del material intacto (m_i)	20	Tabla 3(Marinos & Hoek, 2001)
	Factor de Disturbancia (D)	0.7	Figura 6 (Hoek & Carranza, 2002)
Parámetros de Resistencia (Mohr-Coulomb)	Cohesión efectiva (c')	125.70 kPa	RocData (Figura 34)
	Ángulo de fricción efectivo (ϕ')	35.06 °	RocData (Figura 34)
	Peso Unitario del macizo (γ)	24.52 kN/m³	Tabla 25
Orientación de Discontinuidades	Familia 1 (Buzamiento / Dir. Buzamiento)	46° / 282°	Tabla 16
	Familia 2 (Buzamiento / Dir. Buzamiento)	57° / 176°	Tabla 16

Con todos los parámetros geométricos y geomecánicos definidos, se procedió a realizar el análisis de estabilidad; primero, se ejecutó un análisis cinemático en Dips para determinar el modo de falla más probable, evaluando las condiciones para rotura planar, en cuña y por volcamiento. Los resultados (Figuras 35-39) confirmaron que la **falla por cuña** es el único mecanismo cinemáticamente posible para la configuración de las discontinuidades de este talud.

Posteriormente, se cuantificó la estabilidad de dicha cuña mediante el software Swedge, modelando cinco escenarios de carga y saturación según la Tabla 22. Los Factores de Seguridad (FS) obtenidos y su diagnóstico se resumen en la Tabla 34.

Tabla 34*Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 01*

Análisis	Caso de Carga	Condiciones	Factor de Seguridad (FS)	Diagnóstico
I	Situación Base	Estático, Seco	4.15	Muy Estable
II	Saturación Parcial	Estático, 50% agua	3.98	Muy Estable
III	Saturación Total	Estático, 100% agua	0.00	Falla Inminente
IV	Sísmica Pico	Sísmico (Kh=0.125), seco	3.45	Estable
V	Sísmica + Humedad	Sísmico (Kh=0.125), 50% agua	3.31	Estable

El análisis de sensibilidad demuestra que el talud de la Estación N° 01 es estable bajo condiciones sísmicas pico y de humedad parcial; sin embargo, se identifica una vulnerabilidad crítica ante escenarios de saturación total, condición bajo la cual el talud fallaría de manera catastrófica. Este hallazgo subraya la importancia crítica de garantizar un drenaje adecuado en el macizo rocoso para prevenir la acumulación de presiones de agua.

4.1.2 Estación N° 02

La Estación N° 02, localizada en la progresiva 03+560, se caracteriza por ser un talud de corte en un depósito de suelo heterogéneo, seleccionado para el análisis por sus evidentes signos de inestabilidad superficial, como el desprendimiento constante de material granular y bloques aislados sobre la vía. El análisis de laboratorio clasificó el material como un suelo gravoso mal gradado con presencia de arcilla y arena,

clasificado como GP-GC según SUCS y A-2-4(0) según AASHTO, lo que resalta su composición granular con finos plásticos moderados, susceptible a erosión y reducción de permeabilidad bajo humedad.

A diferencia del macizo rocoso, la estabilidad de este talud de suelo se evaluó mediante la búsqueda de la superficie de falla circular crítica, que es el mecanismo de rotura predominante para este tipo de materiales, los parámetros de entrada para el modelo, que combinan las características geométricas del talud y las propiedades de resistencia del suelo, se resumen en la Tabla 35.

Tabla 35

Resumen de Parámetros Geométricos y Geotécnicos – Estación N° 02

Categoría	Parámetro	Valor	Fuente / Referencia
Geometría del Talud	Altura del Talud (H)	39.85 m	Tabla 13
	Inclinación de la cara del talud (β)	51.00 °	Tabla 13
	Ángulo de corona	33.36 °	Tabla 13
Propiedades del Suelo (Mohr-Coulomb)	Cohesión efectiva (c')	20 kPa	Tabla 27/ Correlación (Das, 2013)
	Ángulo de fricción efectivo (ϕ')	38 °	Tabla 27/ Correlación (Das, 2013)
	Peso Unitario del suelo (γ)	18.83 kN/m ³ (1.92 gr/cm ³)	Tabla 21 / Ensayo de laboratorio

Con los parámetros geotécnicos definidos, se procedió a realizar el análisis de estabilidad por equilibrio límite utilizando el software Slide v.6.020, se emplearon los métodos de Spencer y Bishop Simplificado para modelar los cinco escenarios de carga sísmica y saturación. Los factores de seguridad (FS) obtenidos para cada caso, junto con su diagnóstico correspondiente, se presentan en la Tabla 36.

Tabla 36*Resumen y diagnóstico de Factores de Seguridad - Estación N° 02*

Análisis	Caso de Carga	Condiciones	FS (Spencer)	FS (Bishop S.)	Diagnóstico
I	Situación Base	Estático, Seco	1.06	1.063	Estabilidad crítica
II	Saturación Parcial	Estático, 50% agua	0.994	0.997	Inestable (Falla)
III	Saturación Total	Estático, 100% agua	0.323	0.245	Colapso Inminente
IV	Sísmica Pico	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), seco	0.875	0.878	Inestable (Falla)
V	Sísmica + Humedad	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), 50% agua	0.838	0.832	Inestable (Falla)

Los resultados de la Tabla 36 revelan que el talud de la Estación N° 02, partiendo de una condición de estabilidad crítica en su estado base (FS = 1.06), es inestable ante cualquier otra condición de carga analizada, la presencia de agua es el factor más perjudicial, llevando el talud a la falla en escenarios de saturación parcial (FS = 0.99) y provocando un colapso catastrófico en saturación total (FS = 0.32); de igual forma, la sollicitación sísmica por sí sola (FS = 0.88) también es suficiente para causar la inestabilidad, la similitud entre los valores hallados por los métodos de Spencer y Bishop Simplificado otorga confiabilidad a los resultados, concluyendo que la saturación representa la amenaza más severa para la estabilidad de este talud.

4.1.3 Estación N° 03

La Estación N° 03, en la progresiva 05+120, representa el punto de mayor preocupación del tramo, seleccionado por su historial de deslizamientos y su evidente morfología de falla activa, con escarpes de rotura bien definidos, los ensayos de

laboratorio clasificaron el material como una arena arcillosa con grava, clasificado como SC según SUCS y A-2-7(4) según AASHTO, destacando finos de alta plasticidad que disminuyen la permeabilidad y aumentan la vulnerabilidad a saturación y aumentan su potencial para expansión/compresión.

Al igual que en la estación anterior, el análisis de estabilidad se centró en la falla circular crítica, el mecanismo de rotura esperado. Los parámetros geotécnicos y geométricos empleados para modelar este talud se detallan en la Tabla 37.

Tabla 37

Resumen de Parámetros Geométricos y Geotécnicos – Estación N° 03

Categoría	Parámetro	Valor	Fuente / Referencia
Geometría del Talud	Altura del Talud (H)	53.83 m	Tabla 13
	Inclinación de la cara del talud (β)	38.39 °	Tabla 13
	Ángulo de corona	30.54 °	Tabla 13
Propiedades del Suelo (Mohr-Coulomb)	Cohesión efectiva (c')	40.38 kPa	Tabla 20 / Ensayo de laboratorio
	Ángulo de fricción efectivo (ϕ')	22.95 °	Tabla 20 / Ensayo de laboratorio
	Peso Unitario del suelo (γ)	18.24 kN/m ³ (1.86 gr/cm ³)	Tabla 21/ Ensayo de laboratorio

Con los parámetros geotécnicos definidos, se procedió a realizar el análisis de estabilidad por equilibrio límite utilizando el software Slide v.6.020, se emplearon los métodos de Spencer y Bishop Simplificado para modelar los cinco escenarios de carga sísmica y saturación, los factores de seguridad (FS) obtenidos para cada caso, junto con su diagnóstico correspondiente, se presentan en la Tabla 38.

Tabla 38*Resumen y diagnóstico de Factores de Seguridad - Estación N° 03*

Análisis	Caso de Carga	Condiciones	FS (Spencer)	FS (Bishop S.)	Diagnóstico
I	Situación Base	Estático, Seco	1.040	1.048	Estabilidad crítica
II	Saturación Parcial	Estático, 50% agua	0.936	0.935	Inestable (Falla)
III	Saturación Total	Estático, 100% agua	0.523	0.515	Colapso Inminente
IV	Sísmica Pico	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), seco	0.850	0.850	Inestable (Falla)
V	Sísmica + Humedad	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), 50% agua	0.770	0.767	Inestable (Falla)

Los resultados de la Tabla 38 evidencian la alta vulnerabilidad del talud en la Estación N° 03, partiendo de una condición de estabilidad crítica en su estado base (FS = 1.04 según Spencer), el talud se vuelve inestable ante la presencia de cualquier factor adverso, tanto una saturación parcial (FS = 0.94) como una sollicitación sísmica en condiciones secas (FS = 0.85) son suficientes para provocar inestabilidad. El escenario más crítico es el de saturación total, que conduce a un colapso inminente (FS = 0.52), destacando la alta sensibilidad del talud a la presión de poros. La similitud entre los resultados de los métodos de Spencer y Bishop Simplificado confirma el diagnóstico: el talud es intrínsecamente inestable y requiere medidas de mitigación urgentes.

4.1.4 Estación N° 04

La Estación N° 04, ubicada en la progresiva 06+710, fue seleccionada para el estudio por presentar signos de inestabilidad superficial, como escarpes en la corona y acumulación de material desprendido en la base. Los ensayos de laboratorio clasificaron

el material como una arena limosa, clasificado como SM según SUCS y A-1-b(0) según AASHTO, con alta permeabilidad y baja plasticidad que favorecen estabilidad en seco pero susceptible a erosión hidráulica. Su comportamiento mecánico está gobernado principalmente por el ángulo de fricción, lo que lo hace muy sensible a la pérdida de estabilidad por aumento de la presión de poros.

El análisis de estabilidad se enfocó en la búsqueda de la superficie de falla circular crítica. Los parámetros de entrada utilizados para el modelo, que reflejan la geometría del talud y las propiedades del suelo, se consolidan en la Tabla 39.

Tabla 39

Resumen de Parámetros Geométricos y Geotécnicos – Estación N° 04

Categoría	Parámetro	Valor	Fuente / Referencia
Geometría del Talud	Altura del Talud (H)	13.85 m	Tabla 13
	Inclinación de la cara del talud (β)	48.23 °	Tabla 13
	Ángulo de corona	27.75 °	Tabla 13
Propiedades del Suelo (Mohr-Coulomb)	Cohesión efectiva (c')	28.44 kPa	Tabla 20 / Ensayo de laboratorio
	Ángulo de fricción efectivo (ϕ')	43.30 °	Tabla 20 / Ensayo de laboratorio
	Peso Unitario del suelo (γ)	19.42 kN/m ³ (1.98 gr/cm ³)	Tabla 21/ Ensayo de laboratorio

Con los parámetros geotécnicos definidos, se procedió a realizar el análisis de estabilidad por equilibrio límite utilizando el software Slide v.6.020, se emplearon los métodos de Spencer y Bishop Simplificado para modelar los cinco escenarios de carga

sísmica y saturación. Los factores de seguridad (FS) obtenidos para cada caso, junto con su diagnóstico correspondiente, se presentan en la Tabla 40.

Tabla 40

Resumen de Factores de Seguridad - Estación N° 04

Análisis	Caso de Carga	Condiciones	FS (Spencer)	FS (Bishop S.)	Diagnóstico
I	Situación Base	Estático, Seco	1.973	1.980	Estable
II	Saturación Parcial	Estático, 50% agua	1.777	1.776	Estable
III	Saturación Total	Estático, 100% agua	0.965	0.947	Inestable (Falla)
IV	Sísmica Pico	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), seco	1.629	1.634	Estable
V	Sísmica + Humedad	Sísmico (Kh=0.125, Kv=0.065), 50% agua	1.472	1.463	Estabilidad Límite

A diferencia de las otras estaciones de suelo, el talud de la Estación N° 04 muestra una mayor estabilidad inherente, permaneciendo estable ($FS > 1.5$) incluso bajo la acción sísmica en condiciones secas, sin embargo, los resultados revelan su alta sensibilidad al agua: la saturación total lo lleva a la inestabilidad ($FS < 1.0$), y la combinación de sismo y humedad lo sitúa en una condición de estabilidad límite ($FS = 1.47$), con una reserva de seguridad mínima. La concordancia entre los valores de Spencer y Bishop Simplificado valida estos hallazgos, concluyendo que, si bien este talud es el más estable de los analizados, su principal vulnerabilidad radica en la pérdida de resistencia por saturación.

4.2. Discusión de Resultados

Una vez presentados los resultados de cada estación, se procede a su interpretación y síntesis para obtener una visión clara del comportamiento geotécnico del tramo en estudio, este análisis comparativo permite establecer los niveles de riesgo, identificar los factores desencadenantes de la inestabilidad y contrastar los hallazgos con el marco teórico y los antecedentes existentes. La discusión, se hará en base a la información clave consolidada en la Tabla 41.

Tabla 41

Análisis comparativo de la pérdida de estabilidad por Estación

Estación	Tipo de Material	FS (Caso I: Base)	FS (Escenario más Crítico) *	Pérdida de Estabilidad (%)	Diagnóstico General
E-01	Macizo Rocosos (roca andesita)	4.15	0 (Saturación total)	100.00%	Estable en seco, colapso total bajo saturación.
E-02	Suelo (GP-GC; A-2-4(0))	1.06	0.323 (Saturación total)	69.50%	Equilibrio límite en estado base, inestable ante cualquier factor adverso.
E-03	Suelo (SC; A-2-7(4))	1.04	0.523 (Saturación total)	49.71%	Equilibrio límite en estado base, inestable ante cualquier factor adverso.
E-04	Suelo (SM; A-1-b(0))	1.973	0.965 (Saturación total)	51.10%	Estable en seco, pero inestable bajo saturación.

4.2.1. Análisis comparativo de la estabilidad de los taludes

La Tabla 41 revela una clara jerarquía de riesgo, las estaciones E-N°02 (GP-GC) y E-N°03 (SC) son las más críticas, con una estabilidad límite (FS ~ 1.0) en su estado base, la E-N°03 se diagnostica como la más peligrosa por su matriz de finos plásticos (SC), susceptible a una drástica pérdida de cohesión al saturarse. En contraste, la E-N°04 (SM) es el talud de suelo más estable presentando inestabilidad únicamente

ante escenarios de elevada saturación, aunque su estabilidad depende fuertemente de las condiciones de drenaje. El macizo rocoso (E-N°01) presenta un comportamiento distinto, con una falla frágil y un colapso total bajo condiciones de elevada saturación en sus discontinuidades (escenario poco probable), a diferencia de la degradación más progresiva de los taludes de suelo.

4.2.2. Discusión sobre los factores desencadenantes y el marco teórico

El análisis de sensibilidad permite identificar dos factores desencadenantes principales, cuyo comportamiento se alinea perfectamente con los principios expuestos en el marco teórico:

-Efecto del agua

La presencia de agua es el factor más perjudicial, los resultados cuantifican de manera práctica los conceptos de autores como Das (2013) y Ramos et al. (2025), demostrando que el aumento de la presión de poros reduce el esfuerzo efectivo y conduce a la falla. La drástica caída del FS en todos los taludes bajo saturación total, especialmente el colapso ($FS=0.00$) del macizo rocoso (E-N°01) —un escenario descrito por Hoek y Bray (1981), confirma que el agua es el principal desencadenante de la inestabilidad.

-Efecto sísmico en taludes con presencia de humedad

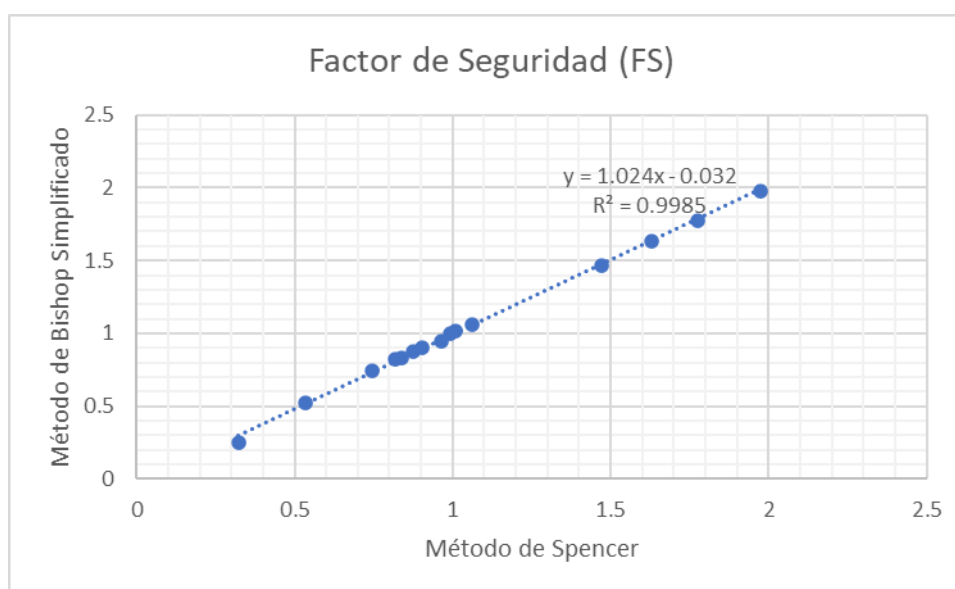
La acción sísmica introduce una fuerza desestabilizadora que reduce el FS, tal como lo describen autores como Highland y Bobrowsky (2008) o Suárez (2009). El escenario más crítico es el Caso V (sismo + humedad parcial), que demuestra la superposición de efectos adversos: una carga sísmica actuando sobre un suelo ya debilitado por la presión de poros, confirmando la alta vulnerabilidad del tramo ante un sismo en temporada de lluvias.

4.2.3. Evaluación de los Métodos de Análisis Empleados

Para asegurar que los resultados fueran fiables, no nos basamos en un solo método de cálculo, se compararon los resultados del método riguroso de Spencer con la aproximación de Bishop Simplificado, y como se observa en las tablas, los valores de Factor de Seguridad son casi iguales en todos los casos, esta coincidencia valida el diagnóstico y brinda validez a las conclusiones, independientemente del método utilizado.

Figura 63

Comparación de los Factores de Seguridad obtenidos mediante los métodos de Spencer y Bishop Simplificado.



4.2.4. Convergencia con antecedentes

Los resultados obtenidos no representan un caso aislado, sino que guardan una fuerte convergencia con hallazgos de estudios previos, lo que refuerza la validez del diagnóstico, a nivel internacional, la condición de inestabilidad crítica con factores de seguridad inferiores a 1.0 es consistente con lo reportado por Prado et al. (2020) en Nicaragua, quienes también utilizaron métodos de equilibrio límite para diagnosticar taludes de alto riesgo.

En el contexto de la sierra peruana, los hallazgos son similares a los de Ccahuana y Sánchez (2019), quienes identificaron la saturación como el factor clave que reduce drásticamente la estabilidad de taludes, un fenómeno idéntico al observado en este estudio. La similitud es aún mayor a nivel local (Cajamarca); el diagnóstico de inestabilidad en los suelos granulares (GP-GC y SC) se alinea directamente con los hallazgos de Rebaza (2022) en la carretera Otuzco-Combayo, quien reportó un alto porcentaje de taludes inestables en materiales granulares similares.

Esta consistencia enmarca el problema de la carretera San Pablo - Cajamarca no como un evento particular, sino como una condición representativa de los desafíos comunes de la geotecnia vial en la región andina.

4.2.5. Propuesta de medidas de mitigación

Considerando que el análisis ha identificado la presencia de agua como el principal factor detonante de la inestabilidad y ha revelado diferentes mecanismos de falla en el macizo rocoso y en los taludes de suelo, se propone un enfoque de mitigación integral, este enfoque combina de manera jerárquica el control del agente desestabilizador con el refuerzo estructural y la protección superficial de las zonas críticas.

4.2.5.1 Gestión prioritaria del agua (aplicable a todas las estaciones)

Siendo la causa raíz de la inestabilidad, el control del agua es la medida más eficiente y costo-efectiva y debe ser la primera línea de acción.

-Drenaje superficial

Se recomienda la construcción de cunetas de coronación revestidas (en concreto o mampostería) en la parte superior de todos los taludes críticos (Estaciones N° 01, 02,

03 y 04), estas estructuras interceptarán la escorrentía proveniente de las laderas superiores, desviándola de forma segura y evitando su infiltración en el cuerpo del talud.

-Drenaje sub-superficial

Para aliviar las presiones de poro internas, que han demostrado reducir drásticamente el factor de seguridad, se propone la instalación de drenes horizontales profundos (subdrenes); estos consisten en tuberías perforadas colocadas dentro del talud con ligera pendiente hacia el exterior, que permiten drenar el agua subterránea acumulada y disminuir el nivel freático, estos elementos son altamente eficaces para aumentar el esfuerzo efectivo y, por ende, la resistencia al corte. Su implementación es especialmente crítica en los taludes de suelo (Estaciones N° 02, 03 y 04).

4.2.5.2 Medidas de refuerzo estructural (Enfoques específicos por tipo de talud)

Para las estaciones donde la estabilidad es crítica incluso en condiciones secas ($FS \approx 1.0$) o donde existen mecanismos de falla estructural definidos, el drenaje debe complementarse con las siguientes soluciones:

-Para el macizo rocoso (Estación E-01):

Pernos de Anclaje (Rock Bolts): Dado que el mecanismo de falla cinemáticamente posible es la rotura por cuña, se recomienda la instalación de pernos de anclaje sistemáticos, estos elementos de acero se instalan a través de la cuña inestable hasta anclarse en la roca sana y competente, perforando y fijando las discontinuidades y aumentando significativamente la resistencia al deslizamiento a lo largo de los planos de falla. Se pueden utilizar anclajes pasivos (barras de acero cementadas) o activos (postensados), dependiendo del nivel de refuerzo requerido.

-Para los taludes críticos en suelo (Estaciones N° 03 y 04):

Sostenimiento al pie del talud: La construcción de muros de contención (de gaviones o concreto armado) en el pie de estos taludes proporcionaría un contrafuerte pasivo, incrementando las fuerzas resistentes en la base de la superficie de falla circular más probable.

Refuerzo interno del talud (soil nailing): Para mejorar la resistencia global de la masa de suelo, se puede aplicar la técnica de soil nailing, la cual consiste en la instalación de anclajes pasivos (barras de acero) cementados dentro del talud, dispuestos de forma sistemática y con inclinación descendente respecto a la horizontal. Estas barras, una vez integradas con la masa de suelo, incrementan su rigidez y capacidad cortante, generando un comportamiento compuesto suelo–acero que actúa como una estructura monolítica. Generalmente, la superficie del talud se recubre con una capa de concreto proyectado (shotcrete) o malla metálica, que sirve como elemento de contención superficial y distribución de esfuerzos, de esta forma, el sistema de soil nailing permite controlar desplazamientos, evitar erosión superficial y aumentar el factor de seguridad global del talud.

4.2.5.3 Protección superficial y control de erosión

Como medida complementaria para garantizar la seguridad a largo plazo y controlar la degradación superficial.

-Para el macizo rocoso (Estación E-01):

Mallas de protección contra desprendimientos: Para controlar la caída de fragmentos rocosos de menor tamaño debido a procesos de meteorización y degradación superficial se recomienda la instalación de mallas de alta resistencia (por ejemplo, mallas de cable de acero) ancladas a la cara del talud, estas mallas no estabilizan la masa global, pero contienen los desprendimientos superficiales, protegiendo la plataforma

vial y las áreas adyacentes. Pueden emplearse también alternativas más económicas, como geomallas sintéticas fabricadas en polipropileno o polietileno durables y resistentes a la intemperie, las cuales son más ligeras, resistentes a la corrosión y adecuadas para retener fragmentos y material suelto superficial.

4.3. Contrastación de la hipótesis

La hipótesis planteada se contrastó mediante el análisis geotécnico de los taludes inestables de la carretera San Pablo – Cajamarca, en el tramo km. 00+000 – km. 07+000, aplicando métodos de equilibrio límite para la evaluación de su estabilidad. Para ello, se realizó la caracterización geotécnica de los materiales que conforman los taludes, considerando sus parámetros de resistencia cortante y la geometría existente, los cuales fueron incorporados en los modelos de análisis.

La evaluación se desarrolló bajo diferentes escenarios, incluyendo condición natural y escenarios desfavorables de saturación y sollicitación sísmica, con el fin de determinar los factores de seguridad correspondientes, los resultados obtenidos evidenciaron que, en los escenarios de saturación y carga sísmica, los factores de seguridad disminuyen significativamente, alcanzando valores inferiores al mínimo normativo de 1.5 en los taludes analizados, lo que confirma la presencia de condiciones de inestabilidad.

En consecuencia, los resultados del análisis geotécnico validan la hipótesis planteada, demostrando que la geometría adversa y los bajos parámetros de resistencia cortante, bajo escenarios de saturación y sollicitación sísmica, conducen a condiciones de inestabilidad de los taludes, reflejadas en factores de seguridad inferiores al valor normativo mínimo establecido.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se realizó el análisis geotécnico de los taludes inestables de la carretera San pablo - Cajamarca, en el tramo: km. 00+000 – km. 07+000, mediante métodos de equilibrio límite, determinando que la inestabilidad es producto de la combinación sinérgica de una geometría desfavorable, parámetros de resistencia cortante adversos y una alta sensibilidad a la saturación, siendo esta última el principal agente detonante que provoca la falla al reducir la resistencia al corte del material.
- Se identificaron y caracterizaron cuatro taludes críticos (Estaciones N° 01, 02, 03 y 04) en el tramo de estudio, seleccionados en campo por la presencia de morfologías de inestabilidad activa como escarpes, material desprendido y deslizamientos previos.
- Se determinaron los parámetros de resistencia cortante cohesión (c') y ángulo de fricción (ϕ') para los taludes de suelo de las Estaciones N° 02 ($c'=20$ kPa - $\phi'=38.00^\circ$), N° 03 ($c'=40.38$ kPa - $\phi'=22.95^\circ$) y N° 04 ($c'=28.44$ kPa - $\phi'=43.30^\circ$), estos parámetros obtenidos mediante ensayos de laboratorio y análisis geotécnico constituyeron la base para los modelos numéricos de estabilidad por equilibrio límite.
- Se determinaron los parámetros de resistencia cortante equivalentes para el macizo rocoso de la Estación N° 01 mediante la linealización de la envolvente de falla del criterio de Hoek-Brown, obteniendo una cohesión (c') de 125.70 kPa y un ángulo de fricción (ϕ') de 35.06° .
- Se obtuvieron las características geométricas de los cuatro taludes evaluados, siendo para la Estación N° 01: $h=31.55$ m y $\beta=52.56^\circ$; para la Estación N° 02: $h=39.85$ m y

$\beta=51.00^\circ$; para la Estación N° 03: $h=53.83$ m y $\beta=38.39^\circ$; y para la Estación N° 04: $h=13.85$ m y $\beta=48.23^\circ$.

- Se hallaron los factores de seguridad (FS) para cada uno de los taludes evaluados, bajo cinco escenarios de carga basados en la hidrología de la sierra y la sismicidad de la zona según la Norma E.030, concluyendo que las estaciones N° 02 y N° 03 son inestables ($FS \approx 1.0$) incluso en su estado base, mientras que las estaciones N° 01 y N° 04, son estables en la mayoría de escenarios, excepto ante elevados niveles de saturación.
- Este estudio demuestra de manera concluyente que, si bien las propiedades geotécnicas y la geometría adversa establecen una condición de vulnerabilidad inherente en los taludes de la carretera San Pablo-Cajamarca, el factor crítico que controla la estabilidad del tramo es la saturación; la presencia de agua actúa como el principal agente detonante, capaz de reducir drásticamente la resistencia al corte y provocar la falla en todos los tipos de material analizados, desde el colapso total del macizo rocoso hasta la inestabilidad progresiva de los suelos. Por lo tanto, se concluye que la gestión del agua, a través de sistemas de drenaje eficientes, es la estrategia más fundamental y prioritaria para garantizar la seguridad y serviciabilidad de esta y otras vías en contextos geológicos andinos similares.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda analizar la posible existencia de fallas circulares profundas o complejas, para ello, es aconsejable emplear métodos de exploración geofísica que permitan caracterizar el subsuelo a mayor profundidad y así obtener una evaluación de riesgos más completa, considerando la posibilidad de deslizamientos de gran magnitud que no fueron objeto de este análisis. Esta línea de investigación está dirigida a estudiantes universitarios de pregrado y posgrado que realicen estudios de estabilidad de taludes en el área de influencia de la carretera San Pablo – Cajamarca.
- Asimismo, se recomienda a las entidades competentes en la gestión de la infraestructura vial, como la Municipalidad Provincial de San Pablo y/o Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) a través de Provías Nacional, plantear e implementar de manera prioritaria un plan de estabilización para los taludes analizados, puesto que el principal agente desestabilizador es la saturación; dicho plan debe priorizar la implementación de sistemas de drenaje (superficial y sub-superficial) como medida fundamental, complementada con soluciones de refuerzo estructural adaptadas a las características específicas de cada talud. La presente investigación y sus recomendaciones se ponen a disposición de la comunidad académica y las entidades pertinentes a través del Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Cajamarca, sirviendo como un documento técnico de consulta para la toma de decisiones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2021). *Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*. Washington, D.C., Estados Unidos.
- Alpaca Ninan, A. D., & Cahuana Surquislla, R. (2022). *Análisis de la estabilidad del talud del tramo 23+710, carretera Yaurisque - Ranracasa - Paruro y propuesta de estabilización, Cusco, 2022*. Cuzco, Perú: Universidad Andina del Cusco.
- Barboza Mejía, A. M. (2021). *Factor de seguridad para estabilidad de taludes usando métodos geotécnicos, con el software Slide, en los tramos de la carretera Lacamarca y sector San Agustín - Hualgayoc-Cajamarca*. Cajamarca, Perú: Universidad Privada del Norte.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations* (Tercera ed.). Arizona, Estados Unidos: John Wiley & Sons, INC.
- Carrillo De La Hoz, R. J. (2022). Manejo y estabilidad de taludes susceptibles de deslizamientos en puntos críticos de la vía La Isabel - El Congo, corregimiento de Siberia, en la Sierra Nevada de Santa Marta en jurisdicción del Municipio de Ciénaga Magdalena. Santa Marta, Colombia: Universidad del Magdalena.
- Ccahuana Pucllas, S. Y., & Sánchez Castro, J. R. (2019). *Análisis de estabilidad de talud mediante métodos de equilibrio límite para la carretera Huancavelica – Lircay entre las progresivas del km 02+700 al km 02+800*. Huancavelica, Perú: Universidad Nacional de Huancavelica.
- Chávez Chilón, L. F. (2024). *Determinación de los factores que afectan la estabilidad de los taludes ubicados en la carretera CA-109 sector Shururo, Celendín - Cajamarca*. Cajamarca, Perú: Universidad Nacional de Cajamarca.
- Cheng, Y. M., & Lau, C. K. (2014). *Slope Stability Analysis and Stabilization - New Methods and Insight* (Segunda ed.). Estados Unidos: CRC Press.
- Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingeniería Geotécnica* (Cuarta ed.). Estados Unidos: Cengage Learning.
- Das, B. M. (2019). *Advanced Soil Mechanics* (Quinta ed.). Estados Unidos: Taylor & Francis.
- Deere, D. U., & Deere, D. W. (1988). The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice. *American Society for Testing and Materials*.
- Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H., Puebla Cadena, M., & Hermosillo Arteaga, A. R. (2022). *Apuntes de mecánica de suelos* (Primera ed.). México: Universidad Nacional Autónoma de México.

- Flores Gavidia, L. E., & Pizarro Ramón, B. J. (2022). *Análisis de estabilidad del talud en condiciones estáticas y pseudoestáticas para determinar el nivel de seguridad en la Costa Verde*. Lima, Perú: Universidad Ricardo Palma.
- Goodman, R. E., & Bray, J. W. (1976). *Toppling of Rock Slopes*. Colorado, Estados Unidos.
- Highland, L. M., & Bobrowsky, P. (2008). *The Landslide Handbook—A Guide to Understanding Landslides*. Virginia, Estados Unidos: USGS.
- Hoek, E., & Bray, J. W. (1981). *Rock Slope Engineering*. Londres, Inglaterra: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (2018). The Hoek-Brown failure criterion and GSI - 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 11.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 43.
- Hoek, E., Carranza Torres, C., & Corkum, B. (2002). El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002. *RocScience Inc*.
- Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart. *47th US Rock Mechanics*.
- Huanca Borda, A. R. (2009). *Problemas de mecánica de suelos*. Ica, Perú: Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" de Ica.
- Huang, Y. H. (2014). *Slope Stability Analysis by the Limit Equilibrium Method Fundamentals and Methods*. Virginia, Estados Unidos: ASCE PRESS.
- INDECOPI. (1999). *NTP 339.134 Suelos. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS)* (Primera ed.). Lima, Perú.
- Instituto Geológico y Minero de España. (1987). *Manual de Taludes* (Primera ed.). España.
- Marinos, P., & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de carreteras: diseño geométrico DG-2018*. Perú.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2018). *Modifican la Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú: Editora Perú.
- Oña Santillán, J. A. (2024). *Análisis de estabilidad del talud ubicado en la autopista general Rumiñahui km. 5 en la parroquia Conocoto, cantón Quito*. Guayaquil, Ecuador: Universidad Politécnica Salesiana.
- Prado González, A. A., Aguilar Guevara, J. R., & Cruz Talavera, R. J. (2020). *Análisis de estabilidad de talud de la carretera NIC.7 en el km 176, municipio de Santo Tomas, del departamento de Chontales*. Managua, Nicaragua: Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Managua.

- Priest, S. D., & Hudson, J. A. (1976). Discontinuity Spacings in Rock. *Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*.
- Proyecto Multinacional Andino. (2007). *Movimientos en Masa en la Región Andina: Una guía para la evaluación de amenazas*. Canadá: Servicio Nacional de Geología y Minería.
- Raj, P. P. (2013). *Soil mechanics and foundation engineering* (Segunda ed.). India: Pearson.
- Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (2005). *Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid, España.
- Ramos Cañón, A. M., Rodríguez Pineda, C. E., Rodríguez Ordoñez, J. A., Prada Sarmiento, L. F., Machuca Castellanos, S. V., Trujillo Vela, M. G., . . . Vargas Cruz, C. A. (2025). *Manual de estabilidad de taludes*. Colombia: Instituto Nacional de Vías INVIAS.
- Rebaza Castrejón, W. J. (mayo de 2022). Evaluación de la estabilidad del talud de corte en la carretera que une los Centros Poblados Otuzco - Combayo, tramo: Km 02+500 - Km 06. Cajamarca, Perú: Universidad Nacional de Cajamarca.
- Rocscience Inc. (2002). *Dips. Plotting, Analysis and Presentation of Structural Data Using Spherical Projection Techniques*.
- Rocscience Inc. (2002). *Slide. 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes*.
- Rocscience Inc. (2004). *RocData. Strength analysis of rock and soil masses using the Generalized Hoek-Brown, Mohr-Coulomb, Barton-Bandis and Power Curve failure criteria*.
- Smith, I. (2014). *Smith's Elements of Soil Mechanics* (Novena ed.). Estados Unidos: Wiley Blackwell.
- Smith, J. V., & Arnhardt, C. (2016). *A New Assessment Method for Structural-Control Failure Mechanisms in Rock Slopes —Case Examples*. Australia: Geosciences.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 11-26.
- Suárez Díaz, J. (2009). *Deslizamientos. Análisis geotécnico* (Vol. I). Colombia.

APÉNDICES

**APÉNDICE A: FICHAS DE
INVENTARIO Y
CARACTERIZACIÓN DE TALUDES**

Nota: Este apéndice presenta las fichas de inventario y caracterización geotécnica elaboradas para cada una de las cuatro estaciones de estudio. Estos documentos son fundamentales para la investigación, ya que en ellos se recopilaron y sistematizaron de manera ordenada los datos primarios obtenidos durante la fase de campo. Cada ficha contiene información detallada sobre la ubicación, las características geométricas y geotécnicas, la descripción geológica y geomorfológica, y las evidencias visuales de inestabilidad que justificaron la selección de cada talud

Su propósito principal es servir como base documental y evidencia primaria para el análisis geotécnico de estabilidad, facilitando la identificación de problemas específicos en cada talud y apoyando la aplicación de métodos de equilibrio límite en la tesis, permite una revisión exhaustiva y reproducible de las condiciones iniciales del sitio, contribuyendo a la validación de los resultados y recomendaciones propuestas.

FICHA DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD

(Sección 1: Identificación General)

PROYECTO:	"ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"				
FICHA N°:	ESTACIÓN N° 01				
PROGRESIVA:	Km. 00+340				
COORDENADAS:	SISTEMA:	WGS84-17S	ESTE:	739425.74	NORTE: 9213006.70
FECHA:	Octubre del 2024				
ELABORADO POR:	Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo				

(Sección 2: Contexto Geológico y Geomorfológico)

FORMACIÓN GEOLÓGICA:	Volcánico San Pablo (Ti-vsp)
TIPO DE ROCA PREDOMINANTE:	Andesita meteorizada
DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA:	Ladera de montaña de pendiente moderada, con un talud de corte artificial para la conformación de la plataforma vial.
CONDICION HIDROGEOLÓGICA:	Durante la inspección, el macizo se observó seco, sin evidencia de filtraciones activas.

(Sección 3: Características Geométricas y Estructurales del Talud)

GEOMETRÍA DEL TALUD		DISCONTINUIDADES (Mapeo Estructural)			
Altura (H):	31.55 m	Familia 1:	Dip:	46°	Dip Dir:
Inclinación de la Cara (β):	52.56°	Familia 2:	Dip:	57°	Dip Dir:
Dir. Buzam. de la cara:	233°	Observaciones: Ambas familias bien definidas, con superficies rugosas, facilitando la formación de bloques y cuñas.			
Ángulo de la Corona:	22.62°				


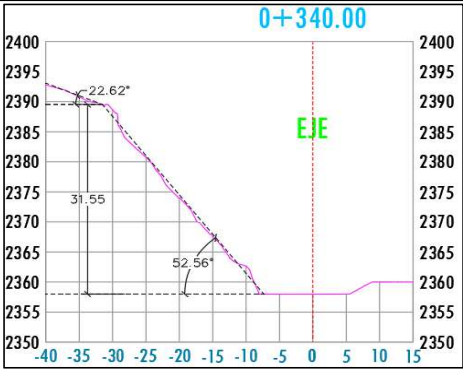
(Sección 4: Caracterización Geomecánica del Macizo Rocoso)

PARÁMETRO	VALOR		MÉTODO
Resistencia a la compresión (σci):	25 MPa		Estimación en campo (R3)
Índice de Calidad de la Roca (RQD):	25.60%		Indirecto (λ=26.6 disc/m)
Clasificación Geomecánica (RMR):	39 (Calidad Mala)		Clasificación de Bieniawski (1989)
Parám. de Resistencia (Mohr-Coulomb):	c' =	125.70 kPa	Linealización del criterio de Hoek-Brown con RocData
	φ' =	35.06 °	

(Sección 5: Evidencias y Diagnóstico de Inestabilidad)

EVIDENCIAS OBSERVADAS EN CAMPO (INDICIOS DE FALLA)	
[X] Caída de bloques:	Fragmentos rocosos de tamaño variable en la base del talud y cuneta.
[X] Acumulación de detritos:	Material producto de la desintegración constante del macizo.
[] Grietas de tracción en la corona.	No se visualiza
Potencial de falla:	[] Planar
	[x] Cuña (Identificado mediante análisis cinemático en el software DIPS) (Figura 37)
	[] Volcamiento flexural
	[] Volcamiento directo
DIAGNÓSTICO PRELIMINAR:	Macizo rocoso de mala calidad, estructuralmente controlado por dos familias de discontinuidades que forman cuñas potencialmente inestables. La meteorización avanzada ha reducido la resistencia intrínseca, generando inestabilidad activa por desprendimientos.

(Sección 6: Fotografía y geometría de sección crítica)

FOTOGRAFÍA PANORÁMICA DEL TALUD	CROQUIS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
	

FICHA DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD

(Sección 1: Identificación General)

PROYECTO:	“ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE”				
FICHA N°:	ESTACIÓN N° 02				
PROGRESIVA:	Km. 03+560				
COORDENADAS:	SISTEMA:	WGS84-17S	ESTE:	739979.12	NORTE: 9213772.29
FECHA:	Octubre del 2024				
ELABORADO POR:	Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo				

(Sección 2: Contexto Geológico y Geomorfológico)

DESCRIPCIÓN DEL DEPÓSITO:	Depósito de suelo heterogéneo (posiblemente coluvial) conformado por material granular con matriz de finos.
FORM. GEOLÓG. SUBYACENTE	Volcánico San Pablo (Ti-vsp).
DESCRIP. GEOMORFOLÓGICA:	Ladera de montaña con un talud de corte pronunciado.
CONDICION HIDROGEOLÓGICA:	El talud se observó superficialmente seco, pero es susceptible a la saturación estacional debido a su naturaleza granular y la topografía.

(Sección 3: Características Geométricas y Estructurales del Talud)

GEOMETRÍA DEL TALUD	
Altura (H):	39.85 m
Inclinación de la Cara (β):	51.00°
Ángulo de la Corona:	33.36°

(Sección 4: Caracterización Geotécnica del Suelo)

PARÁMETRO	VALOR	MÉTODO
Clasificación SUCS:	GP-GC (Grava mal gradada con arcilla y arena)	Ensayo de laboratorio.
Clasificación AASHTO	A - 2 - 4 (0) Suelos granulares aptos para subrasante	Ensayo de laboratorio.
Análisis Granulométrico (% Pasa):	Tamiz N°4: 45.1% / Tamiz N°200: 10.1%	Ensayo de laboratorio.
Límites de Atterberg:	LL: 32.00% / LP: 23.00% / IP: 9.00% (Baja plasticidad)	Ensayo de laboratorio.
Contenido de Humedad Natural (w%):	8.96%	Ensayo de laboratorio.
Densidad Húmeda del Suelo (γh):	1.92 gr/cm³ (18.83 kN/m³)	Ensayo de laboratorio.
Parám. de Resistencia (Mohr-Coulomb):	c' = 20 kPa φ' = 38 °	Correlación (Das, 2013) para suelos granulares compactos

(Sección 5: Evidencias y Diagnóstico de Inestabilidad)

EVIDENCIAS OBSERVADAS EN CAMPO (INDICIOS DE FALLA)	
[X] Desprendimiento superficial	Caída constante de material granular y bloques aislados sobre la vía.
[X] Procesos erosivos:	Surcos y cárcavas en la cara del talud.
[X] Acumulación de material en la base:	Evidencia de inestabilidad activa por acumulación de material desprendido en la base
[X] Potencial de falla circular:	Identificado como el mecanismo de falla predominante para este tipo de material, verificado y analizado con software Slide.
DIAGNÓSTICO PRELIMINAR:	El talud presenta estabilidad crítica (FS ~ 1.0) en condiciones secas, causada por una mala gradación (GP) que reduce la trabazón entre partículas y una fracción arcillosa (GC) que actúa como plano de debilidad que se agrava con la humedad.

(Sección 6: Fotografía y gemetría de sección crítica)

FOTOGRAFÍA PANORÁMICA DEL TALUD	CROQUIS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

FICHA DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD

(Sección 1: Identificación General)

PROYECTO:	“ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE”				
FICHA N°:	ESTACIÓN N° 03				
PROGRESIVA:	Km. 05+120				
COORDENADAS:	SISTEMA:	WGS84-17S	ESTE:	739612.9	NORTE: 9214284.58
FECHA:	Octubre del 2024				
ELABORADO POR:	Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo				

(Sección 2: Contexto Geológico y Geomorfológico)

DESCRIPCIÓN DEL DEPÓSITO:	Depósito de suelo de comportamiento mixto (arena arcillosa con grava), posiblemente de origen coluvial.
FORM. GEOLÓG. SUBYACENTE	Volcánico San Pablo (Ti-vsp).
DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA:	Talud de gran altura con pendiente moderada. Evidencia clara de una morfología de falla activa.
CONDICION HIDROGEOLÓGICA:	El material presenta un alto contenido de humedad natural y es altamente sensible a la saturación, que provoca una pérdida significativa de cohesión.

(Sección 3: Características Geométricas y Estructurales del Talud)

GEOMETRÍA DEL TALUD	
Altura (H):	53.83 m
Inclinación de la Cara (β):	38.39°
Ángulo de la Corona:	30.54°

(Sección 4: Caracterización Geotécnica del Suelo)

PARÁMETRO	VALOR		MÉTODO
Clasificación SUCS:	SC (Arena arcillosa con grava)		Ensayo de laboratorio.
Clasificación AASHTO	A-2-7 (4) Suelos granulares aptos para subrasante		Ensayo de laboratorio.
Análisis Granulométrico (% Pasa):	Tamiz N°4: 45.1% / Tamiz N°200: 10.1%		Ensayo de laboratorio.
Límites de Atterberg:	LL: 62.00% / LP: 30.00% / IP: 32.00% (Alta plasticidad)		Ensayo de laboratorio.
Contenido de Humedad Natural (w%):	25.13%		Ensayo de laboratorio.
Densidad Húmeda del Suelo (γh):	1.86 gr/cm³ (18.24 kN/m³)		Ensayo de laboratorio.
Parám. de Resistencia (Mohr-Coulomb):	c' =	0.412 Kg/cm2 ~ 40.38 kPa	Ensayo de laboratorio.
	φ' =	22.95 °	

(Sección 5: Evidencias y Diagnóstico de Inestabilidad)

EVIDENCIAS OBSERVADAS EN CAMPO (INDICIOS DE FALLA)	
[X] Presencia de escarpe	Bien definido y visible en la corona del talud.
[X] Masa de suelo deslizada:	Evidencia de movimiento activo, confirmado por arrastre de vegetación.
[X] Agrietamientos:	Presencia de grietas en la parte superior del talud.
[X] Potencial de falla circular profunda:	Identificado como el principal mecanismo de falla, dada la morfología y el tipo de suelo.
DIAGNÓSTICO PRELIMINAR:	Es la estación de mayor riesgo del tramo, el talud se encuentra en una condición de estabilidad crítica (FS ~ 1.0) en estado base. La matriz de finos plásticos (32.9%) se satura fácilmente, provocando una drástica reducción de la cohesión y un aumento de la presión de poros, lo que desencadena los deslizamientos observados. Es intrínsecamente inestable.

(Sección 6: Fotografía y gemetría de sección crítica)

FOTOGRAFÍA PANORÁMICA DEL TALUD	CROQUIS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

FICHA DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD

(Sección 1: Identificación General)

PROYECTO:	“ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE”				
FICHA N°:	ESTACIÓN N° 04				
PROGRESIVA:	Km. 06+710				
COORDENADAS:	SISTEMA:	WGS84-17S	ESTE:	740469.49	NORTE: 9215028.37
FECHA:	Octubre del 2024				
ELABORADO POR:	Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo				

(Sección 2: Contexto Geológico y Geomorfológico)

DESCRIPCIÓN DEL DEPÓSITO:	Depósito de suelo predominantemente granular (arena limosa) con bajo contenido de finos de baja plasticidad.
FORM. GEOLÓG. SUBYACENTE	Volcánico San Pablo (Ti-vsp).
DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA:	Talud de corte de altura moderada con pendiente fuerte. Se observan indicios de erosión y fallas superficiales activas.
CONDICION HIDROGEOLÓGICA:	El comportamiento mecánico está gobernado por la fricción, es altamente sensible a la pérdida de estabilidad por aumento de la presión de poros en condiciones de saturación.

(Sección 3: Características Geométricas y Estructurales del Talud)

GEOMETRÍA DEL TALUD	
Altura (H):	13.85 m
Inclinación de la Cara (β):	48.23°
Ángulo de la Corona:	27.75°


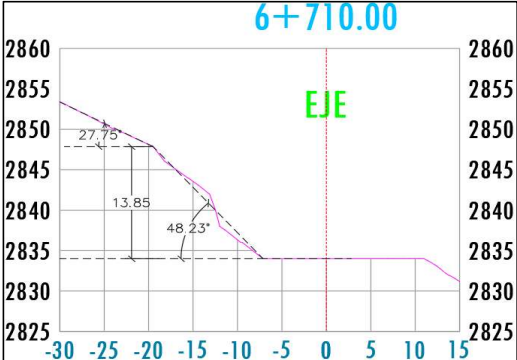
(Sección 4: Caracterización Geotécnica del Suelo)

PARÁMETRO	VALOR		MÉTODO
Clasificación SUCS:	SM (Arena limosa)		Ensayo de laboratorio.
Clasificación AASHTO:	A - 1 - b (0) Suelos granulares aptos para subrasante		Ensayo de laboratorio.
Análisis Granulométrico (% Pasa):	Tamiz N°4: 92.8% / Tamiz N°200: 15.9%		Ensayo de laboratorio.
Límites de Atterberg:	LL: 29.00% / LP: 24.00% / IP: 5.00% (Baja plasticidad)		Ensayo de laboratorio.
Contenido de Humedad Natural (w%):	22.34%		Ensayo de laboratorio.
Densidad Húmeda del Suelo (γh):	1.98 gr/cm³ (19.42 kN/m³)		Ensayo de laboratorio.
Parám. de Resistencia (Mohr-Coulomb):	c' =	0.290 Kg/cm2 ~ 28.44 kPa	Ensayo de laboratorio.
	φ' =	43.30 °	

(Sección 5: Evidencias y Diagnóstico de Inestabilidad)

EVIDENCIAS OBSERVADAS EN CAMPO (INDICIOS DE FALLA)	
[X] Presencia de escarpe	Presencia de un escarpe incipiente, indicativo de inicio de falla.
[X] Acumulación de material en la base:	Material desprendido en cunetas por erosión y fallas superficiales.
[X] Procesos erosivos:	Evidencia de erosión hídrica en la cara del talud.
[X] Potencial de falla circular:	Mecanismo de falla esperado para este tipo de material.
DIAGNÓSTICO PRELIMINAR:	Aunque es el talud en suelo más estable del tramo en condiciones secas (debido a su alto ángulo de fricción), muestra una alta sensibilidad al agua. La saturación total lo lleva a la inestabilidad (FS < 1.0), la combinación de sismo y humedad lo sitúa en una condición de estabilidad límite (FS ~ 1.5). Su principal vulnerabilidad es la pérdida de resistencia por saturación.

(Sección 6: Fotografía y geometría de sección crítica)

FOTOGRAFÍA PANORÁMICA DEL TALUD	CROQUIS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL
	

APÉNDICE B: PANEL FOTOGRAFICO

Nota: Este apéndice incluye el panel fotográfico, cuyo propósito es proporcionar un registro visual detallado de las actividades clave realizadas durante las fases de campo y laboratorio de la investigación. Las fotografías documentan el estado de los taludes en las estaciones de estudio, las condiciones del macizo rocoso, los procedimientos para la extracción de muestras de suelo, y la ejecución de los ensayos geotécnicos en el laboratorio (granulometría, corte directo, límites de Atterberg, etc.).

Este registro gráfico sirve como evidencia documental para validar las observaciones descritas en el texto y permite al lector visualizar el contexto y los procedimientos metodológicos aplicados, aportando transparencia y un soporte cualitativo a los datos cuantitativos presentados en el cuerpo de la tesis.

Figura 64

Evaluación del macizo rocoso en la Estación N° 01.



Figura 65

Estimación de número promedio de discontinuidades por metro en la Estación N° 01.

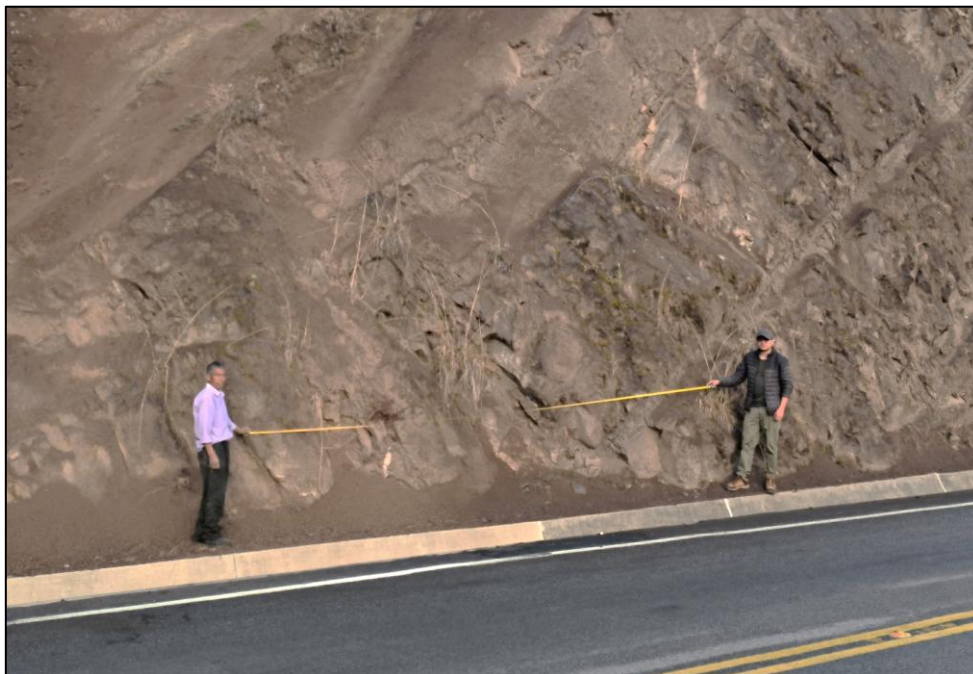


Figura 66

Levantamiento topográfico mediante dron.



Figura 67

Extracción de muestras alteradas e inalteradas



Figura 68

Determinación de densidad húmeda por método volumétrico



Figura 69

Ensayo de análisis granulométrico



Figura 70

Ensayo de límites de Atterberg



Figura 71

Preparación de muestras para ensayo de corte directo



Figura 72

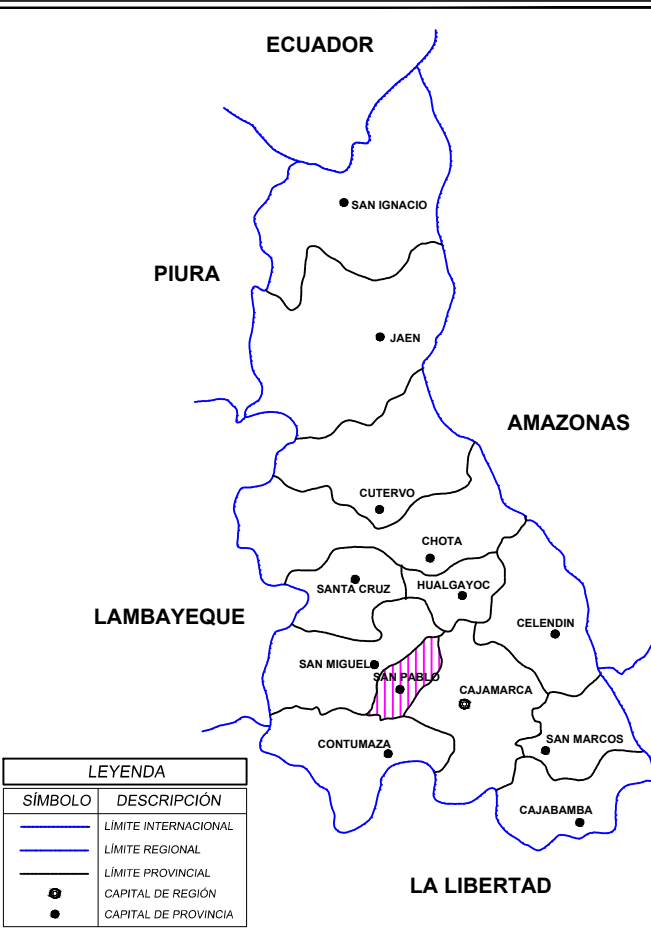
Realización de ensayos de corte directo



APÉNDICE C: PLANIMETRÍA

Nota: Este apéndice presenta los planos que contienen la información geoespacial y geométrica fundamental para el análisis de estabilidad de los taludes. Incluye el plano de ubicación general, así como los planos en planta y las secciones transversales críticas para cada una de las cuatro estaciones de estudio.

El propósito de esta planimetría, generada a partir del levantamiento fotogramétrico con dron, es doble: 1) proporcionar la base cartográfica para ubicar con precisión las áreas de interés y 2) definir las características geométricas (altura, inclinación, perfil del talud) que fueron utilizadas como datos de entrada directos en los modelos de equilibrio límite. Por lo tanto, estos planos son el sustento técnico de los parámetros geométricos empleados en los cálculos de los factores de seguridad presentados en el cuerpo de la tesis.



ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN

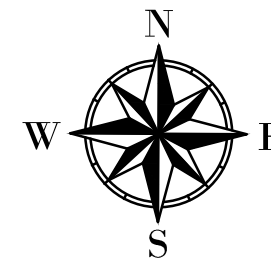
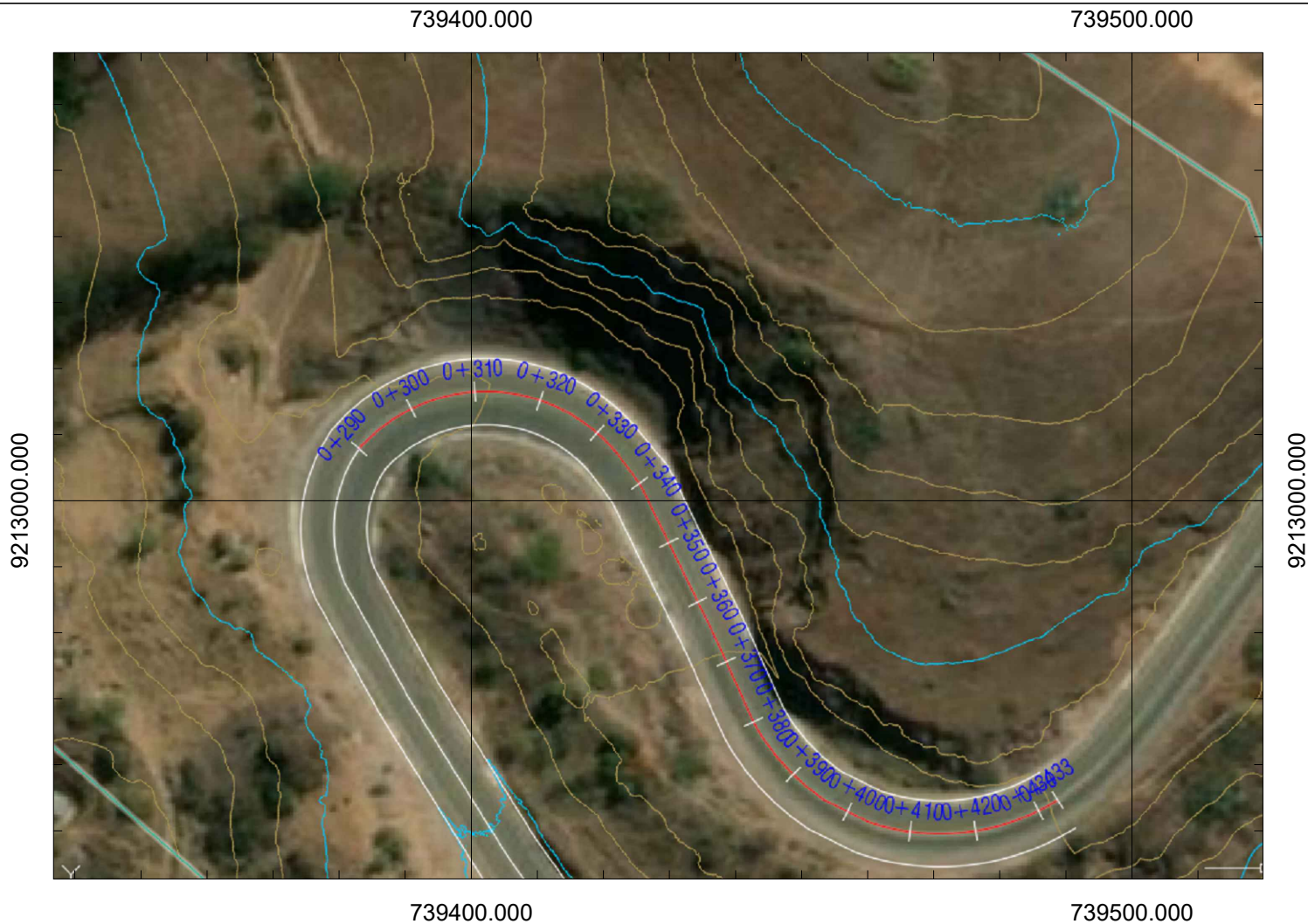


UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
Facultad de Ingeniería
Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"	PLANO: U-01
PLANO: UBICACIÓN	
ESCALA: INDICADA	
FECHA: NOVIEMBRE 2024	ASESOR: ING. MARCO WILDER HOYOS SAUCEDO
TESISTA: SIFUENTES HERMENEGILDO, LUCIO ANDERSON	



PLANTA - ESTACIÓN N° 01

ESCALA: 1/1000

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA Facultad de Ingenieria Escuela Académico Profesional de Ingenieria Civil



TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

PLANO: PLANTA - ESTACIÓN N° 01

ESCALA: 1/1000

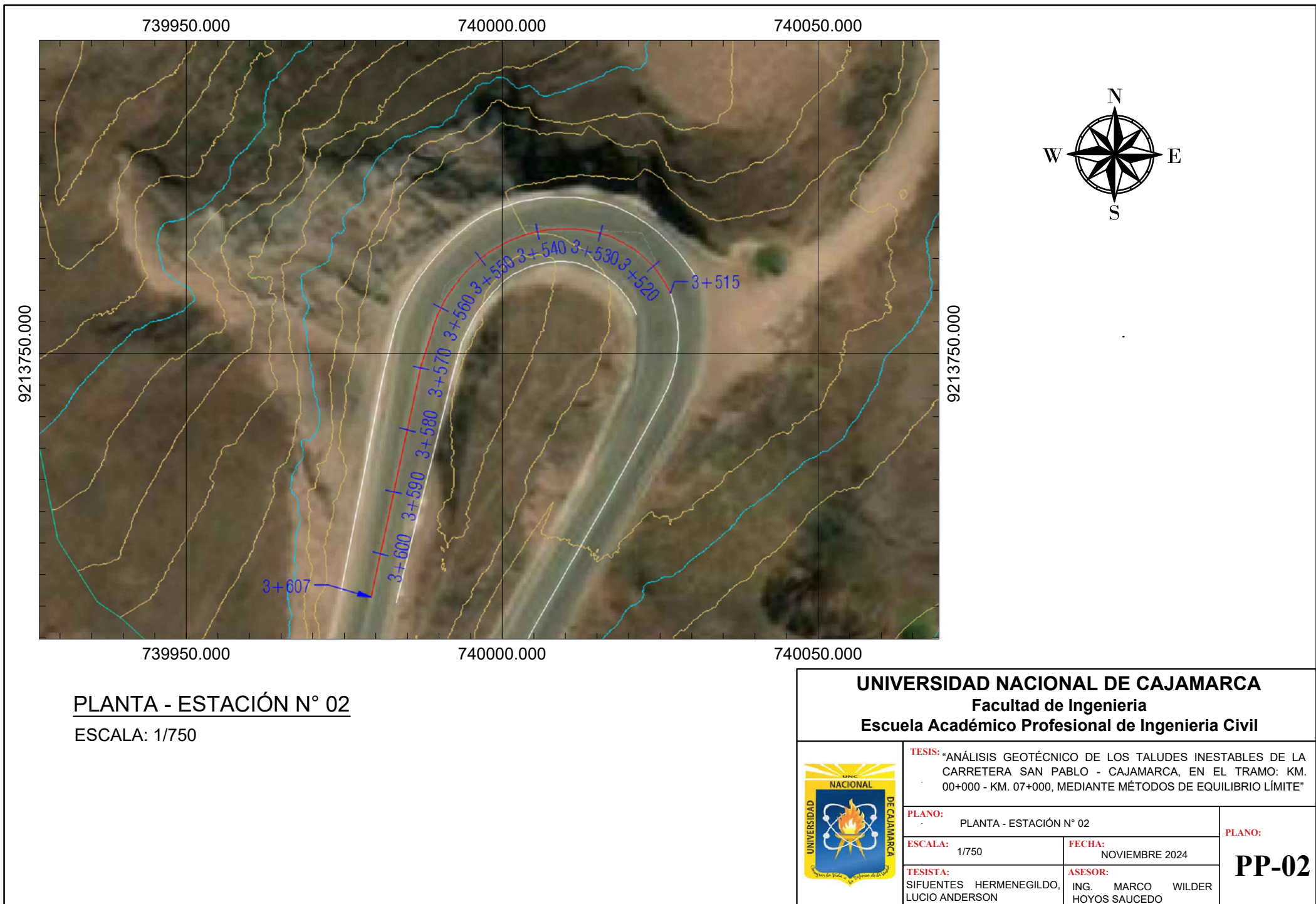
FECHA: NOVIEMBRE 2024

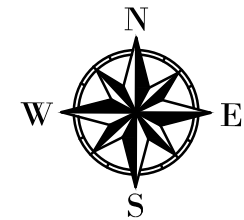
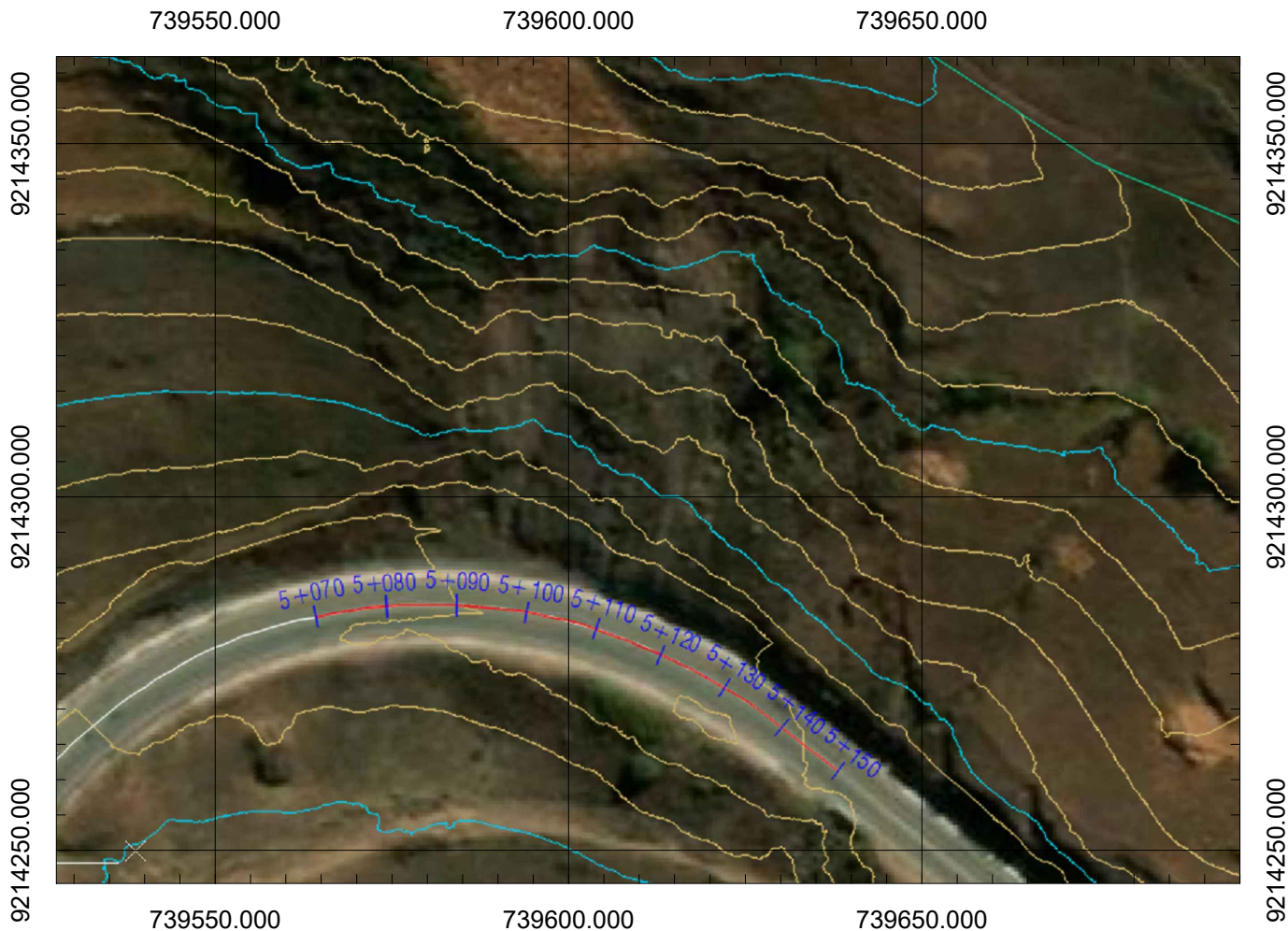
TESISTA:
SIFUENTES HERMENEGILDO,
LUCIO ANDERSON

ASESOR:
ING. MARCO WILDER
HOYOS SAUCEDO

PLANO:

PP-01





PLANTA - ESTACIÓN N° 03

ESCALA: 1/1000

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA **Facultad de Ingeniería** **Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil**



TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

PLANO: PLANTA - ESTACIÓN N° 03

ESCALA: 1/1000

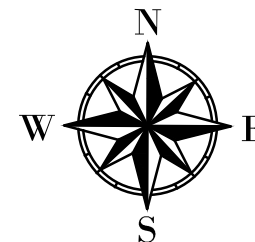
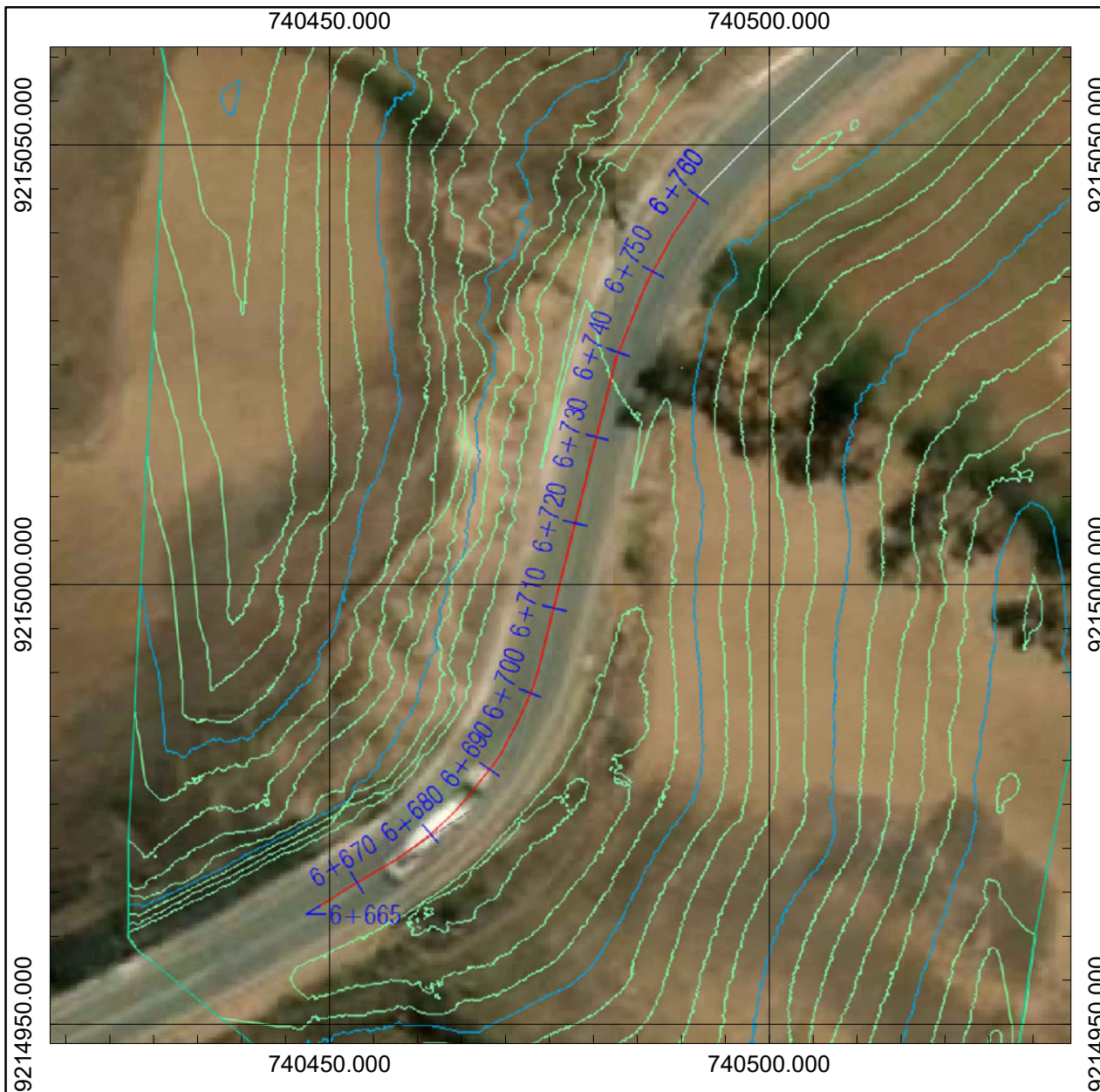
FECHA: NOVIEMBRE 2024

TESISTA:
 SIFUENTES HERMENEGILDO,
 LUCIO ANDERSON


ASESOR:
 ING. MARCO WILDER
 HOYOS SAUCEDO

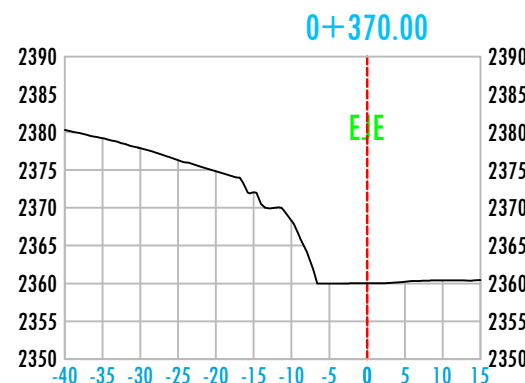
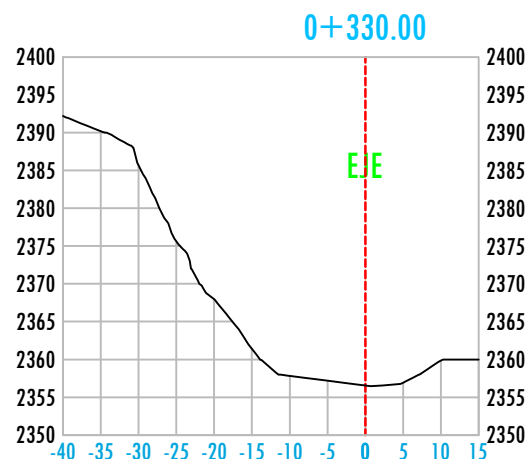
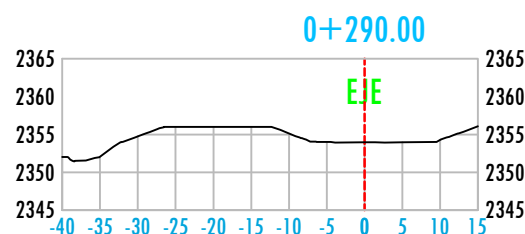
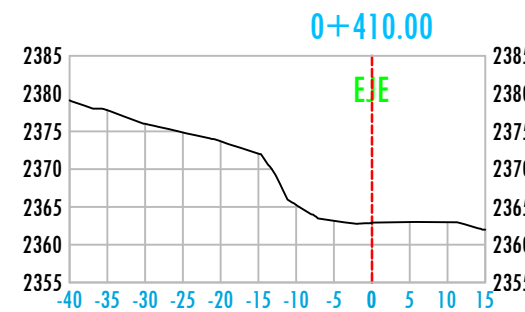
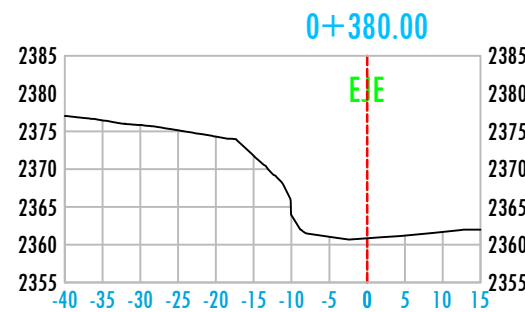
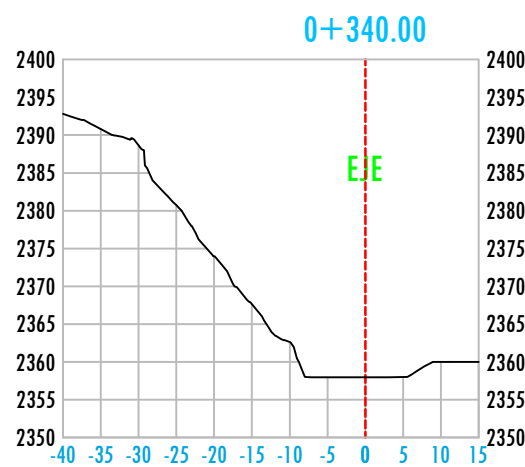
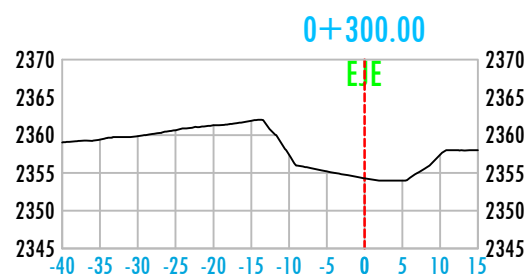
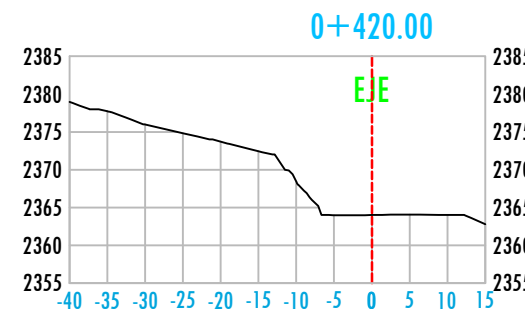
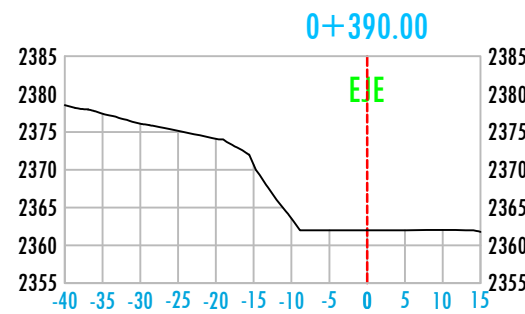
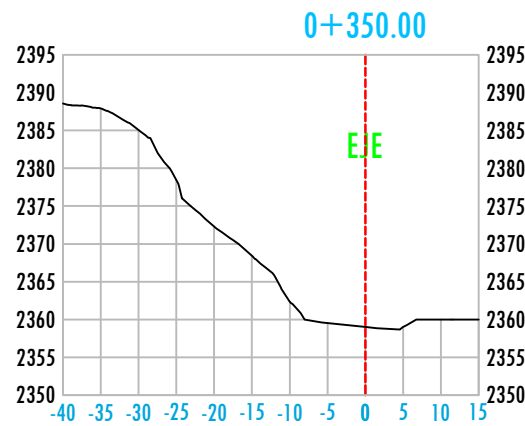
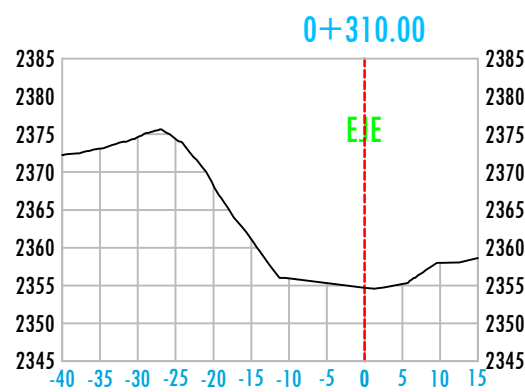
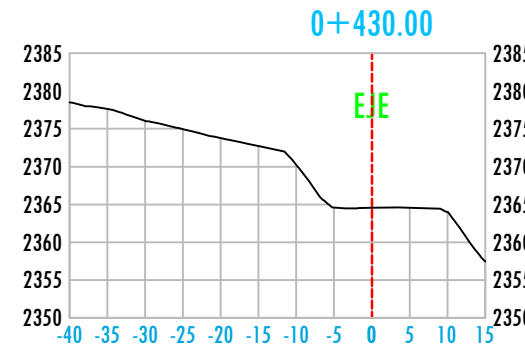
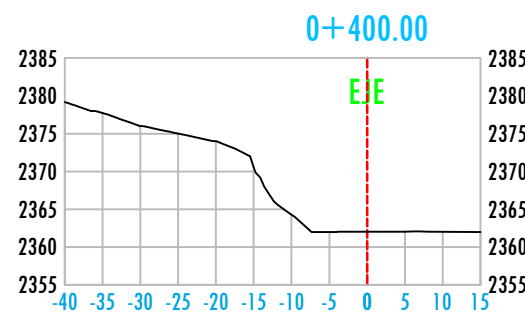
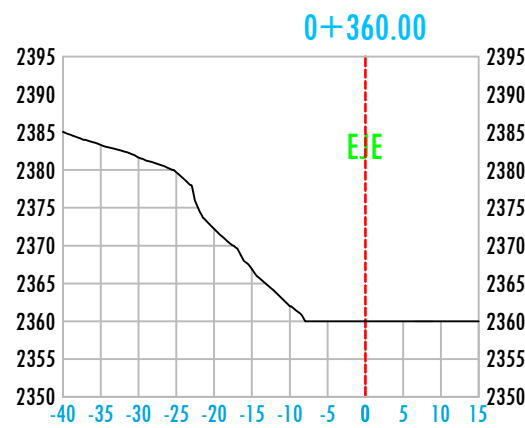
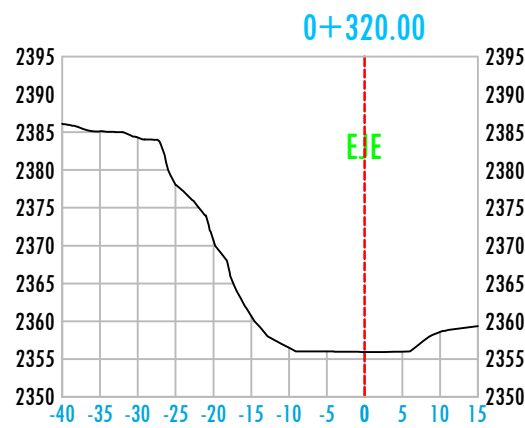
PLANO:


PP-03

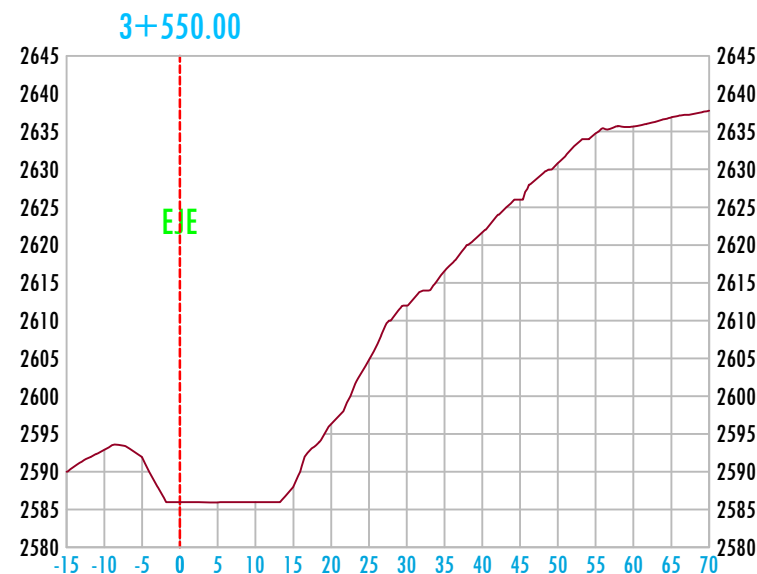
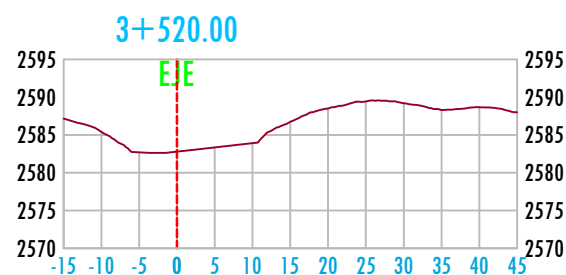
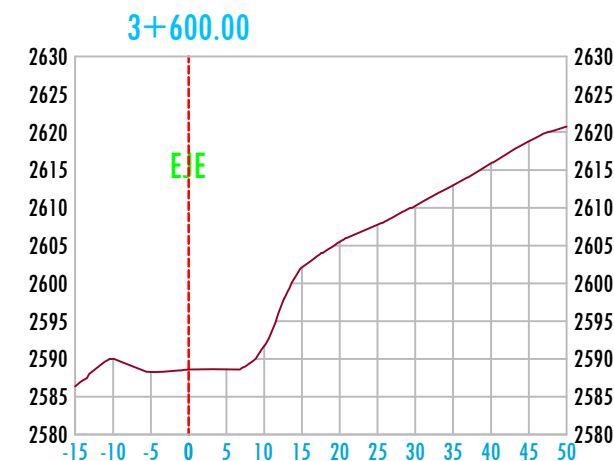
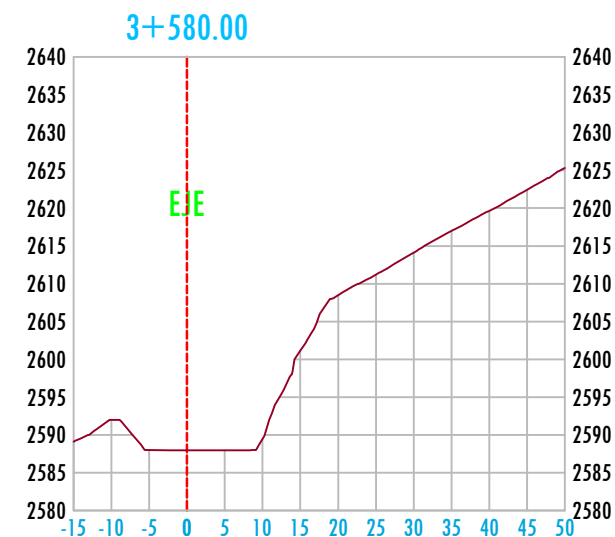
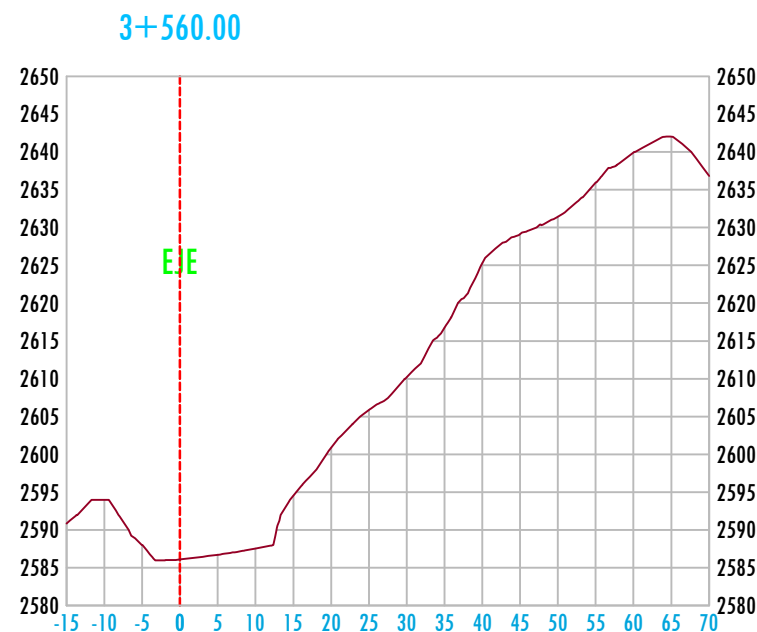
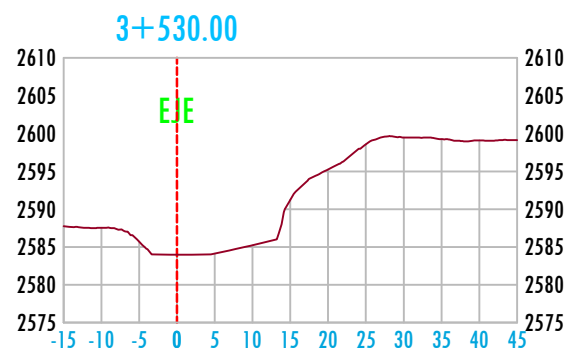
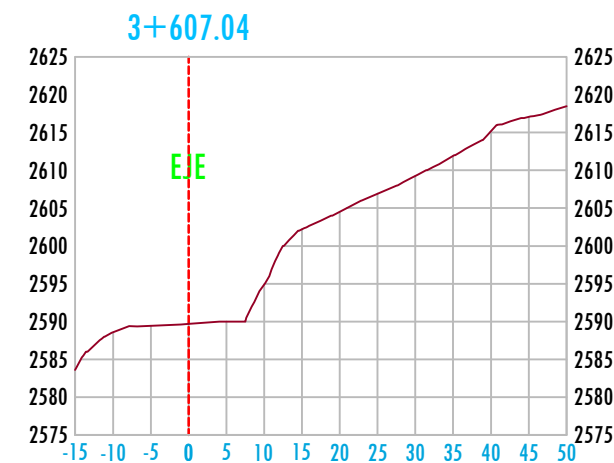
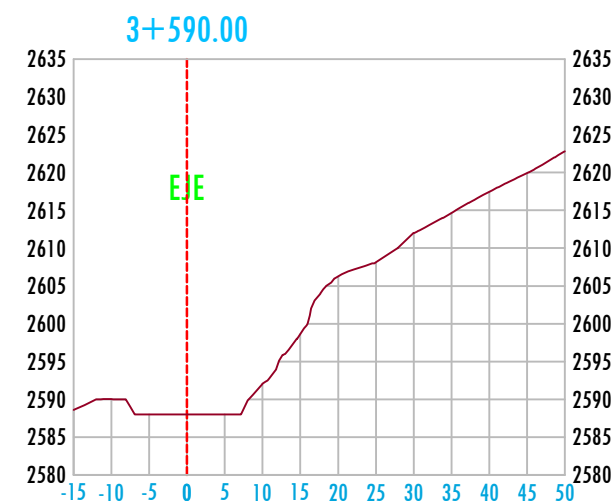
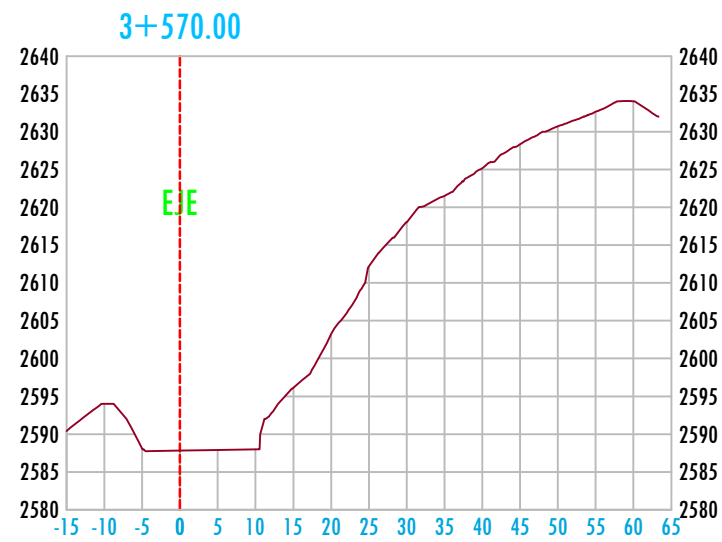
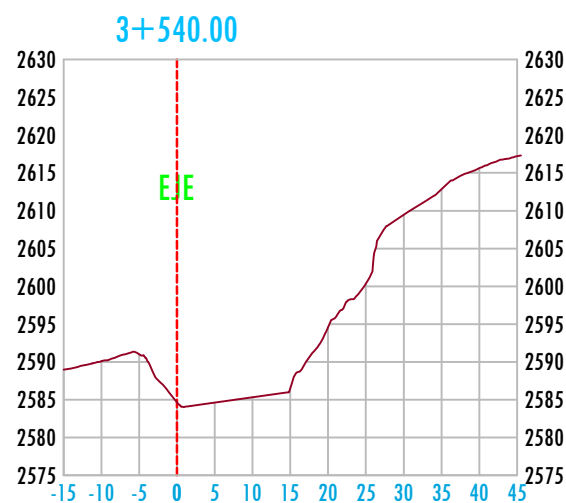


PLANTA - ESTACIÓN N° 04
ESCALA: 1/750

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA Facultad de Ingenieria Escuela Académico Profesional de Ingenieria Civil		
	TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"	
	PLANO: PLANTA - ESTACIÓN N° 04	
	ESCALA: 1/750	FECHA: NOVIEMBRE 2024
	TESISTA: SIFUENTES HERMENEGILDO, LUCIO ANDERSON	ASESOR: ING. MARCO WILDER HOYOS SAUCEDO
		PLANO: PP-04



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA Facultad de Ingenieria Escuela Académico Profesional de Ingenieria Civil			
	TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"		
	PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES - ESTACIÓN N° 01		PLANO: ST1-01
	ESCALA: 1/1000	FECHA: NOVIEMBRE 2024	
	TESISTA: SIFUENTES HERMENEGILDO, LUCIO ANDERSON	ASESOR: ING. MARCO WILDER HOYOS SAUCEDO	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
Facultad de Ingenieria
Escuela Académico Profesional de Ingenieria Civil



TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES - ESTACIÓN N° 02

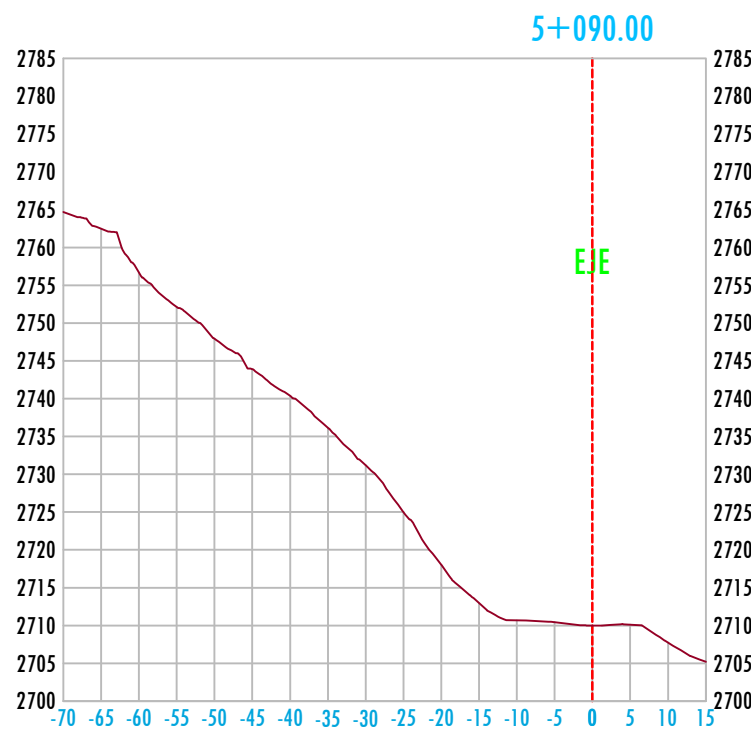
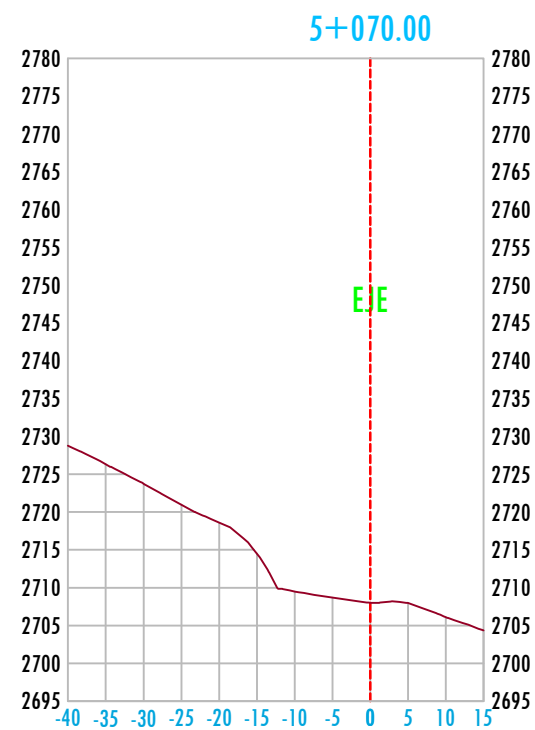
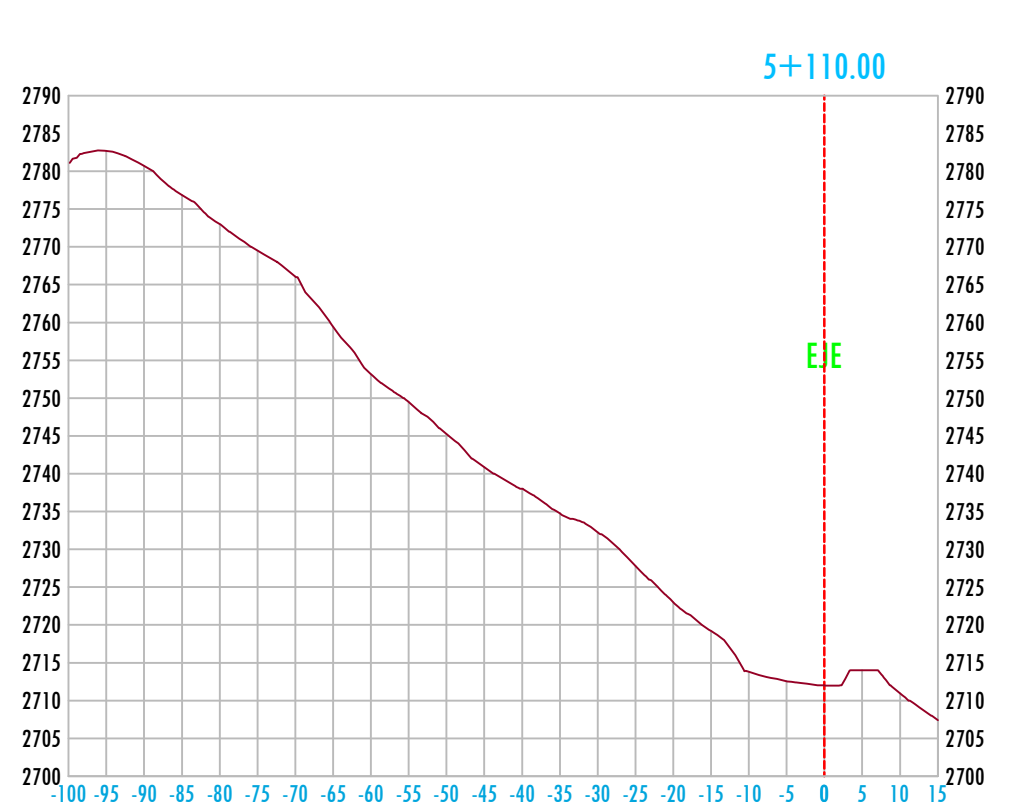
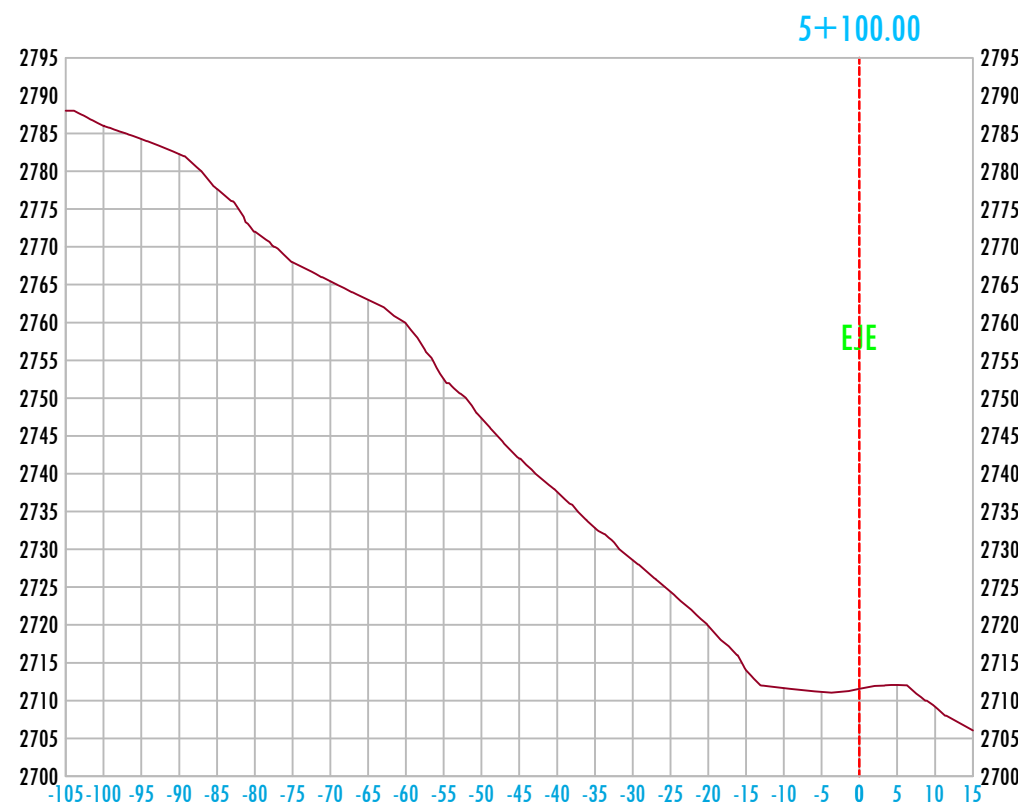
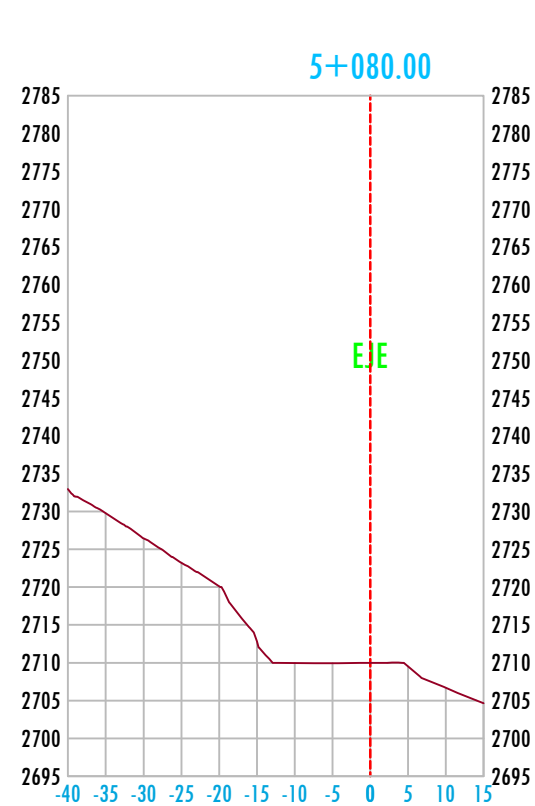
ESCALA: 1/1000

FECHA: NOVIEMBRE 2024

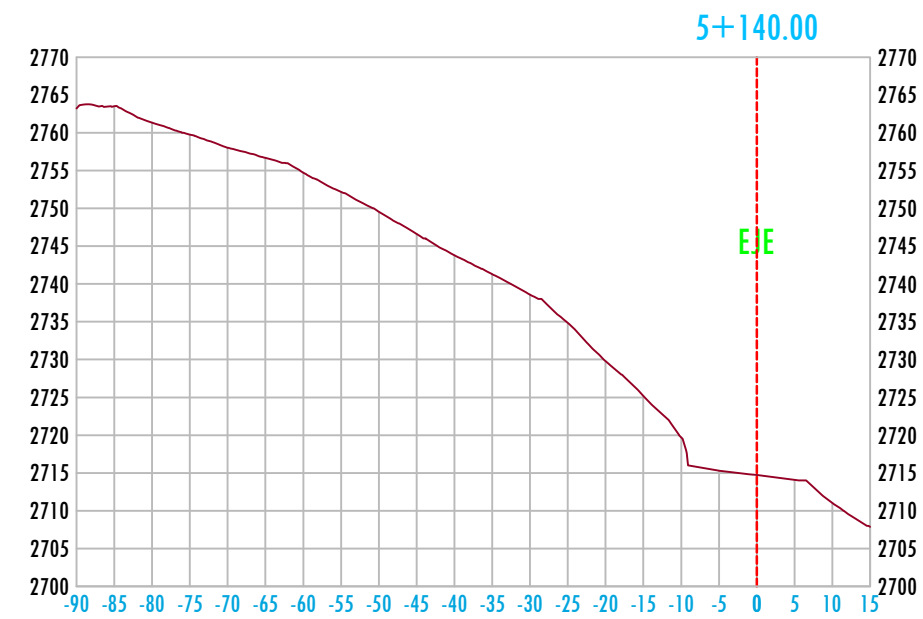
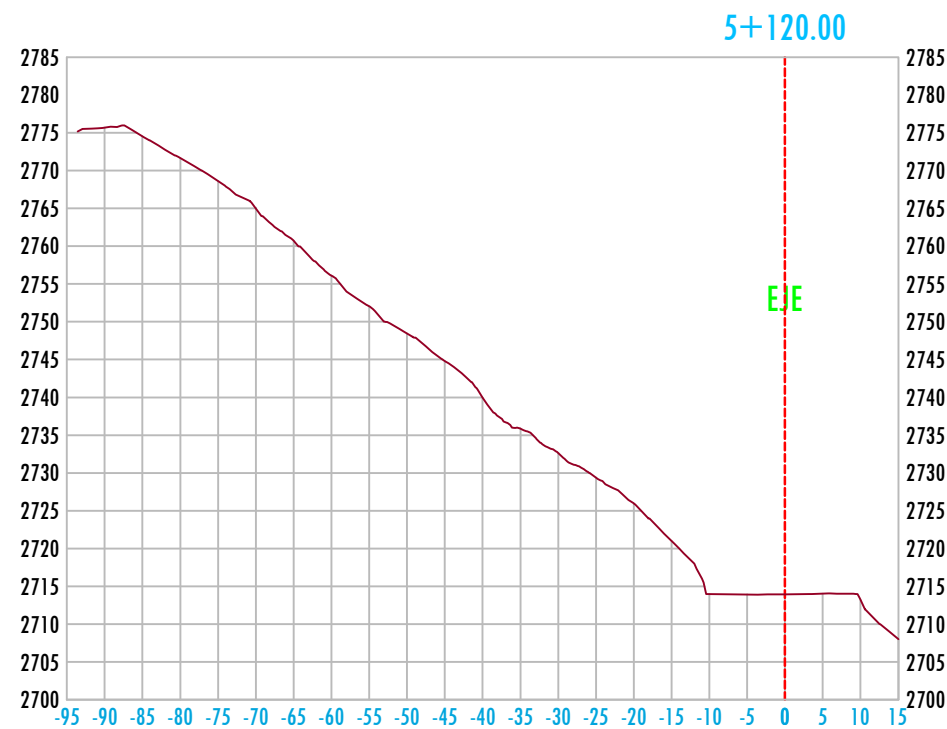
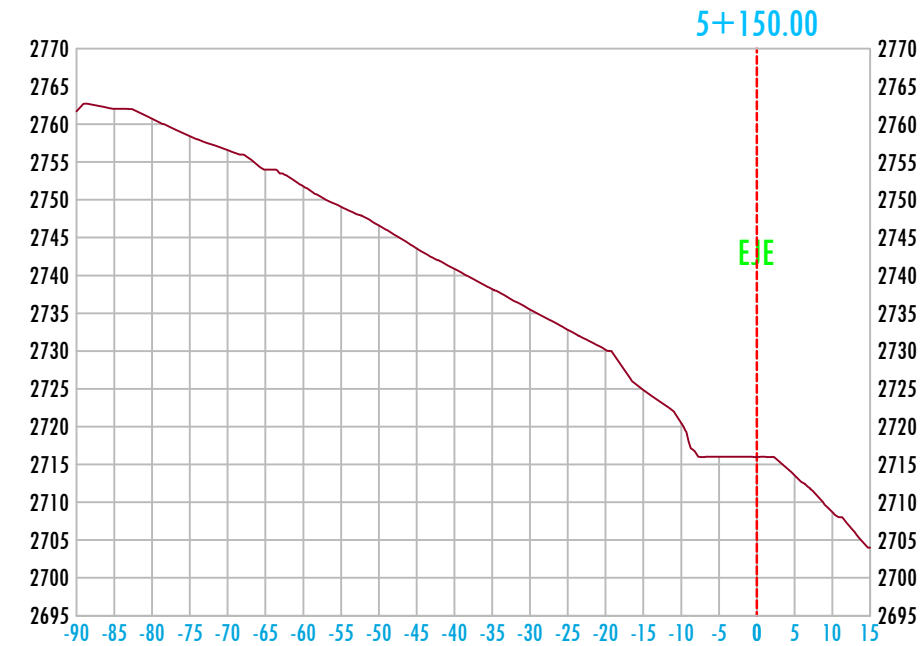
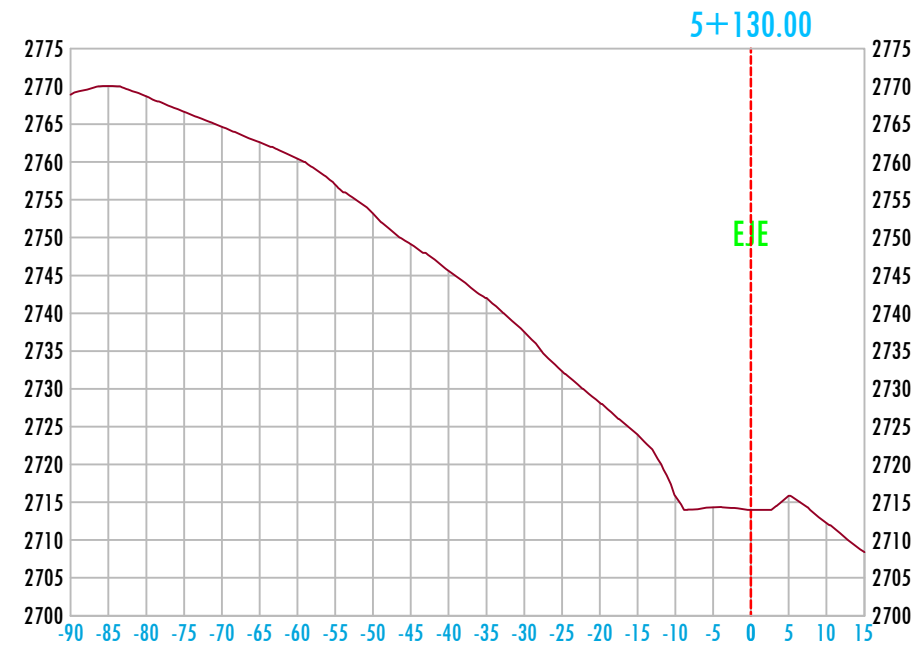
TESISTA:
SIFUENTES HERMENEGILDO,
LUCIO ANDERSON

ASESOR:
ING. MARCO WILDER
HOYOS SAUCEDO

PLANO:
ST2-01



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			
Facultad de Ingenieria			
Escuela Académico Profesional de Ingenieria Civil			
	TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"		
	PLANO:	SECCIONES TRANSVERSALES - ESTACIÓN N° 03	
	ESCALA:	1/1000	FECHA: NOVIEMBRE 2024
	TESISTA:	SIFUENTES HERMENEGILDO, LUCIO ANDERSON	ASESOR: ING. MARCO WILDER HOYOS SAUCEDO
			ST3-01



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
Facultad de Ingenieria
Escuela Académico Profesional de Ingenieria Civil



TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES - ESTACIÓN N° 03

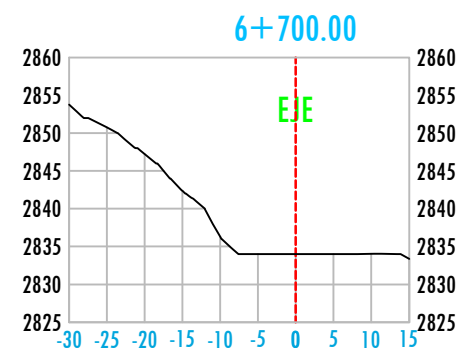
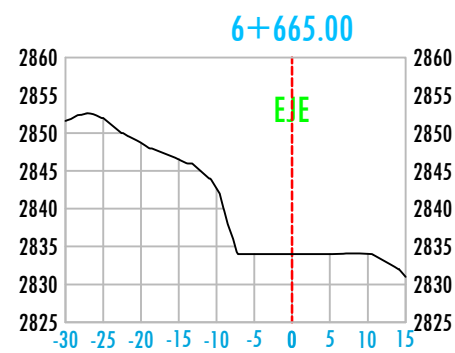
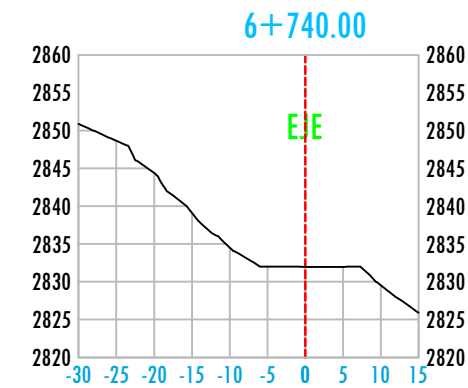
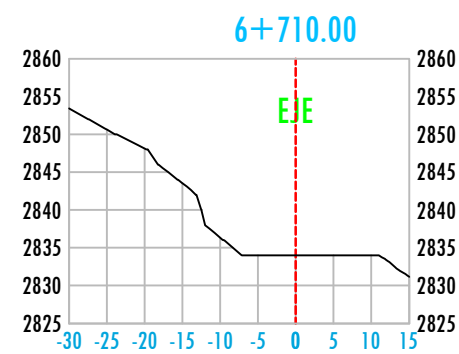
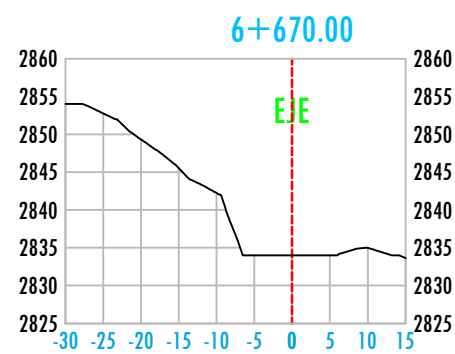
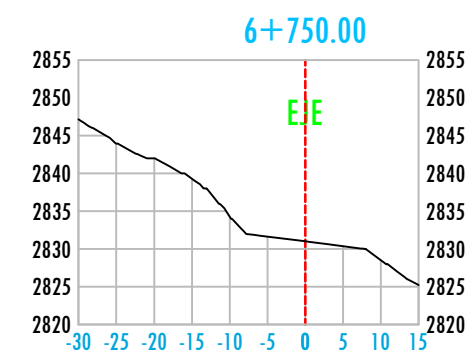
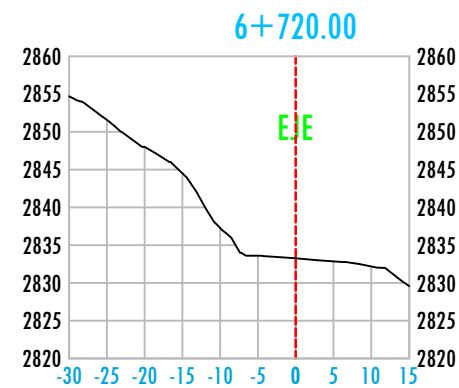
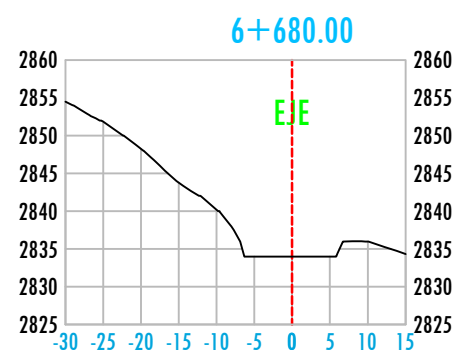
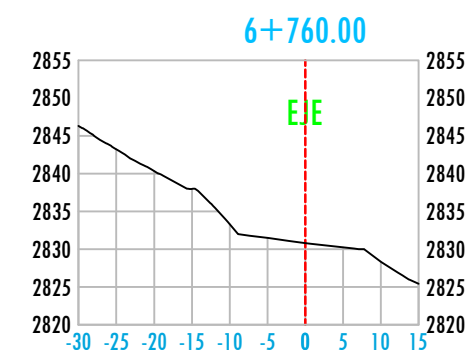
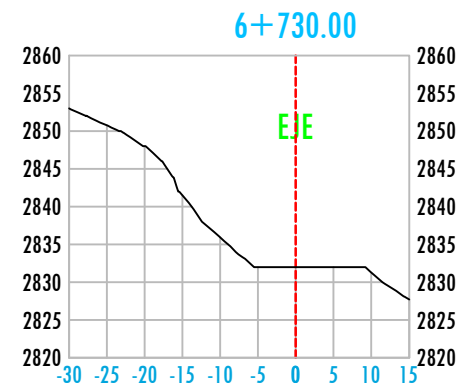
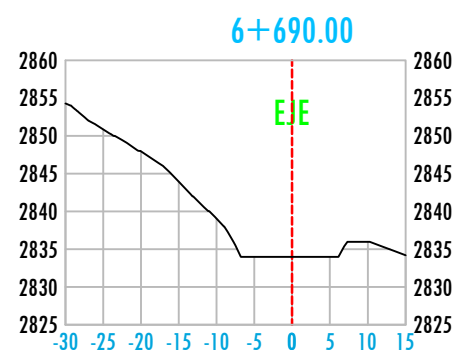
ESCALA: 1/1250

FECHA: NOVIEMBRE 2024

TESISTA: SIFUENTES HERMENEGILDO, LUCIO ANDERSON

ASESOR: ING. MARCO WILDER HOYOS SAUCEDO

PLANO:
ST3-02



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
Facultad de Ingenieria
Escuela Académico Profesional de Ingenieria Civil



TESIS:
"ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA
CARRETERA SAN PABLO - CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM.
00+000 - KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

PLANO:
SECCIONES TRANSVERSALES - ESTACIÓN N° 04

ESCALA:
1/1000

FECHA:
NOVIEMBRE 2024

TESISTA:
SIFUENTES HERMENEGILDO,
LUCIO ANDERSON

ASESOR:
ING. MARCO WILDER
HOYOS SAUCEDO

PLANO:
ST4-01

APÉNDICE D: ENSAYOS DE LABORATORIO

Nota: Este apéndice contiene los resultados detallados de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras de suelo obtenidas en campo, se presentan los informes de los ensayos de caracterización física (análisis granulométrico, límites de Atterberg, contenido de humedad y densidad) y de resistencia mecánica (ensayo de corte directo).

El propósito de este apéndice es proporcionar el respaldo documental completo de los parámetros geotécnicos utilizados en la investigación. Los valores numéricos de cohesión (c'), ángulo de fricción (ϕ') y peso unitario (γ), derivados directamente de estos informes, fueron los datos de entrada fundamentales para alimentar los modelos de equilibrio límite y calcular los factores de seguridad en cada una de las estaciones de estudio conformadas por suelo.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

UBICACIÓN: Distrito: San Pablo - Provincia: San Pablo - Región: Cajamarca

MATERIAL: Estación N° 02 **PROGRESIVA:** Km. 03 + 350 **Estrato:** 01 **PROFUNDIDAD:** 0.00 m. - 1.50 m.

COORDENADAS: E: 739979.1 N: 9213772.3 **Z:** 2611.0

TESISTA: Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo

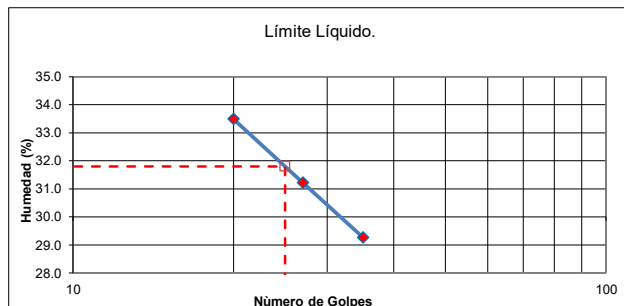
ASESOR: Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D 422 / NTP 339.128

Peso Seco Inicial :	940.0 g.	% Grava :	54.9	Ar. fina :	4.0	D 60 =	8.2	D 30 =	2.3	Cc =	-
Peso por Lavado :	844.0 g.	% Arena :	35.0	Ar. gruesa:	31.0	D 10 =	-	Cu =	-		
Peso menor N° 200 :	096.0 g.	% Finos :	10.1								
Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Ret. Parc.	% Ret. Parcial	% Ret. Acumul.	% que Pasa	CURVA GRANULOMÉTRICA 					
3"	75.00	0.0			100						
2 1/2"	63.00	0.0			100						
2"	50.00	0.0	0.0	0.0	100						
1 1/2"	38.10	0.0	0.0	0.0	100						
1"	25.40	47.0	5.0	5.0	95						
3/4"	19.00	51.0	5.4	10.4	89.6						
1/2"	12.50	140.0	14.9	25.3	74.7						
1/4"	6.30	228.0	24.3	49.6	50.4						
N° 4	4.75	50.0	5.3	54.9	45.1						
N° 10	2.00	165.0	17.6	72.5	27.5						
N° 20	0.850	92.0	9.8	82.3	17.7						
N° 30	0.600	20.0	2.1	84.4	15.6						
N° 40	0.425	14.0	1.5	85.9	14.1						
N° 60	0.250	14.0	1.5	87.4	12.6						
N° 100	0.150	11.0	1.2	88.6	11.4						
N° 200	0.075	12.0	1.3	89.9	10.1						
Cazoleta (< 200)		96.0	10.2	100.0	0.00						

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318

	LÍMITE LÍQUIDO ASTM D 4318			LÍMITE PLÁSTICO ASTM D 4318	
N° Tara (t)	1	2	3	4	5
Peso Tara (g.)	28.20	28.30	27.90	27.00	28.20
Wt+ M.Húmeda (g.)	56.50	55.20	59.70	33.90	34.00
Wt+ M. Seca (g.)	49.40	48.80	52.50	32.60	32.90
W M. Seca (g.)	21.20	20.50	24.60	5.60	4.70
W agua(g.)	7.10	6.40	7.20	1.30	1.10
W (%)	33.49	31.22	29.27	23.21	23.40
N° golpes	20	27	35	---	---
Límite Líquido	32.00			Límite Plástico	23.00
Índice Plástico	9.00				



CLASIFICACION DE SUELOS ASTM D 2487 AASHTO M 145

% q Pasa	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IG (%)
Malla N°200				
10.1	32.00	23.00	9.00	(0)
CLASIFICACIÓN	SUCS ASTM D 2487		AASHTO AASHTO M 145	
	GP-GC		A - 2 - 4 (0)	

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D 2216

TARA N°	1	2	3
Wt + Muestra Húmeda (g.)	206.7	205.0	182.2
Wt + Muestra Seca (g.)	192.7	190.7	168.6
W tara (g.)	26.4	26.9	28.7
W agua (g.)	14.0	14.3	13.6
W. Muestra Seca (g.)	166.3	163.8	139.9
W (%)	8.42	8.73	9.72
W (%) Promedio :	8.96		

CARACTERÍSTICAS:

GRAVA MAL GRADUADA CON ARCILLA Y ARENA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

UBICACIÓN: Distrito: San Pablo - Provincia: San Pablo - Región: Cajamarca

MATERIAL: Estación N° 03 **PROGRESIVA:** Km. 05+120 **Estrato:** 01 **PROFUNDIDAD:** 0.00 m. - 1.50 m.

COORDENADAS: E: 739612.9 N: 9214284.58 **Z:** 2729.0

TESISTA: Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo

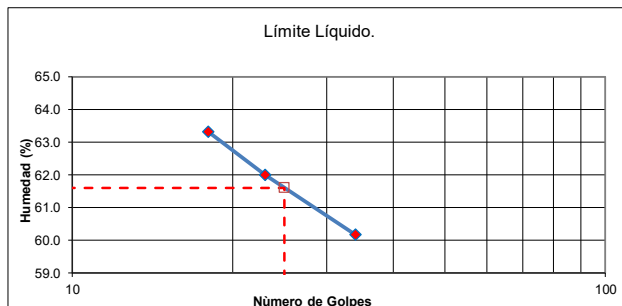
ASESOR: Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D 422 / NTP 339.128

Peso Seco Inicial :	840.0 g.	% Grava :	16.5	Ar. fina :	10.8	D 60 =	1.4	D 30 =	-	Cc =	-
Peso por Lavado :	565.0 g.	% Arena :	50.6	Ar. gruesa:	39.8	D 10 =	-	Cu =	-		
Peso menor N° 200 :	275.0 g.	% Finos :	32.9								
Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Ret. Parc.	% Ret. Parcial	% Ret. Acumul.	% que Pasa	CURVA GRANULOMÉTRICA 					
3"	75.00	0.0			100						
2 1/2"	63.00	0.0			100						
2"	50.00	0.0			100						
1 1/2"	38.10	0.0	0.0	0.0	100						
1"	25.40	0.0	0.0	0.0	100						
3/4"	19.00	0.0	0.0	0.0	100						
1/2"	12.50	18.0	2.1	2.1	97.9						
1/4"	6.30	72.0	8.6	10.7	89.3						
N° 4	4.75	49.0	5.8	16.5	83.5						
N° 10	2.00	149.0	17.7	34.2	65.8						
N° 20	0.850	110.0	13.1	47.3	52.7						
N° 30	0.600	38.0	4.5	51.8	48.2						
N° 40	0.425	38.0	4.5	56.3	43.7						
N° 60	0.250	37.0	4.4	60.7	39.3						
N° 100	0.150	32.0	3.8	64.5	35.5						
N° 200	0.075	22.0	2.6	67.1	32.9						
Cazoleta (< 200)		275.0	32.7	100.0	0.00						

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318

	LÍMITE LÍQUIDO ASTM D 4318			LÍMITE PLÁSTICO ASTM D 4318	
N° Tara (t)	1	2	3	4	5
Peso Tara (g.)	27.30	26.10	26.60	28.90	27.60
Wt+ M.Húmeda (g.)	59.80	58.50	65.20	35.30	33.20
Wt+ M. Seca (g.)	47.20	46.10	50.70	33.80	31.90
W M. Seca (g.)	19.90	20.00	24.10	4.90	4.30
W agua(g.)	12.60	12.40	14.50	1.50	1.30
W (%)	63.32	62.00	60.17	30.61	30.23
N° golpes	18	23	34	---	---
Límite Líquido	62.00			Límite Plástico	30.00
Índice Plástico	32.00				



CLASIFICACION DE SUELOS ASTM D 2487 AASHTO M 145

% q Pasa	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IG (%)
Malla N°200	32.9	62.00	30.00	32.00
				(4)
CLASIFICACIÓN	SUCS ASTM D 2487		AASHTO AASHTO M 145	
	SC		A-2-7 (4)	

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D 2216

TARA N°	1	2	3
Wt + Muestra Húmeda (g.)	210.3	211.3	223.0
Wt + Muestra Seca (g.)	174.9	175.3	181.9
W tara (g.)	28.1	28.3	28.5
W agua (g.)	35.4	36.0	41.1
W. Muestra Seca (g.)	146.8	147.0	153.4
W (%)	24.11	24.49	26.79
W (%) Promedio :	25.13		

CARACTERÍSTICAS:

ARENA ARCILLOSA CON GRAVA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

UBICACIÓN: Distrito: San Pablo - Provincia: San Pablo - Región: Cajamarca

MATERIAL: Estación N° 04 **PROGRESIVA:** Km. 06+735 **Estrato:** 01 **PROFUNDIDAD:** 0.00 m. - 1.50 m.

COORDENADAS: E: 740469.5 N: 9215028.4 Z: 2836.0

TESISTA: Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo

ASESOR: Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D 422 / NTP 339.128

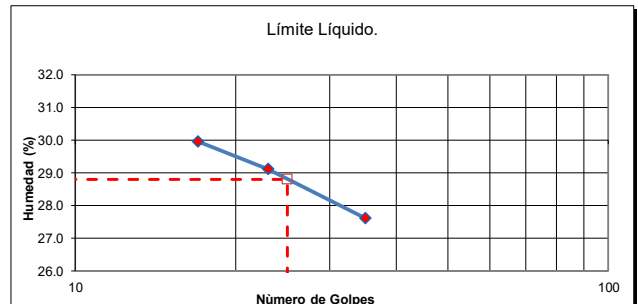
Peso Seco Inicial :	775.0 g.	% Grava :	7.2	Ar. fina :	15.1	D 60 =	1.6	D 30 =	0.13	Cc =	-
Peso por Lavado :	652.0 g.	% Arena :	76.9	Ar. gruesa:	61.8	D 10 =	-	Cu =	-		
Peso menor N° 200 :	123.0 g.	% Finos :	15.9								

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Ret. Parc.	% Ret. Parcial	% Ret. Acumul.	% que Pasa
3"	75.00	0.0			100
2 1/2"	63.00	0.0			100
2"	50.00	0.0			100
1 1/2"	38.10	0.0	0.0	0.0	100
1"	25.40	0.0	0.0	0.0	100
3/4"	19.00	0.0	0.0	0.0	100
1/2"	12.50	0.0	0.0	0.0	100
1/4"	6.30	24.0	3.1	3.1	96.9
N° 4	4.75	32.0	4.1	7.2	92.8
N° 10	2.00	170.0	21.9	29.1	70.9
N° 20	0.850	213.0	27.5	56.6	43.4
N° 30	0.600	58.0	7.5	64.1	35.9
N° 40	0.425	38.0	4.9	69.0	31.0
N° 60	0.250	38.0	4.9	73.9	26.1
N° 100	0.150	40.0	5.2	79.1	20.9
N° 200	0.075	39.0	5.0	84.1	15.9
Cazoleta (< 200)		123.0	15.9	100.0	0.00

CURVA GRANULOMÉTRICA

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318

	LÍMITE LÍQUIDO ASTM D 4318			LÍMITE PLÁSTICO ASTM D 4318	
N° Tara (t)	1	2	3	4	5
Peso Tara (g.)	28.50	28.10	29.10	26.00	27.50
Wt+ M.Húmeda (g.)	60.60	58.70	59.60	31.70	32.10
Wt+ M. Seca (g.)	53.20	51.80	53.00	30.60	31.20
W M. Seca (g.)	24.70	23.70	23.90	4.60	3.70
W agua(g.)	7.40	6.90	6.60	1.10	0.90
W (%)	29.96	29.11	27.62	23.91	24.32
N° golpes	17	23	35	---	---
Límite Líquido	29.00			Límite Plástico	24.00
Índice Plástico	5.00				



CLASIFICACION DE SUELOS ASTM D 2487 AASHTO M 145

% q Pasa	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IG (%)
Malla N°200	29.00	24.00	5.00	(0)
15.9				
CLASIFICACIÓN	SUCS ASTM D 2487		AASHTO AASHTO M 145	
	SM		A - 1 - b (0)	

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D 2216

TARA N°	1	2	3
Wt + Muestra Húmeda (g.)	209.3	208.3	223.0
Wt + Muestra Seca (g.)	177.0	175.3	186.8
W tara (g.)	28.1	28.3	28.5
W agua (g.)	32.3	33.0	36.2
W. Muestra Seca (g.)	148.9	147.0	158.3
W (%)	21.69	22.45	22.87
W (%) Promedio :	22.34		

CARACTERÍSTICAS:

ARENA LIMOSA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

UBICACIÓN: Distrito: San Pablo - Provincia: San Pablo - Región: Cajamarca

MATERIAL: Estación N° 03 **Progr.:** Km. 05 + 120 **Estrato:** 01 **Prof.:** 0.00 m. - 1.50 m.

COORDENADAS: E: 739612.9 N: 9214284.58 Z: 2729.0

TESISTA: Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo

ASESOR: Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo

ENSAYO: CORTE DIRECTO
ASTM D3080

Muestra	Tipo	Lado (cm)	Altura (cm)	Area (cm2)	Vol (cm3)
E. N° 03		6	2	36	72

Densidad y contenido de humedad			
	M-1	M-2	M-3
P Muestreador (gr)	138	153.5	138.8
Pmh+mh (gr)	272.1	287.4	270.5
Pmh (gr)	134.1	133.9	131.7
D hum (gr/cm3)	1.863	1.860	1.829
D Seca (gr/cm3)	1.49	1.46	1.44
Pt (gr)	26.6	26.2	28.2
Pmh + t (gr)	156.8	157.9	158.2
Pms + t (gr)	131.1	129.3	130.8
Pms (gr)	104.5	103.1	102.6
Pw (gr)	25.7	28.6	27.4
w (%)	24.59%	27.74%	26.71%

CARGAS	MUESTRAS		
	1	2	3
Pa(marco y placa)(Kg)	0.608	0.608	0.608
Pb(percha carga)(kg)	1	2	4
Pv (kg)	1.608	2.608	4.608
Esf. Normal(σ) (Kg/cm2)	0.0447	0.0724	0.1280
Esf. Nor.Incr.(σ) (kg/cm)	0.295	0.572	1.128

Datos de Prueba	
Velocidad de carga (mm/min)	0.5
Const. Anillo (kg/N° Div)	0.4464

Tiempo min	Desp. Hor (cm)	Area corregida	Def carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Corte (Kg/cm ²)	Def carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Corte (Kg/cm ²)	Def carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Corte (Kg/cm ²)
			1			2			3		
0.000	0.000	36	0.0	0.000	0.000	0.0	0.00	0.000	0.0	0.00	0.000
0.500	0.025	35.85	0.0	0.000	0.000	1.0	0.45	0.012	5.5	2.46	0.068
1.000	0.050	35.70	2.0	0.893	0.025	4.0	1.79	0.050	9.0	4.02	0.113
1.500	0.075	35.55	6.5	2.901	0.082	9.0	4.02	0.113	20.0	8.93	0.251
2.000	0.100	35.40	13.5	6.026	0.170	17.0	7.59	0.214	25.0	11.16	0.315
2.500	0.125	35.25	17.5	7.812	0.222	21.0	9.37	0.266	29.0	12.94	0.367
3.000	0.150	35.10	21.0	9.374	0.267	25.0	11.16	0.318	31.0	13.84	0.394
3.500	0.175	34.95	22.5	10.044	0.287	28.0	12.50	0.358	33.5	14.95	0.428
4.000	0.200	34.80	24.0	10.713	0.308	31.0	13.84	0.398	36.0	16.07	0.462
4.500	0.225	34.65	25.0	11.159	0.322	33.0	14.73	0.425	38.0	16.96	0.490
5.000	0.250	34.50	26.0	11.606	0.336	36.0	16.07	0.466	40.0	17.86	0.518
5.500	0.275	34.35	26.5	11.829	0.344	38.0	16.96	0.494	42.0	18.75	0.546
6.000	0.300	34.20	27.5	12.275	0.359	39.0	17.41	0.509	43.5	19.42	0.568
6.500	0.325	34.05	28.5	12.722	0.374	40.0	17.86	0.524	45.0	20.09	0.590
7.000	0.350	33.90	29.0	12.945	0.382	41.0	18.30	0.540	46.0	20.53	0.606
7.500	0.375	33.75	29.5	13.168	0.390	42.0	18.75	0.555	47.0	20.98	0.622
8.000	0.400	33.60	30.0	13.391	0.399	42.0	18.75	0.558	48.0	21.43	0.638
8.500	0.425	33.45	30.5	13.615	0.407	42.5	18.97	0.567	48.5	21.65	0.647
9.000	0.450	33.30	31.0	13.838	0.416	42.5	18.97	0.570	50.0	22.32	0.670
9.500	0.475	33.15	31.0	13.838	0.417	42.5	18.97	0.572	51.5	22.99	0.693
10.000	0.500	33.00	31.5	14.061	0.426	43.0	19.19	0.582	52.0	23.21	0.703
10.500	0.525	32.85	32.0	14.284	0.435	43.0	19.19	0.584	52.5	23.43	0.713
11.000	0.550	32.70	32.0	14.284	0.437	43.5	19.42	0.594	52.5	23.43	0.717
11.500	0.575	32.55	32.5	14.507	0.446	44.0	19.64	0.603	53.0	23.66	0.727
12.000	0.600	32.40	33.0	14.731	0.455	44.0	19.64	0.606	53.5	23.88	0.737
12.500	0.625	32.25	33.0	14.731	0.457	44.5	19.86	0.616	54.0	24.10	0.747
13.000	0.650	32.10	33.5	14.954	0.466	44.5	19.86	0.619	55.0	24.55	0.765
13.500	0.675	31.95	34.0	15.177	0.475	45.0	20.09	0.629	56.0	25.00	0.782
14.000	0.700	31.80	34.5	15.400	0.484	45.5	20.31	0.639	57.0	25.44	0.800
14.500	0.725	31.65	35.0	15.623	0.494	46.0	20.53	0.649	58.0	25.89	0.818
15.000	0.750	31.50	35.0	15.623	0.496	46.0	20.53	0.652	58.5	26.11	0.829
15.500	0.775	31.35	35.5	15.846	0.505	46.5	20.76	0.662	59.0	26.34	0.840
16.000	0.800	31.20	35.5	15.846	0.508	46.5	20.76	0.665	59.0	26.34	0.844
16.500	0.825	31.05	36.0	16.070	0.518	47.0	20.98	0.676	60.0	26.78	0.863
17.000	0.850	30.90	36.0	16.070	0.520	47.0	20.98	0.679	61.0	27.23	0.881

TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

UBICACIÓN: Distrito: San Pablo - Provincia: San Pablo - Región: Cajamarca

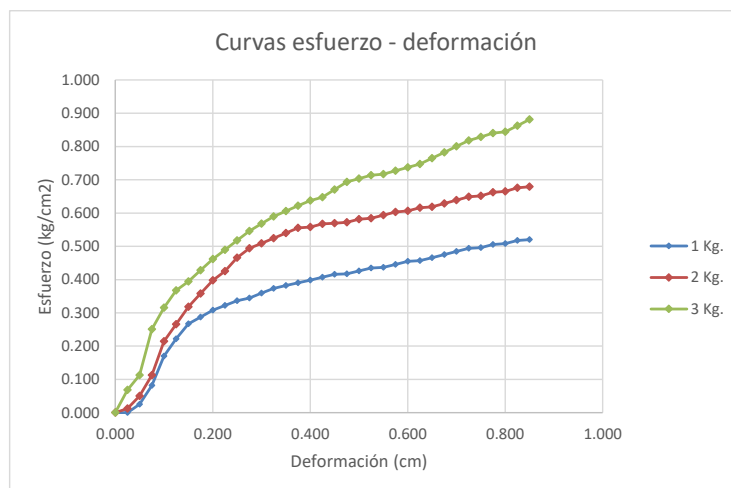
MATERIAL: Estación N° 03 **Progr.:** Km. 05 + 120 **Estrato:** 01 **Prof.:** 0.00 m. - 1.50 m.

COORDENADAS: E: 739612.9 N: 9214284.58 Z: 2729.0

TESISTA: Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo

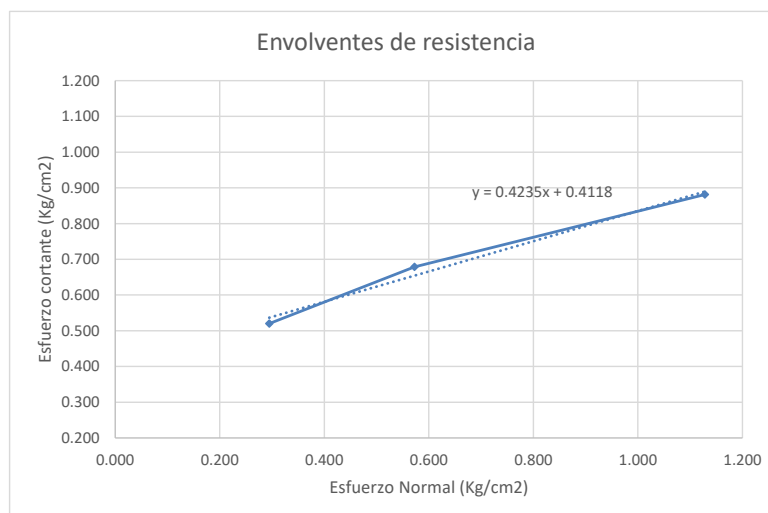
ASESOR: Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo

CURVAS ESFUERZO - DEFORMACIÓN



ENVOLVENTES DE RESISTENCIA

Esfuerzo normal (Kg/cm ²)	0.295	0.572	1.128
Esfuerzo cortante máximo (Kg/cm ²)	0.520	0.679	0.881



Parámetros de resistencia cortante	
c (kg/cm ²) =	0.412
φ (°) =	22.95

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

UBICACIÓN: : Distrito: San Pablo - Provincia: San Pablo - Región: Cajamarca

MATERIAL: : Estación N° 04 **Progr.** : Km. 06 + 735 **Estrato:** 01 **Prof.** : 0.00 m. - 1.50 m.

COORDENADAS: **E:** 740469.49 **N:** 9215028.37 **Z:** 2836.0

TESISTA: : Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo

ASESOR: : Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo

ENSAYO: CORTE DIRECTO
ASTM D3080

Muestra	Tipo	Lado (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Vol (cm ³)
	E. N° 04	6	2	36	72

Densidad y contenido de humedad			
	M-1	M-2	M-3
P Muestreador (gr)	138	153.5	138.8
Pmh+mh (gr)	254.9	268.8	245.8
Pmh (gr)	116.9	115.3	107
D hum (gr/cm ³)	1.624	1.601	1.486
D Seca (gr/cm ³)	1.46	1.45	1.35
Pt (gr)	28.2	27.6	27
Pmh + t (gr)	142.3	140.8	132.6
Pms + t (gr)	131.1	130	123
Pms (gr)	102.9	102.4	96
Pw (gr)	11.2	10.8	9.6
w (%)	10.88%	10.55%	10.00%

CARGAS	MUESTRAS		
	1	2	3
Pa(marco y placa)(Kg)	0.608	0.608	0.608
Pb(percha carga)(kg)	1	2	4
Pv (kg)	1.608	2.608	4.608
Esf. Normal(σ) (Kg/cm ²)	0.0447	0.0724	0.1280
Esf. Nor.Incr.(σ) (kg/cm)	0.295	0.572	1.128

Datos de Prueba	
Velocidad de carga (mm/min)	0.5
Const. Anillo (kg/N° Div)	0.4464

Tiempo min	Desp. Hor (cm)	Área corregida	Def carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Corte (Kg/cm ²)	Def carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Corte (Kg/cm ²)	Def carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Corte (Kg/cm ²)
			1			2			3		
0.000	0.000	36	0.0	0.000	0.000	0.0	0.00	0.000	0.0	0.00	0.000
0.500	0.025	35.85	1.5	0.670	0.019	3.5	1.56	0.044	4.0	1.79	0.050
1.000	0.050	35.70	7.5	3.348	0.094	6.0	2.68	0.075	10.5	4.69	0.131
1.500	0.075	35.55	13.0	5.803	0.163	13.0	5.80	0.163	18.0	8.03	0.226
2.000	0.100	35.40	17.0	7.588	0.214	18.5	8.26	0.233	25.0	11.16	0.315
2.500	0.125	35.25	20.0	8.928	0.253	23.5	10.49	0.298	27.5	12.28	0.348
3.000	0.150	35.10	23.5	10.490	0.299	27.5	12.28	0.350	31.0	13.84	0.394
3.500	0.175	34.95	26.5	11.829	0.338	31.0	13.84	0.396	34.0	15.18	0.434
4.000	0.200	34.80	29.0	12.945	0.372	35.0	15.62	0.449	37.0	16.52	0.475
4.500	0.225	34.65	31.5	14.061	0.406	38.0	16.96	0.490	39.0	17.41	0.502
5.000	0.250	34.50	33.5	14.954	0.433	41.0	18.30	0.530	41.0	18.30	0.530
5.500	0.275	34.35	35.0	15.623	0.455	44.0	19.64	0.572	43.0	19.19	0.559
6.000	0.300	34.20	36.0	16.070	0.470	46.0	20.53	0.600	45.5	20.31	0.594
6.500	0.325	34.05	37.5	16.739	0.492	48.0	21.43	0.629	48.0	21.43	0.629
7.000	0.350	33.90	38.0	16.962	0.500	50.0	22.32	0.658	51.0	22.77	0.672
7.500	0.375	33.75	38.5	17.186	0.509	52.5	23.43	0.694	53.0	23.66	0.701
8.000	0.400	33.60	39.0	17.409	0.518	54.0	24.10	0.717	55.5	24.77	0.737
8.500	0.425	33.45	39.0	17.409	0.520	56.0	25.00	0.747	57.0	25.44	0.761
9.000	0.450	33.30	39.5	17.632	0.529	57.0	25.44	0.764	60.0	26.78	0.804
9.500	0.475	33.15	39.5	17.632	0.532	59.0	26.34	0.794	62.0	27.68	0.835
10.000	0.500	33.00	39.5	17.632	0.534	60.0	26.78	0.812	65.0	29.01	0.879
10.500	0.525	32.85	39.0	17.409	0.530	61.0	27.23	0.829	67.0	29.91	0.910
11.000	0.550	32.70	39.0	17.409	0.532	61.5	27.45	0.840	70.0	31.25	0.956
11.500	0.575	32.55	38.5	17.186	0.528	62.0	27.68	0.850	72.5	32.36	0.994
12.000	0.600	32.40	38.0	16.962	0.524	62.0	27.68	0.854	75.0	33.48	1.033
12.500	0.625	32.25	37.5	16.739	0.519	62.0	27.68	0.858	77.0	34.37	1.066
13.000	0.650	32.10	37.2	16.605	0.517	62.0	27.68	0.862	80.0	35.71	1.112
13.500	0.675	31.95	36.0	16.070	0.503	62.0	27.68	0.866	82.0	36.60	1.146
14.000	0.700	31.80	36.0	16.070	0.505	62.0	27.68	0.870	84.5	37.72	1.186
14.500	0.725	31.65	35.0	15.623	0.494	62.0	27.68	0.874	86.0	38.39	1.213
15.000	0.750	31.50	34.5	15.400	0.489	62.0	27.68	0.879	88.0	39.28	1.247
15.500	0.775	31.35	34.0	15.177	0.484	61.5	27.45	0.876	89.0	39.73	1.267
16.000	0.800	31.20	33.5	14.954	0.479	61.5	27.45	0.880	90.0	40.17	1.288
16.500	0.825	31.05	33.0	14.731	0.474	61.0	27.23	0.877	92.0	41.07	1.323
17.000	0.850	30.90	32.5	14.507	0.469	59.0	26.34	0.852	92.5	41.29	1.336

TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

UBICACIÓN: Distrito: San Pablo - Provincia: San Pablo - Región: Cajamarca

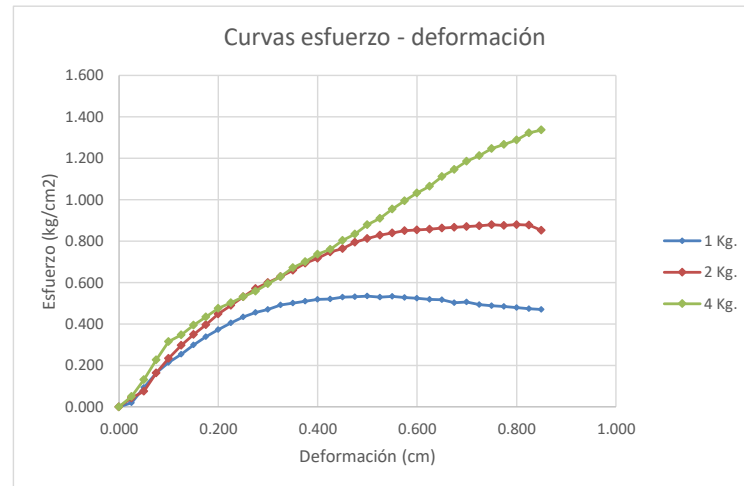
MATERIAL: : Estación N° 04 **Progr.** : Km. 06 + 735 **Estrato:** 01 **Prof.** : 0.00 m. - 1.50 m.

COORDENADAS: **E:** 740469.49 **N:** 9215028.37 **Z:** 2836.0

TESISTA: : Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo

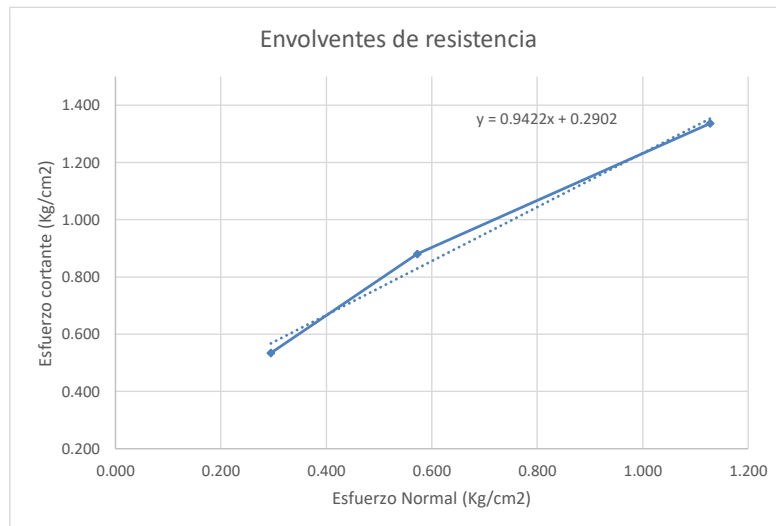
ASESOR: : Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo

CURVAS ESFUERZO - DEFORMACIÓN



ENVOLVENTES DE RESISTENCIA

Esfuerzo normal (Kg/cm²)	0.295	0.572	1.128
Esfuerzo cortante máximo (Kg/cm²)	0.534	0.880	1.336



Parámetros de resistencia cortante	
c (kg/cm²) =	0.290
φ (°) =	43.30

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA SAN PABLO – CAJAMARCA, EN EL TRAMO: KM. 00+000 – KM. 07+000, MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE"

UBICACIÓN : Distrito: San Pablo - Provincia: San Pablo - Región: Cajamarca

TESISTA : Bach. Lucio Anderson Sifuentes Hermenegildo

ASESOR : Ing. Marco Wilder Hoyos Saucedo

DENSIDAD HÚMEDA POR MÉTODO VOLUMÉTRICO

MUESTRA	ESTACIÓN N° 02		
MOLDE	M-1	M-2	M-3
Wc (gr)	225.0	211.0	221.0
Wc+m (gr)	399.0	451.0	392.0
Wm (gr)	174.0	240.0	171.0
Hc (cm)	6.8	8.0	6.4
φc (cm)	4.2	4.4	4.2
Vc (cm3)	94.21	121.64	88.67
Dh	1.85	1.97	1.93
Dh prom (gr/cm3)	1.92		

MUESTRA	ESTACIÓN N° 03		
MOLDE	M-1	M-2	M-3
Wc (gr)	261.0	224.0	241.0
Wc+m (gr)	461.0	426.0	435.0
Wm (gr)	200.0	202.0	194.0
Hc (cm)	7.6	7.3	6.8
φc (cm)	4.3	4.3	4.4
Vc (cm3)	110.37	106.01	103.40
Dh	1.81	1.91	1.88
Dh prom (gr/cm3)	1.86		

MUESTRA	ESTACION N° 04		
MOLDE	M-1	M-2	M-3
Wc (gr)	212.0	212.0	223.0
Wc+m (gr)	450.0	449.0	402.0
Wm (gr)	238.0	237.0	179.0
Hc (cm)	7.9	7.8	6.6
φc (cm)	4.4	4.4	4.2
Vc (cm3)	120.12	118.60	91.44
Dh	1.98	2.00	1.96
Dh prom (gr/cm3)	1.98		

**APÉNDICE E: ANÁLISIS DE
ESTABILIDAD – MÉTODO DE
BISHOP SIMPLIFICADO.**

Nota: Este apéndice presenta los resultados complementarios de los análisis de estabilidad de taludes calculados mediante el Método de Bishop Simplificado para las Estaciones N° 02, N° 03 y N° 04; estos análisis fueron realizados para los mismos cinco escenarios de carga que se evaluaron en el cuerpo principal de la tesis con el Método de Spencer.

El propósito de incluir estos resultados es validar y dar más margen de precisión a los diagnósticos de estabilidad, al comparar los factores de seguridad obtenidos por ambos métodos (uno riguroso como Spencer y otro de aproximación ampliamente aceptado como Bishop Simplificado), se busca demostrar la consistencia y fiabilidad de las conclusiones, confirmando que el diagnóstico de estabilidad no depende del método de cálculo específico utilizado.

