

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Tesis

Análisis de los factores determinantes para la estabilidad de taludes en la carretera

Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas -

Apurímac 2024

Asesor:

Mgr. Ing. Mamani Cutipa, Ambrocio

Presentado por:

Condori Ancocallo, Raul Rodolfo

Vilca Arredondo, Anthony Claudio

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Cusco - Cusco - Perú

2026



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Acta N°: 003

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TÍTULO PROFESIONAL

En la ciudad de Cusco, a los 14 días del mes de Enero del 2026, siendo las 9:00 am horas, se reunieron los integrantes del Jurado designado por Resolución Sub Directoral N° 022-2026-UTEA-FC-FI-EPIC de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería:

Presidente :	Mg. Laime Calvo Edixon
Dictaminante:	Mg. Mendoza Nina Renato Héctor
Replicante :	Mg. Chávarry Morvelí Daniel

Para evaluar la sustentación, en la modalidad de:

Tesis Trabajo de suficiencia profesional

Titulada:

Análisis de los factores determinantes para la estabilidad de taludes en la carretera
Cotabambas-Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas -Cotabambas- Apurímac 2024

Desarrollado por el (los) Bachiller (es):

Br.: Condori Ancocallo Raul Rodolfo
(Apellidos y Nombres)
Br.: Vilca Arredondo Anthony Claudio
(Apellidos y Nombres)

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

(Denominación del Título)

Concluido el acto, el Jurado dictaminó que el (la) (los) mencionado(a) (s) bachiller (es) fue (ron) **APROBADO (S)**:

Por: Unanimidad
(Unanimidad o Mayoría) (*)

Emitiéndose el calificativo final de:

Bachiller (Apellidos y Nombres)	Calificación (**)
Br. Condori Ancocallo Raul Rodolfo	Aprobado
Br. Vilca Arredondo Anthony Claudio	Aprobado

Siendo las 11:00 a.m horas concluyó la sesión, firmando los integrantes del Jurado.

Presidente: Mg. Laime Calvo Edixon
(Dr. Mg.). (Apellidos y Nombres)

Dictaminante: Mg. Mendoza Nina Renato Héctor
(Dr. Mg.). (Apellidos y Nombres)

Replicante: Mg. Chávarry Morvelí Daniel
(Dr. Mg.). (Apellidos y Nombres)

(Firma)

(Firma)

(Firma)

(*): **Mayoría:** Dos integrantes del jurado aprueban o desaprueban; **Unanimidad:** Todos los integrantes del jurado aprueban o desaprueban, Art. 18 RGGAT.
(**): 0 a 10: Desaprobado, 11 a 15: Aprobado, 16 a 18: Aprobado Notable, 19 y 20: Aprobado con Distinción, Art. 18 RGGAT.




5% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- ▶ Bibliografía
- ▶ Texto citado
- ▶ Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 4%  Fuentes de Internet
- 1%  Publicaciones
- 4%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

Metadatos

Datos del Autor		
Apellidos y nombres	:	Condori Ancocallo, Raul Rodolfo Vilca Arredondo, Anthony Claudio
Tipo de Documento de Identidad	:	DNI
Número de Documento de Identidad	:	72009791 47317002
URL ORCID	:	
Datos del Asesor		
Apellidos y nombres	:	Mgr. Ing. Mamani Cutipa, Ambrocio
Tipo de Documento de Identidad	:	DNI
Número de Documento de Identidad	:	23894927
URL ORCID	:	https://orcid.org/0000-0002-6591-6621
Datos de la Investigación		
Facultad	:	Ingeniería
Escuela Profesional	:	Ingeniería Civil
Línea de investigación	:	Gestión de la Infraestructura para el Desarrollo Sostenible
Rango de años en que se realizó la investigación	:	Setiembre 2024 – Octubre 2025
Fuente de financiamiento	:	Autofinanciado
Porcentaje de similitud	:	5%
URL de OCDE	:	https://purl.org/pe-repo/ocde/Ford# 2.01.01

Dedicatoria

La presente tesis está dedicada, en primer lugar, a Dios, por brindarme salud, fortaleza y sabiduría para perseverar y culminar satisfactoriamente esta etapa de mi formación profesional.

A mis padres, por su apoyo incondicional, esfuerzo constante y confianza depositada en mí a lo largo de mi vida académica, siendo el pilar fundamental para alcanzar mis metas personales y profesionales.

A mis familiares y seres queridos, quienes con sus consejos, motivación y acompañamiento permanente contribuyeron de manera significativa al desarrollo de este trabajo de investigación.

Finalmente, dedico este logro a todas aquellas personas que, directa o indirectamente, formaron parte de este proceso y me impulsaron a seguir adelante ante las dificultades presentadas.

Anthony Claudio Vilca Arredondo

Dedico esta tesis a mis padres Raul Condori Choque y Rosy Ancocallo Paucara, por su amor y su apoyo incondicional durante mi formación profesional y dar gracias por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad; muchos de mis logros se los debo a ellos de igual manera a mi hermana Clenda Rossy por su apoyo y motivación.

Raul Rodolfo Condori Ancocallo

Agradecimiento

Expreso mi más sincero agradecimiento a la Universidad Tecnológica de los Andes, por la formación académica brindada y por los conocimientos impartidos a lo largo de la carrera profesional de Ingeniería Civil.

De manera especial, agradezco a mi asesor de tesis, Mgtr. Ing. Mamani Cutipa Ambrocio, por su orientación, asesoramiento técnico, disponibilidad y valiosas observaciones, las cuales fueron fundamentales para el desarrollo y culminación de la presente investigación.

Asimismo, agradezco al Ing. Edixon Laime por su apoyo y motivación para la culminación de la tesis.

Finalmente, agradezco a todas las personas que colaboraron directa o indirectamente en la ejecución del trabajo de campo, ensayos de laboratorio y recopilación de información, haciendo posible la realización de este estudio.

Anthony Claudio Vilca Arredondo

Primeramente, a Dios por brindarme salud, sabiduría y fuerza para superar los obstáculos y seguir adelante. Así mismo agradezco a mis familiares, amigos quienes me apoyaron moralmente en conseguir este objetivo. Finalmente, al Mgtr. Ing. Mamani Cutipa Ambrocio por guiarme en la ejecución de esta tesis.

Raul Rodolfo Condori Ancocallo

Resumen

La presente investigación titulada “Análisis de los factores determinantes para la estabilidad de taludes en la carretera Cotabambas – Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas – Apurímac, 2024” tuvo como objetivo determinar la influencia de los factores geométricos, hidrogeológicos y geotécnicos en la estabilidad de los taludes ubicados en dicho tramo vial, el cual presenta recurrentes problemas de inestabilidad debido a sus condiciones naturales y climáticas.

El estudio se desarrolló bajo un enfoque cuantitativo, de tipo aplicativo, con un nivel descriptivo–explicativo y un diseño no experimental. La metodología incluyó trabajos de campo, excavación de calicatas, ensayos de laboratorio para la caracterización de suelos y el modelamiento numérico mediante el software Slide 2D, empleando métodos de equilibrio límite como Bishop Simplificado, Spencer y Morgenstern-Price, en condiciones estáticas y pseudoestáticas, con el fin de determinar el factor de seguridad de los taludes analizados.

Los resultados evidenciaron que los taludes presentan factores de seguridad inferiores a 1.25, clasificándolos como críticamente estables o inestables. Se determinó que las pendientes pronunciadas, las alturas elevadas, la presencia de suelos granulares de baja cohesión y la infiltración de agua influyen significativamente en la reducción de la estabilidad. Se concluye que la interacción de los factores analizados condiciona de manera directa la estabilidad de los taludes, siendo necesario implementar medidas de estabilización y drenaje para garantizar la seguridad vial y la sostenibilidad de la infraestructura.

Palabras clave: Estabilidad de taludes; factores geométricos; factores hidrogeológicos; factores geotécnicos; factor de seguridad.

Abstract

The present research entitled “Analysis of the Determining Factors for Slope Stability on the Cotabambas – Chinchaypujio Road, Alfergaspata Sector, Cotabambas – Apurímac, 2024” aimed to determine the influence of geometric, hydrogeological, and geotechnical factors on the stability of slopes located along this road section, which presents recurrent instability problems due to its natural and climatic conditions.

The study was developed under a quantitative approach, of an applied type, with a descriptive–explanatory level and a non-experimental design. The methodology included fieldwork, excavation of test pits, laboratory tests for soil characterization, and numerical modeling using Slide 2D software. Limit equilibrium methods such as Simplified Bishop, Spencer, and Morgenstern-Price were applied under static and pseudo-static conditions in order to determine the factor of safety of the analyzed slopes.

The results showed that the slopes present factors of safety lower than 1.25, classifying them as critically stable or unstable. It was determined that steep slopes, excessive heights, the presence of low-cohesion granular soils, and water infiltration significantly influence the reduction of stability. It is concluded that the interaction of the analyzed factors directly conditions slope stability, making it necessary to implement stabilization and drainage measures to ensure road safety and the sustainability of the infrastructure.

Keywords: Slope stability; geometric factors; hydrogeological factors; geotechnical factors; factor of safety.

Índice

Portada.....	i
Acta de sustentación.....	ii
Reporte de similitud.....	iii
Metadatos.....	iv
Dedicatoria.....	v
Agradecimiento.....	vi
Resumen.....	vii
Abstract.....	viii
Índice.....	ix
Índice de tablas.....	xi
Índice de figuras.....	xv
Índice de anexos.....	xx
I. Introducción.....	21
II. Planteamiento del problema.....	24
2.1. Descripción y formulación del problema.....	24
2.2. Objetivos.....	28
2.2.1. Objetivo General.....	28
2.2.2. Objetivos Específicos.....	28
2.3. Justificación e importancia.....	29
2.4. Hipótesis.....	31
2.5. Variables.....	32
III. Marco teórico.....	36
3.1. Antecedentes de la investigación.....	36
3.2. Bases teóricas.....	49
3.3. Definición de términos.....	103

IV.	Metodología.....	107
4.1.	Tipo y nivel de investigación.....	107
4.2.	Ámbito temporal y espacial	112
4.3.	Población y muestra.....	112
4.4.	Instrumentos	116
4.5.	Procedimientos.....	118
4.6.	Análisis de datos	121
4.7.	Consideraciones éticas.....	123
V.	Resultados y discusión.....	124
VI.	Conclusiones.....	362
VII.	Recomendaciones.....	364
VIII.	Referencias	367
IX.	Anexos.....	372

Índice de tablas

Tabla 1	Tamaños de las mallas	64
Tabla 2	Sistema unificado de clasificación de suelos.....	65
Tabla 3	Ejemplos de factores de seguridad, según autores	87
Tabla 4	Coefficientes de seguridad a emplear en análisis de estabilidad de talud.....	87
Tabla 5	Ubicación de calicatas en la zona de estudio.....	115
Tabla 6	Técnicas de recolección de datos.....	119
Tabla 7	Instrumentos de recolección de datos.....	117
Tabla 8	Procedimiento estadístico para la investigación.....	123
Tabla 9	Relación de Taludes y Ángulos en Grados.....	125
Tabla 10	Características geométricas generales	127
Tabla 11	Características geométricas del Talud 1 – Sección de Corte.....	128
Tabla 12	Características geométricas del Talud 1 – Relleno de Contención en Corona..	130
Tabla 13	Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 1).....	131
Tabla 14	Características geométricas generales	133
Tabla 15	Características geométricas – Talud 2 de Corte	135
Tabla 16	Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 2).....	137
Tabla 17	Características geométricas generales	139
Tabla 18	Características geométricas – Talud 3 de corte	141
Tabla 19	Características geométricas – Talud 3 relleno de contención en corona.....	143
Tabla 20	Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 3).....	144
Tabla 21	Características geométricas generales	146
Tabla 22	Características geométricas – Talud 4 de corte	148
Tabla 23	Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 4).....	149
Tabla 24	Resumen de Medidas Geométricas de los Taludes	150
Tabla 25	Ubicación de estaciones meteorológicas empleadas en el área de estudio.....	152
Tabla 26	Estación incompleta Tambobamba.....	154
Tabla 27	Estación incompleta Granja Kayra	155
Tabla 28	Estación incompleta Paruro.	157
Tabla 29	Estación incompleta Abancay	158
Tabla 30	Estación incompleta Curahuasi	159
Tabla 31	Estación completa Tambobamba.....	161
Tabla 32	Estación completa Granja Kayra	162

Tabla 33 Estación completa Paruro	163
Tabla 34 Estación completa Abancay.....	164
Tabla 35 Estación completa Curahuasi.....	165
Tabla 36 Análisis de doble masa de estaciones	168
Tabla 37 Datos de precipitación Mensual Estación Tambobamba.....	172
Tabla 38 Datos de precipitación Mensual Estación Granja Kayra.....	173
Tabla 39 Datos de precipitación Mensual Estación Paruro	173
Tabla 40 Datos de precipitación Mensual Estación Abancay	174
Tabla 41 Datos de precipitación Mensual Estación Curahuasi	175
Tabla 42 Matriz de Regionalización distancias y ecuaciones para precipitación de Microcuenca de Sector Alfergaspata.....	176
Tabla 43 Ecuaciones de influencia	177
Tabla 44 Datos geográficos del centroide de la microcuenca Sector Alfergaspata.....	178
Tabla 45 Precipitación media mensual regionalizada para la microcuenca Sector Alfergaspata.....	178
Tabla 46 Estación Considerada para el Análisis de Pmax en 24 hr	180
Tabla 47 Resumen de Pmax EN 24 HRS (mm) en el ámbito de la microcuenca del Sector Alfergaspata.....	182
Tabla 48 Parámetros de la microcuenca del Sector Alfergaspata.....	184
Tabla 49 Coeficiente de Escorrentía C – Método Racional (*).....	185
Tabla 50 Estimación de Qmax. Según la Formula Racional	186
Tabla 51 Coeficiente del Método de Creager	187
Tabla 52 Caudales Máximos mediante el Método de Envolvente de Descargas Máximas de Creager.....	188
Tabla 53 Cálculo del tiempo de concentración.....	189
Tabla 54 Calculo del caudal pico para diferentes valores de T	191
Tabla 55 Calculo del caudal máximo para diferentes tipos de periodos con la formula Mac Math.....	192
Tabla 56 Resumen de resultados	193
Tabla 57 Datos de entrada para canal de coronación.....	197
Tabla 58 Resultados del cálculo hidráulico del canal de coronación	198
Tabla 59 Dimensiones geométricas adoptadas para el canal de coronación	199
Tabla 60 Resumen de Calicatas y Muestreos	201
Tabla 61 Ensayos realizados.....	203

Tabla 62 Cálculo de Humedad	205
Tabla 63 Análisis Granulométrico por Tamizado	207
Tabla 64 Datos Análisis Granulométrico por Tamizado	208
Tabla 65 Ensayo de Peso Unitario (Parafina)Y Densidad Relativa Astm D2049-69, Astm 1973	210
Tabla 66 Determinación de la Densidad Mínima	211
Tabla 67 Determinación de la Densidad Máxima	212
Tabla 68 Determinación de la Densidad Relativa	213
Tabla 69 Ensayo de Corte Directo – Resultados	213
Tabla 70 Resultados del Ensayo de Corte Directo	214
Tabla 71 Cálculo de Humedad	218
Tabla 72 Análisis Granulométrico por Tamizado	220
Tabla 73 Análisis Granulométrico por Tamizado Datos Generales	221
Tabla 74 Ensayo de Peso Unitario (Parafina)Y Densidad Relativa Astm D2049-69, Astm 1973	224
Tabla 75 Determinación de la Densidad Mínima	225
Tabla 76 Determinación de la Densidad Máxima	226
Tabla 77 Determinación de la Densidad Relativa (Suelos Friccionantes)	227
Tabla 78 Ensayo de Corte Directo Consolidado Drenado (Cd) Mtc E 123 - Astm D 3080	227
Tabla 79 Resultados del Ensayo de Corte Directo	228
Tabla 80 Resultados de Ensayo	232
Tabla 81 Cálculo de humedad	233
Tabla 82 Análisis Granulométrico por Tamizado	235
Tabla 83 Datos Análisis Granulométrico por Tamizado	236
Tabla 84 Observaciones.....	237
Tabla 85 Límite Plástico.....	240
Tabla 86 Toma de Datos Ensayo de Peso Unitario (Parafina)y Densidad Relativa Astm D2049-69, Astm 1973	243
Tabla 87 Determinación de la Densidad Mínima	244
Tabla 88 Determinación de la Densidad Máxima	245
Tabla 89 Determinación de la Densidad Relativa (Suelos Friccionantes)	246
Tabla 90 Ensayo De Corte Directo Consolidado Drenado (CD) MTC E 123 - ASTM D 3080	247

Tabla 91 Valores Obtenidos Durante El Ensayo De Corte Directo Consolidado Drenado (Cd).....	248
Tabla 92 Valoración del Macizo Rocoso (R.M.R.).....	255
Tabla 93 Resumen de Ensayos y Clasificación de Suelos.....	257
Tabla 94 Resumen de Ensayos – parámetros de resistencia en calicatas	258
Tabla 95 Resumen de ensayos – parametrsos de resitencia en muestra de roca	260
Tabla 96 Resumen de parametros de resistencia	261
Tabla 97 Resumen de resultados del análisis de estabilidad – Condición estática.....	271
Tabla 98 Resumen de resultados del análisis de estabilidad – Condición pseudoestática.....	292
Tabla 99 Análisis de Estabilidad de Talud Modificado y Reforzadas en Condiciones Estáticas Pseudo estático	338

Índice de figuras

Figura 1 Componentes de la escorrentía	53
Figura 2 Tasa De Infiltración Según Estado Del Suelo.....	60
Figura 3 Zonificación sísmica	68
Figura 4 Deslizamiento producido por la saturación del suelo	75
Figura 5 Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial (creep)	76
Figura 6 (a) Nomenclatura de una zona de falla. (b) Distintos tipos de falla.....	77
Figura 7 Tipos de fallas traslacionales	78
Figura 8 Ilustración del mapa de calor y el plano de falla en Slide 6.....	100
Figura 9 Flujo del agua en un talud	103
Figura 10 Grafica de la representación Ruta nacional PE-3S F e	113
Figura 11 Ubicación de calicatas en la zona de estudio	115
Figura 12 Modelamiento digital del terreno	124
Figura 13 Sección de talud global 1	126
Figura 14 Sección de talud 1 de corte	128
Figura 15 Sección de talud 1 relleno de contención en corona	129
Figura 16 Sección de talud 1 relleno de contención en pie de talud	131
Figura 17 Sección de Talud Global 2	132
Figura 18 Sección de Talud 2 Corte	134
Figura 19 Sección de talud 2 relleno de contención en pie de talud	136
Figura 20 Sección de Talud Global 3	138
Figura 21 Sección de talud 3 de corte	140
Figura 22 Sección de talud 3 relleno de contención en corona	142
Figura 23 Sección de talud 3 relleno de contención en pie de talud	144
Figura 24 Sección de talud global 4	145
Figura 25 Sección de Talud 4 Corte	147
Figura 26 Sección de Talud 4 Relleno de Contención en Pie de Talud	149
Figura 27 Hidrograma de precipitación máxima anual histórico – Estación Kayra.....	166
Figura 28 Análisis de doble masa acumulado de las cinco estaciones	170
Figura 29 Área aportante de la cuenca del sector alfergaspata.....	184
Figura 30 Perfil longitudinal de canal de coronación	195
Figura 31 Plano de Calicatas	200
Figura 32 Grafica e Humedad ASTM D2216 MTC E 108	206

Figura 33 Analisis Granulometrico	209
Figura 34 Esfuerzo cortante en función de la deformación horizontal	216
Figura 35 Esfuerzo cortante vs esfuerzo normal	217
Figura 36 Ensayo de humedad realizado según la norma ASTM D2216 – MTC E 108 .	219
Figura 37 Análisis Granulométrico	223
Figura 38 Esfuerzo Cortante En Función De La Deformación Horizontal	230
Figura 39 Relación Entre el Esfuerzo Cortante Máximo y los Valores de Esfuerzo Normal	231
Figura 40 Ensayo De Humedad Astm D2216- Mtce 108	234
Figura 41 Curva Granulométrica.....	238
Figura 42 Límite líquido Ensayo de Límites de Consistencia Astm d 4318 -mtc e 110 y mtc e 111	239
Figura 43 Representación Gráfica del Ensayo de Límite líquido Mediante la Relación entre el Número de Golpes (N) y el Contenido de Humedad (W%).....	241
Figura 44 Relación Entre El Esfuerzo Cortante (Kg/Cm ²) Y La Deformación Horizontal (Mm).....	249
Figura 45 Relación Entre El Esfuerzo Cortante Máximo (Kg/Cm ²) Y El Esfuerzo Normal Aplicado (Kg/Cm ²).....	251
Figura 46 Información de geo Materiales y Propiedades Geotécnicas	270
Figura 47 Información de geo Materiales y Propiedades Geotécnicas	270
Figura 48 Factor de Seguridad Talud 1	272
Figura 49 Factor de Seguridad Talud 2	274
Figura 50 Factor de Seguridad Talud 3	275
Figura 51 Factor De Seguridad Talud 4	276
Figura 52 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 1 natural en condición estática.	278
Figura 53 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Spencer en el talud 1 natural en condición estática.....	279
Figura 54 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método GLE/Morgenstern-Price en el talud 1 natural en condición estática.	280
Figura 55 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 2 natural en condición estática.	281
Figura 56 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Spencer en el talud 2 natural en condición estática.....	282

Figura 57 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método GLE/Morgenstern-Price en el talud 2 natural en condición estática.	283
Figura 58 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 3 natural en condición estática	284
Figura 59 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Spencer en el talud 3 natural en condición estática.....	285
Figura 60 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método GLE/Morgenstern-Price en el talud 3 natural en condición estática.	286
Figura 61 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 4 natural en condición estática	287
Figura 62 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Spencer en el talud 4 natural en condición estática.....	288
Figura 63 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método GLE/Morgenstern-Price en el talud 4 natural en condición estática.	289
Figura 64 Ubicación geográfica en sistema de SENCICO.....	290
Figura 65 Coeficiente sísmico horizontal.....	291
Figura 66 Factor de Seguridad Talud 1	293
Figura 67 Factor De Seguridad Talud 2	294
Figura 68 Factor de Seguridad Talud 3	295
Figura 69 Factor de Seguridad Talud 4	297
Figura 70 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 1 natural en condición pseudo-estática.....	298
Figura 71 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 1 natural en condición pseudo-estática.	299
Figura 72 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 1 natural en condición pseudo-estática.	300
Figura 73 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 2 natural en condición pseudo-estática.....	301
Figura 74 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 2 natural en condición pseudo-estática.	302
Figura 75 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 2 natural en condición pseudo-estática.	303
Figura 76 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 3 natural en condición pseudo-estática.....	304

Figura 77 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 3 natural en condición pseudo-estática.	305
Figura 78 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 3 natural en condición pseudo-estática.	306
Figura 79 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 4 natural en condición pseudo-estática.....	307
Figura 80 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 4 natural en condición pseudo-estática.	308
Figura 81 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 4 natural en condición pseudo-estática.	309
Figura 82 Propiedades de anclaje	310
Figura 83 Distribución de anclajes	311
Figura 84 Factor de Seguridad Talud 1	321
Figura 85 Factor de Seguridad Talud 2	322
Figura 86 Factor de Seguridad Talud 3	324
Figura 87 Factor de Seguridad Talud 4	325
Figura 88 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 1 modificado en condición estática.	326
Figura 89 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 1 modificado en condición estática.....	327
Figura 90 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 1 modificado en condición estática.....	328
Figura 91 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 2 modificado en condición estática.	329
Figura 92 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 2 modificado en condición estática.....	330
Figura 93 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 2 modificado en condición estática.	331
Figura 94 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 3 modificado en condición estática.	332
Figura 95 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 3 modificado en condición estática.....	333
Figura 96 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 3 modificado en condición estática.....	334

Figura 97 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 4 modificado en condición estática	335
Figura 98 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 4 modificado en condición estática.....	336
Figura 99 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 4 modificado en condición estática.....	337
Figura 100 Factor de Seguridad Talud 1	339
Figura 101 Factor de Seguridad Talud 2	341
Figura 102 Factor de Seguridad Talud 2	342
Figura 103 Factor de Seguridad Talud 4	343
Figura 104 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 1 modificado en condición pseudo-estática.	344
Figura 105 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 1 modificado en condición pseudo-estática.	345
Figura 106 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 1 modificado en condición pseudo-estática.	346
Figura 107 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 2 modificado en condición pseudo-estática.	347
Figura 108 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 2 modificado en condición pseudo-estática.	348
Figura 109 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 2 modificado en condición pseudo-estática.	349
Figura 110 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 3 modificado en condición pseudo-estática.	350
Figura 111 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 3 modificado en condición pseudo-estática.	351
Figura 112 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 3 modificado en condición pseudo-estática.	352
Figura 113 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 4 modificado en condición pseudo-estática.	353
Figura 114 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 4 modificado en condición pseudo-estática.	354
Figura 115 Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 4 modificado en condición pseudo-estática.	355

Índice de anexos

Anexo 1 Matriz de consistencia	373
Anexo 2 Planos.....	376
Anexo 3 Ficha técnica	384
Anexo 4 Datos de estaciones hidrometeorológicas	392
Anexo 5 Galería fotográfica.....	400

I. Introducción

La estabilidad de taludes es un aspecto fundamental en la ingeniería vial, especialmente en regiones montañosas donde las condiciones geomorfológicas, geológicas y climáticas interactúan de manera dinámica para generar procesos de inestabilidad. En el contexto peruano, la mayor parte de la red vial se desarrolla en cordilleras caracterizadas por pendientes pronunciadas, presencia de suelos residuales y rocas fracturadas, así como una marcada estacionalidad en las precipitaciones. Estas condiciones hacen que los deslizamientos, caídas de rocas, reptación y erosión constituyan amenazas recurrentes que afectan directamente la infraestructura, el tránsito vehicular y la seguridad de las comunidades rurales.

En la provincia de Cotabambas, región Apurímac, la carretera Cotabambas – Chinchaypujio presenta zonas críticas donde los taludes de corte y relleno muestran signos de inestabilidad activa y potencial. El sector Alfergaspata, en particular, se caracteriza por una combinación de factores que incrementan su vulnerabilidad: estratos altamente meteorizados, suelos de baja cohesión, depósitos coluviales, topografía abrupta y presencia de discontinuidades estructurales como diaclasas y planos de debilidad. A ello se suman las intensas lluvias estacionales reduciendo la resistencia al corte de los materiales y favoreciendo procesos de deslizamiento.

La problemática se agrava debido a la importancia funcional de esta vía, la cual constituye un corredor esencial para el transporte de personas, productos agrícolas y comercio local. Las interrupciones por deslizamientos no solo afectan la conectividad, sino

que también repercuten en la economía rural, en el acceso a servicios y en la integridad de las poblaciones que dependen diariamente de esta carretera. En este sentido, comprender los factores determinantes que condicionan la estabilidad de los taludes en este tramo es fundamental para la planificación, diseño y mantenimiento de obras de infraestructura resilientes.

El análisis de estabilidad de taludes requiere considerar de manera integrada diversos factores. Los factores geométricos, como la altura y el ángulo de inclinación, determinan la magnitud de los esfuerzos internos en el macizo. Los factores hidrogeológicos, Por su parte, los factores geotécnicos, relacionados con la granulometría, cohesión, ángulo de fricción, permeabilidad y resistencia al corte, definen la capacidad de los materiales para soportar tensiones y mantener su estabilidad. La interacción de estos parámetros es compleja y requiere métodos de análisis rigurosos para estimar el factor de seguridad y los mecanismos potenciales de falla.

En este contexto, la presente investigación tiene como objetivo analizar los factores determinantes de la estabilidad de los taludes en el sector Alfergaspata durante el año 2024, mediante estudios de campo, ensayos de laboratorio y modelamiento computacional. Se realizaron levantamientos topográficos, apertura de calicatas, identificación de unidades geotécnicas y obtención de parámetros mecánicos representativos. Para el análisis de estabilidad se empleó el software Slide v6.0, aplicando métodos de equilibrio límite (Bishop y Morgenstern-Price) tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas, con el fin de obtener el factor de seguridad y evaluar la respuesta del terreno frente a eventos sísmicos moderados.

Los resultados obtenidos permitirán identificar los sectores más vulnerables, clasificar los taludes según su nivel de estabilidad y proponer alternativas de mitigación como drenajes superficiales y subterráneos, reconformación geométrica, muros de contención o soluciones combinadas según corresponda. Asimismo, la investigación contribuirá al conocimiento técnico sobre estabilidad de taludes en regiones de topografía compleja, aportando información relevante para futuras intervenciones en la red vial de Cotabambas y zonas similares del país.

Finalmente, la importancia de este estudio radica no solo en el diagnóstico técnico, sino también en su aporte social y estratégico para la mejora de la infraestructura vial rural, asegurando mayor seguridad vial, continuidad del transporte y resiliencia frente a fenómenos geodinámicos y climáticos. La elaboración de un análisis integral permitirá a las autoridades y entidades competentes tomar decisiones adecuadas basadas en evidencia científica y criterios geotécnicos sólidos.

II. Planteamiento del problema

2.1. Descripción y formulación del problema

2.1.1. Descripción del problema

La estabilidad de taludes constituye un tema de gran relevancia en la ingeniería geotécnica y vial, debido a que su falla puede generar pérdidas humanas, daños en la infraestructura, interrupción de vías y elevados costos de reparación. En regiones montañosas como la sierra del Perú, los deslizamientos y movimientos de masa son eventos frecuentes que afectan la conectividad y la seguridad de las carreteras, especialmente en zonas con suelos saturados, estructuras geológicas débiles y alta sismicidad. Por tanto, el análisis y control de la estabilidad de taludes se ha convertido en una necesidad prioritaria dentro de la gestión de infraestructura vial.

Contexto internacional

A nivel internacional, diversas investigaciones han demostrado que la estabilidad de taludes depende de factores geológicos, geomorfológicos e hidrogeológicos que interactúan dinámicamente. En Nicaragua, Prado, Aguilar y Cruz (2020), en su estudio “**Análisis de estabilidad de talud de la carretera NIC-7 en el km 176, municipio de Santo Tomás, departamento de Chontales**”, determinaron que los principales factores condicionantes fueron la geomorfología, la litología, la alta fracturación del macizo y la inclinación pronunciada de las pendientes. Su investigación evidenció que las lluvias intensas y la

estructura interna del terreno incrementan significativamente la vulnerabilidad frente a deslizamientos.

Contexto nacional

En el ámbito nacional, los problemas de inestabilidad de taludes son comunes en las carreteras de la sierra, donde las condiciones topográficas, la composición de los suelos y la sismicidad influyen directamente en el comportamiento geotécnico. En Tacna, Zavala (2021), en su tesis titulada **“Estabilidad de taludes para el mejoramiento del terraplén en la construcción de túnel de drenaje Toquepala – Tacna”**, evidenció que la estabilización de taludes requiere una caracterización geológica y geotécnica detallada como base para el análisis, demostrando que el uso de herramientas de modelamiento computacional permite optimizar diseños y garantizar factores de seguridad adecuados.

Por su parte, Llaique (2022), en la investigación **“Evaluación, análisis y estabilidad de taludes con el Sistema Erdox en la carretera PE-28B del km 152+045 al km 152+195 – Kepashiato – Kiteni (Cusco)”**, concluyó que los parámetros geotécnicos obtenidos en campo y laboratorio fueron esenciales para la simulación en el software **Slide v6.0**, demostrando su utilidad para modelar la estabilidad y definir estrategias de mitigación. Asimismo, Chávez (2019), en el estudio **“Factores determinantes en la estabilidad de taludes para evaluar la vulnerabilidad del barrio Mariscal Castilla – Tayacaja – Huancavelica”**, clasificó los factores que influyen en la estabilidad en cuatro categorías: **geológicos** (planos de debilidad y anisotropías), **geométricos** (altura e inclinación del talud), **hidrogeológicos** (presencia y movimiento del agua en el terreno) y **geotécnicos** (resistencia y deformabilidad de los materiales). Dicho autor concluyó que la interacción de estos factores define el estado crítico de estabilidad de los taludes en zonas andinas.

Contexto local

En el ámbito local, la carretera **Cotabambas – Chinchaypujio**, parte de la ruta nacional **PE-3SF**, cumple un rol estratégico al conectar los distritos de **Coyllurqui y Cotabambas** con la ciudad del **Cusco**. Además, constituye una vía alterna hacia la mina de cobre **Las Bambas**, considerada una de las más importantes del país. A aproximadamente **10 kilómetros del sector Alfergaspata**, se encuentra el proyecto minero **Cochapata**, operado por Panoro Minerals S.A., lo cual incrementa la importancia económica y logística de esta carretera para el transporte de materiales, personal y servicios.

No obstante, en el **sector Alfergaspata**, comprendido entre los **km 340 y 345** de la ruta nacional **PE-3SF**, se presentan recurrentes **deslizamientos de taludes** que interrumpen el tránsito vehicular y afectan la conectividad regional. La geología del tramo está compuesta por **depósitos coluviales y aluviales inestables**, que se vuelven altamente susceptibles a la saturación, generando deslizamientos rotacionales y traslacionales. Adicionalmente, la zona se encuentra dentro de la **Zona Sísmica 2** según la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, lo que aumenta la probabilidad de fallas inducidas por eventos sísmicos moderados en taludes con **buzamientos mayores a 60°**.

Síntesis del problema

La recurrencia de deslizamientos en este sector evidencia la necesidad de desarrollar un **análisis integral de estabilidad de taludes** que contemple los factores **geológicos, geométricos, hidrogeológicos y geotécnicos**, considerando tanto condiciones **estáticas como pseudoestáticas**. Para ello, el uso de herramientas de modelamiento numérico como **Slide 2D** permite calcular el **factor de seguridad (FS)** y simular distintos escenarios de carga, lo que contribuye a proponer **medidas de estabilización técnica** adecuadas como muros de contención, gaviones, drenajes, canales de coronación y cortes controlados que reduzcan el riesgo de falla.

Consecuencias

Las consecuencias derivadas de la inestabilidad de taludes en el tramo **Cotabambas – Chinchaypujio** son múltiples y de alto impacto. Desde el punto de vista **técnico**, los deslizamientos generan daños recurrentes en la plataforma vial, incremento en los costos de mantenimiento y pérdida de capacidad estructural del camino. En el ámbito **económico**, interrumpen el transporte de productos mineros y agrícolas, afectando la competitividad de la zona y las actividades de la población local. Finalmente, en el aspecto **social y ambiental**, los deslizamientos representan un riesgo directo para la vida de los usuarios, deterioran el entorno natural y limitan el acceso a servicios básicos. Todo ello refuerza la necesidad de realizar un estudio detallado de los factores determinantes para la estabilidad de los taludes, como base para el diseño de soluciones sostenibles que garanticen la seguridad y funcionalidad de esta importante vía.

2.1.2. Formulación del problema

El sector Alfergaspata, perteneciente a la carretera Cotabambas – Chinchaypujio, presenta constantes deslizamientos de taludes, generados por condiciones geológicas, geométricas, hidrogeológicas y geotécnicas desfavorables.

Ante esta problemática, surge la necesidad de analizar los factores determinantes que influyen en la estabilidad de los taludes en dicho tramo, con el fin de proponer soluciones técnicas y sostenibles que aseguren la continuidad y seguridad vial.

2.1.3. Problema General

¿De qué manera influirá el análisis de los factores determinantes para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024?

2.1.4. Problemas Específicos

PE1. ¿Cómo son los factores geométricos para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024?

PE2. ¿Cómo son los factores hidrogeológicos para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024?

PE3. ¿Cómo son los factores geotécnicos para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024?

2.2. Objetivos

2.2.1. Objetivo General

Determinar la influencia del análisis de los factores determinantes en la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024.

2.2.2. Objetivos Específicos

OE1. Determinar los factores geométricos para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024.

OE2. Determinar los factores hidrogeológicos para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024.

OE3. Determinar los factores geotécnicos para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024.

2.3. Justificación e importancia

2.3.1. Originalidad

La presente tesis es original porque integra de manera sistemática la ciencia aplicada de la geotecnia con el análisis hidrológico e hidrogeológico, incorporando estudios de suelos, estudios de rocas y criterios de diseño de obras de drenaje para evaluar la estabilidad de taludes desde un enfoque integral. A diferencia de los enfoques tradicionales, que suelen analizar la estabilidad del talud de forma parcial o aislada, esta investigación articula los factores geométricos, hidrogeológicos y geotécnicos mediante modelamiento numérico especializado, permitiendo una evaluación más representativa de las condiciones reales del talud en carreteras altoandinas.

2.3.2. Pertinencia

La investigación es pertinente, ya que sus resultados y metodología pueden aplicarse directamente en:

El análisis de estabilidad de taludes en proyectos de infraestructura vial y obras civiles en general.

La caracterización geotécnica de suelos y rocas en zonas con condiciones geológicas complejas.

El diseño y evaluación de medidas de estabilización de taludes en carreteras, accesos mineros y proyectos de movimiento de tierras.

Asimismo, el estudio responde a una problemática recurrente en la región andina del Perú, donde los deslizamientos y fallas de taludes afectan la seguridad vial y la continuidad del servicio de transporte

2.3.3. Relevancia

En lo práctico, la investigación permite determinar de manera objetiva la condición de estabilidad de los taludes y evaluar la eficacia de las medidas de estabilización propuestas, contribuyendo a la reducción del riesgo de deslizamientos, a la protección de la infraestructura vial y a la seguridad de los usuarios de la carretera.

2.3.4. En lo metodológico

La relevancia radica en que el procedimiento de análisis propuesto puede ser replicado por los profesionales de la ingeniería civil en sus actividades técnicas rutinarias, adaptándolo a diferentes condiciones geológicas, geométricas y climáticas. El uso de herramientas de modelamiento numérico, combinado con datos de campo y laboratorio, fortalece la toma de decisiones técnicas en el diseño y evaluación de taludes.

La importancia metodológica de la presente investigación se fundamenta en que el método propuesto puede ser utilizado en las actividades técnicas rutinarias de los profesionales de la ingeniería civil, con adaptaciones a sus casos particulares.

2.3.5. Oportunidad

La investigación es oportuna, ya que los avances actuales en tecnología, software especializado y normativas técnicas permiten desarrollar análisis de estabilidad más precisos y confiables. La creciente necesidad de mejorar y mantener la infraestructura vial en zonas de topografía accidentada hace indispensable la aplicación de métodos modernos de la ingeniería civil y geotécnica, como los utilizados en esta tesis. En este contexto, el estudio

aporta una solución técnica actualizada y alineada con las exigencias de seguridad y sostenibilidad de los proyectos de infraestructura.

2.4. Hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

El análisis de los factores determinantes será favorable para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024.

2.4.2. Hipótesis específicas

HE1. Los factores geométricos serán favorables para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024.

HE2. Los factores hidrogeológicos son convenientes para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024.

HE3. Los factores geotécnicos son adecuados para la estabilidad del talud en la carretera Cotabambas - Chinchaypujio, sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas - Apurímac 2024.

2.5. Variables

VARIABLES DE ESTUDIO	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADORES	ESCALA DE
V1. Variable Independiente: Factores determinantes en la estabilidad de taludes	Los factores determinantes o que influyen en la estabilidad de los taludes son: factores geológicos (relacionados a la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud), factores geométricos (tiene que ver con la altura e inclinación del talud), factores hidrogeológicos (se relaciona con la presencia de agua en los taludes) y factores geotécnicos (se relaciona al comportamiento mecánico de rocas y suelos que conforman el talud, además de la resistencia y deformabilidad de los materiales). (Chavez, 2019)	Se llevará a cabo la evaluación y medición de la variable a través de tres dimensiones, las cuales son: Factores geométricos, Factores hidrológicos y Factores geotectónicos.	D1. Factores geométricos	I1. Área del talud m ² (metros cuadrados) I2. Longitud del talud m (metros) I3. Ángulo del talud ° (grados) I4. Altura del talud m (metros)	De razón
			D2. Factores hidrogeológicos	I1. Precipitación mm / día – mm / mes – mm / año I2. Escorrentía m ³ /s (metros cúbicos por segundo) I3. Temperatura °C (grados Celsius) I4. Humedad del suelo % (porcentaje de humedad) I5. Tiempo de concentración min (minutos)	
			D3. Factores geotécnicos	I1. Capacidad portante kN/m ² o kPa I2. Infiltración m/s (metros por segundo) I3. Permeabilidad cm/s o m/s I4. Densidad natural g/cm ³ o kg/m ³ I5. Peso específico (γ) kN/m ³ I6. Granulometría % (porcentaje que pasa por tamices) I7. Cohesión (c) kPa o kN/m ² I8. Ángulo de fricción interna (φ) ° (grados) I9. Sismicidad adimensional (no tiene unidad) I10. Diaclasamiento (RQD) % (porcentaje)	

				<p>I11. Discontinuidades (Jv) fracturas/m³ (número de discontinuidades por metro cúbico)</p> <p>I12. Buzamiento (β) ° (grados)</p> <p>I13. Rumbo (α) ° (grados)</p>	
<p>V2.</p> <p>Variable Dependiente:</p> <p>Estabilidad de talud</p>	<p>El estudio científico de taludes de tierra y roca tiene aplicaciones que varían desde problemas de geomorfología pura, hasta la predicción de estabilidad de taludes para propósitos de ingeniería civil y el diseño de medidas correctivas donde un deslizamiento ha destruido o amenaza vidas humanas, propiedades o medios de comunicación (Skempton & Hutchinson, 1969).</p>	<p>Se llevará a cabo la evaluación y medición de la variable a través de una dimensión, la cual es el Factor de seguridad.</p>	<p>D1. Factor de seguridad</p>	<p>II. Flujo de agua m³/s (metros cúbicos por segundo)</p> <p>I2. Factor de seguridad estático (Fs) adimensional (sin unidad)</p> <p>I3. Factor de seguridad pseudoestático (Fs) adimensional (sin unidad)</p>	<p>De razón</p>

2.6. Delimitación de la investigación

2.6.1. Espacial

La zona en el que se desarrollará la investigación y se aplicarán los instrumentos de investigación será en la ruta nacional PE-3SF sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas – Apurímac.

2.6.2. Temporal

La averiguación que se utiliza en esta investigación es desarrollada y derivada por medio de trabajos de laboratorio y campo durante el año 2024.

2.6.3. Social

La delimitación social no se considera en el estudio debido a que el foco de atención es el talud.

2.6.4. Conceptual

Está delimitada por: Los factores condicionantes para la estabilidad de taludes.

2.7. Viabilidad de la investigación

La viabilidad de la investigación se sustenta en múltiples aspectos. Desde el punto de vista de la disponibilidad de información, se cuenta con una amplia gama de recursos, incluyendo libros, internet, revistas, periódicos y referencias normativas tanto a nivel nacional como internacional, así como manuales de software, lo que respalda la fundamentación teórica del estudio.

2.7.1. Económica

La viabilidad económica del proyecto se sustenta en la capacidad para asumir los costos asociados con ensayos de suelos, levantamiento topográfico, movilidad a zona de

estudio, uso de software y equipos de cómputo. los cuales permitieran obtener información relevante sobre la caracterización geotécnica y la topografía del área de estudio. Esta inversión se considera necesaria para garantizar la calidad y la rigurosidad de los resultados obtenidos.

2.7.2. Social

En términos sociales, los habitantes del distrito de Cotabambas tienen interés en la estabilización del talud de estudio ya que son perjudicados periódicamente, por consiguiente, serán interesados en la realización de estudios referentes al problema.

2.7.3. Tecnológica

En cuanto a la viabilidad tecnológica, se encuentra respaldada por el acceso a software de ingeniería y la disponibilidad de laboratorios en la localidad de Cusco, lo que facilita la realización de las pruebas y simulaciones necesarias para la investigación.

2.7.4. Técnica

Desde una perspectiva técnica, la toma de muestras se llevará a cabo de manera adecuada en concordancia con la normativa vigente, permitiendo estudios de suelos que proporcionaron información crucial sobre las propiedades mecánicas del talud.

2.8. Limitaciones

Las limitaciones del estudio se centran en la poca información que se cuenta del sector de estudio el cual no ha sido considerado por entidades públicas ni privadas que permitan tener un punto de partida.

III. Marco teórico

3.1. Antecedentes de la investigación

3.1.1. A nivel internacional

(Prado y otros, 2020) en su seminario de graduación “Análisis de estabilidad de talud de la carretera nic.7 en el km176, Municipio de Santo Tomas, del Departamento de Chontales”. Su objetivo general fue: Analizar la estabilidad del talud de la carretera Nic.7, en el Km 176 del departamento de Chontales. Realizando un tipo de investigación mixto cualitativo-cuantitativo, con un diseño descriptivo, fue aplicado en el km 176 de la carretera Nic.7 en el municipio santo tomas del departamento de Chontales, como técnicas utilizo levantamiento topográfico, la técnica de observación y fichas de registro o recolección de datos en campo, análisis en laboratorio y aplicación de software, modelos ejecutados a través de software y modelos ejecutados a través de software. Con los resultados se identificó que los valores de factor de seguridad del talud son menores de 0.5 los cuales están muy por debajo de valor estipulado por las normas de estabilidad, mismas que tienen como referencia un factor de seguridad de 1.5. También, presenta una topografía irregular con un alto grado de fracturamiento. Ayudó a identificar el punto crítico o talud ubicado en el km 176 de la carretera Nic.7, en el municipio de Santo Tomas. A través del análisis de estabilidad de talud se llegó a las conclusiones siguientes; las características geológicas del talud corresponden desde la parte superior hasta la parte inferior mayormente a Tobas (ceniza y la pilli con una composición de roca y materia vítrea procedentes de actividad volcánica del terciario), producto de un flujo volcánico de previas erupciones en el área. Los factores condicionantes

identificados en el talud fueron su geomorfología, litología, gran cantidad de fracturas y su pendiente inclinada. Agregando también que el clima y la actividad antrópica juega un rol muy importante debido a la oxidación de los materiales en cada estrato y alta actividad sísmica en la corona del talud. Los resultados dieron un factor de seguridad extremadamente bajo (0.338) con una alta cantidad de masa por desprender.

(Rivas, 2019) en su tesis titulada, “Estudio geológico-geotécnico y análisis de estabilidad del talud km 41+100, Libramiento Sur de Guadalajara” en la Universidad Nacional Autónoma de México. Su objetivo general fue: definir el modelo geológico-geotécnico, para identificar el mecanismo de falla que provoco el desprendimiento de la masa de roca del cadenamiento km 41+325, así como realizar el análisis general de estabilidad para todo el talud. Realizo una investigación según términos de referencia elaborados por la secretaría de obras públicas, así como la normatividad de la SCT, con las siguientes etapas de trabajo como son; trabajos preliminares, trabajos de campo, trabajos de laboratorio, procesamiento de datos topográficos, análisis e interpretación geológica-geotécnica y análisis de estabilidad del talud, realizado en el libramiento Sur de Guadalajara km 41+100. Los resultados presentados son que es una zona de fracturas geológicas en dirección este-oeste, con una litología con presencia de fracturameinto, macizo rocoso blanda a media, con una hidrogeología con presencia de agua de seco a húmedo y la textura del material principalmente limoso, con proporción de matriz y líticos. A través del análisis geológico-geotécnico y análisis de estabilidad del talud se concluyó, que la distribución de la unidades y subunidades geológicas, geometría del talud y resultados del estudio geotécnico incluyen zonas potencialmente inestables, fracturas, fallas, cuñas y desprendimientos, la familia F1 que presenta una inclinación de 80° al SW, puede presentar el mecanismo de falla a través de volteo y la familia F2 queda dentro de la zona inestable por lo que puede ocurrir falla plana, con un vector de salida de 10° al NE, también que los

tramos comprendidos entre el km 40+820 y 41+120, el talud es estable, y solo requerirá una protección contra la erosión de las brechas volcánicas y un sistema de drenaje para evitar la generación de presiones hidrostáticas, las cuales produjesen un flujo de agua hacia el talud, que provocaría una regresión o tubificación de las brechas con débil cementación.

(Picaro & Ortiz, 2021) en su trabajo de investigación, “Estudio geotécnico para el análisis de inestabilidad de ladera al Noroeste del mirador de Catarina” en la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua – Managua. Su objetivo general fue: Elaborar un estudio geotécnico para el análisis de inestabilidad de ladera al noroeste del Mirador de Catarina. Realizo un tipo de investigación de carácter mixta (cuantitativa-cualitativa) utilizando métodos e instrumentos necesarios para obtener toda la información posible acerca de su topografía, geología y la geotecnia, realizado en el mirador Catarina. Con los resultados se identificó una fractura de 2 metros de desprendimiento o caída de bloque causado por meteorización retenido un poco en las raíces de un árbol ubicado en un cauce natural formado por las, también se logró encontrar un afloramiento de pómez no estratificada semicompactadas de color blanco a amarillento con muchas partículas vítreas la cual está en la parte más baja y se localiza un desprendimiento de suelo, detritos y rocas en la formación de un cauce natural donde con una profundidad de 8 metros corrientes de aguas a causa de la precipitación. A través del estudio geotécnico para el análisis de inestabilidad de ladera se concluyó, identificar diferentes tipos de movimientos de ladera tales como: flujo de tierra, desprendimientos y deslizamiento, siendo uno de sus factores desencadenante la precipitación provocando erosión hídrica en la ladera, las propiedades físico-mecánicas de la ladera indicaron que los tipos de suelo predominantes son, ML (limo de baja plasticidad) y SM (arena limosa).

(Ramirez, 2019) en su trabajo de investigación “Análisis geológico - geotécnico para la proyección de medidas de estabilización en el sector del deslizamiento de la zona de

Jupapina, Ciudad de la Paz” en la Universidad Mayor de San Andrés. Su objetivo general fue: Analizar las características Geológicas y Geotécnicas del sector afectado por procesos de remoción en masa, para la planificación de medidas de estabilización y mitigación de riesgos en la zona de Jupapina. Realizando una metodología de investigación de manera sistemática y convencional utilizando métodos e instrumentos como la documentación y análisis preparatorio, obtención de datos de campo, análisis de la información y del trabajo de laboratorio y análisis de la información y del trabajo de laboratorio, desarrollado en la zona de Jupapina. Con los resultados se identificó litológicamente están compuestos de material fino como limos arcillas, con gravas y arenas distribuidas caóticamente, el Angulo de fricción interna obtenido en las muestras en el flujo de barro de Achocalla son valores bajos, La Unidad Formacional Sica sica, tiene el valor más alto de ángulo de fricción interna pero un resultado bajo en cohesión, eso puede deberse al alto grado de diaclasamiento al que ha sido sometido el depósito y el resultado del factor de seguridad es de 1,54 lo que demuestra que después del evento suscitado las áreas adyacentes se ven afectadas resultando menos estables. A través del análisis geológico - geotécnico para la proyección de medidas de estabilización se concluyó, que el lugar se desarrollan suelos altamente deformables, en una amplia distribución regional que enmarca desde la zona de Achocalla hasta la zona de río Abajo, estos suelos se encuentran intensamente afectados por erosión tanto interna como superficial, exponiendo superficies con formas de surcos, cárcavas, subsidencias, concavidades de diferente magnitud, La presencia de taludes escarpados y de alta pendiente, coadyuvan en la inestabilidad incrementándose con el sobrepeso por las construcciones, los movimientos de tierra indiscriminados, es otro factor de origen antrópico que afecta en la estabilidad del talud en general.

(Mesias, 2018) en su Tesis “Estabilización de taludes aplicando el programa geotécnico geo & soft y aplicación práctica en talud de la vía Pifo” en la Pontifica

Universidad Católica del Ecuador. Su objetivo general fue: realizar los estudios para la estabilización de talud del Km 24 de la vía E35 Colibrí-Pifo utilizando el programa geotécnico GEO & SOFT. Realizando en el talud del Km 24 de la vía E35 Colibrí-Pifo, realizando el estudio in situ. Con los resultados Se propusieron inicialmente 5 alternativas en la etapa de factibilidad de las cuales 3 pasaron a proceso de diseño definitivo. Como resultado de dicho diseño se obtuvieron los factores necesarios para asegurar la integridad de la estructura bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas, siendo el muro claveteado la opción 1, el muro anclado la opción 2 y la reconfiguración geométrica más muro claveteado la opción 3 estos cumplen con todos los factores de seguridad exigidos para asegurar el bienestar físico y material. A través de lo mencionado se llegó a las conclusiones; el método “Bishop” es el más acertado a la hora de analizar taludes en estado natural por su facilidad de cálculo y programación, por su parte el método de “Morgenstern & Price” presenta mejores resultados analizando taludes con obras de contención, aunque su cálculo es más exigente y que la zona en la que se encuentra el talud se caracteriza por un máximo de 300mm de lluvias anuales lo que la convierte en una zona seca como se observa en el mapa de isoyetas, datos corroborados por la inexistencia de nivel freático en el momento del sondeo, mismo que fue realizado en el mes de mayor incidencia de lluvias, por lo que las obras de drenaje no son necesarias, los vientos se caracterizan como vientos refrescantes), además de que la temperatura varía entre 16.1 °C y 18°C llegando hasta los 20 °C , lo que hace necesaria la protección contra la erosión.

(Garzan y otros, 2013) en su trabajo de investigación “Análisis de estabilidad de taludes Barrio El Arroyo”. Su objetivo general fue: Plantear y diseñar obras de mitigación de procesos de inestabilidad de laderas en el barrio El Arroyo. Realizando un tipo de investigación aplicativo, con un diseño experimental, fue aplicado en taludes Barrio El Arroyo. A través del análisis de estabilidad de taludes se concluyó, que las construcciones

en la corona del talud presentan un riesgo latente debido a que el material en el que se cimentan actualmente está propenso a generar un deslizamiento. Por otro lado, un flujo continuo del material deslizado genera una amenaza continua para las viviendas al pie del escarpe. Se plantea como propuesta principal la alternativa 3, ya que su diseño considera factores constructivos y sociales, en el que se genera una menor afectación en cuanto al números de viviendas que deben ser retiradas y permite obtener factores de seguridad que reducen al riesgo en la zona a una amenaza media según lo establece la norma en la mayor parte del talud, claro está con las recomendaciones e indicaciones que se establecen para su ejecución.

3.1.2. A nivel nacional

(Breña, 2019) en su tesis “Estabilidad de taludes de la carretera longitudinal de la sierra; tramo Cochabamba-Cutervo-Chiple, Cajamarca-Perú”, en la Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Su objetivo general fue: Evaluar los resultados de los parámetros geotécnicos de la interacción roca -suelo que afecte la estabilidad de los taludes sector de la carretera longitudinal de la sierra tramos Cochabamba-Cutervo, Chiple-Cajamarca- Perú., abril 2015. Realizando una investigación descriptiva, con diseño experimental, fue aplicado entre las progresivas 23 + 000 – 23 + 040 zona de colapso del talud y 61 + 000 – 61 + 100 zona de infiltración de agua y colapso en tres tramos, como técnicas utilizo la investigación Geológica - Geotécnica - Geomecánica roca - suelo y fluidos (hidrología - hidrogeología - hidráulica – hidrotecnia), trabajos y análisis de campo, procedimiento y análisis interpretativo. Con los resultados se identificó que para obtener óptimos resultados se hacen estudios estáticos, pseudo-estáticos y análisis de infiltración de agua en las arcillas y otros materiales, hacer cálculos físicos matemáticos y aplicación de softwares para determinar los factores de seguridad que en base a la geometría, el Peso Unitario, Angulo de Fricción Interna, Cohesión, Límites de Atterberg evitamos las caídas. A través estudio de la

estabilidad de taludes de la carretera longitudinal se concluyó, que las juntas o fallas regionales y locales, así como también las micro-fallas que son rastros de desplazamiento de los materiales de suelo y roca, la arcilla y la infiltración de agua que favoreció los colapsos, subsidencias, reptaciones seguidas de post-fracturamientos. La infiltración y el factor ambiental extremo de bajas y altas temperaturas, origina contracciones, concreciones o expansiones de los materiales arcillosos, en consecuencia, originan varios desplazamientos de suelo. Las ondas sísmicas imperceptibles son factores que originan materiales entre suelos y rocas de poca o alta resistencia que colapsen. Los materiales desestabilizantes son causados por un metamorfismo desestabilizando el macizo rocoso, proceso que favorece las reptaciones y colapsos, as filtraciones activan los movimientos de fracturamientos.

(Ayay & Condor, 2020) en su tesis “Análisis geotécnico en la estabilidad de taludes de la carretera tramo Otuzco – Combayo distrito la Encañada provincia de Cajamarca, 2020”, en la Universidad Privada del Norte. Su objetivo general fue: Evaluar los resultados de los parámetros geotécnicos de la interacción roca -suelo que afecte la estabilidad de los taludes sector de la carretera longitudinal de la sierra tramos Cochabamba-Cutervo, Chiple-Cajamarca- Perú., abril 2015. Realizando un tipo de investigación aplicado, con un alcance descriptivo, fue aplicado en los taludes entre los kilómetros 00+1 al 00+5 en el tramo de la carretera tramo Otuzco – Combayo, como técnicas utilizo la observación directa y el análisis documental. Con los resultados se identificó que los suelos se tratan de limos y arcillas inorgánicos de baja plasticidad con un límite líquido (LL) menor a 50. Se describen sucesiones de índices de plasticidad (IP) los cuales varían entre 11% y 14%, un contenido de humedad (W%) que varía entre 11.46 % hasta 22.98%, límite plástico (LP) que va desde 22% hasta 30% y con límite líquido (LL) que varía entre 33% hasta 44%. Que el análisis granulométrico donde el contenido de gravas, arenas y finos son de 21.26%, 27.72% y 51.02% consecutivamente. La alternancia de periodos de sequía y lluvia produce cambios

en la estructura de los suelos que dan lugar a pérdidas de resistencia. Las lluvias por infiltración saturan el talud y la presión de poros, induce a una disminución de la resistencia al cortante, la cual, a su vez, puede activar un deslizamiento. La presencia de Limos inorgánicos de baja plasticidad lo cual permiten que el material se encuentre más suelto y a la vez en función de los agentes meteorológicos sean más fáciles de moverse, deslizarse y depositarse. Lo mismo pasa con las arcillas, estas son de baja plasticidad, inorgánicas y con las mismas propiedades, se encuentran propensas a moverse fácilmente y generar la inestabilidad del talud. A través del análisis geotécnico en la estabilidad de taludes se llegó a las siguientes conclusiones, que los suelos están clasificados en Limos y arcillas inorgánicos de baja plasticidad de los cuales ambos cuentan un LL menor a 50%, lo que los hace ser bajos en plasticidad, es por ello por lo que al tener contacto con el agua se separan rápidamente originando los deslizamientos. los factores detonantes que deterioran la estabilidad del talud son las aguas superficiales, meteorización de los suelos por agentes climáticos, ante esto el material erosiona y la inestabilidad se desarrolla por completo. el diseño para el segundo Talud, disminuyendo el ángulo de inclinación a 35° lo que permitió aumentar el Factor de seguridad de 0.903 a 1.596 en condiciones estáticas y de 0.835 a 1.83 en condiciones Pseudoestáticas, mientras que para el primer Talud se recomienda construir obras de drenaje, ya que el Factor de seguridad es inestable en condiciones saturadas.

(Chavez, 2019) en su tesis “Factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad del barrio Mariscal Castilla – Tayacaja - Huancavelica, en la Universidad Peruana los Andes. Su objetivo general fue: Delimitar los factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad de los pobladores del barrio Mariscal Castilla – Tayacaja - Huancavelica 2019. Realizando un tipo de investigación científico practico, con diseño no experimental transeccional, fue aplicado en el talud que comprende de la progresiva 00+000 Km hasta 01.050 Km del cerro Torojaycuna

del distrito de Daniel Hernández – Tayacaja - Huancavelica del 2019, como técnicas utilizo la observación y el guía de observación. Con los resultados se identificó que las pendientes calculadas según el plano topográfico son de 86.33%, 85.40% y 80.59% caracterizándolos con presencia de pendientes muy fuertes, afloramientos rocosos, procesos denudacionales intensos y con reforestación posible, se tiene de 6.5% de humedad homogenizado, precipitaciones inferiores a 125 mm no producen aumento de humedad en el suelo, por el contrario, precipitaciones de 125 a 250 mm si incrementa la humedad, el nivel freático aproximadamente a una profundidad de 20 metros a 30 metros. El cuarzo y calcita se encuentran medianamente muy fracturada de 5cm a 55 cm y altamente meteorizada. A través del estudio de los factores determinantes en la estabilidad de talud se concluyó, que el talud Torojaycuna que es inestable por tanto el Barrio Mariscal Castilla es vulnerable. Presenta secuencia de limoarcillas en estratos delgados a medianos de tonalidades gris-oscura. Se encuentran endurecidas y se parten en lajas. Por zonas se aprecia venillas de cuarzo y calcita. Se encuentran medianamente muy fracturada de 5cm a 55 cm y altamente meteorizada. el factor geotécnico del talud es de 4, participando este factor en la calicata N° 1 grava mal graduada con arena, calicata N° 2 arcilla limosa con arena, calicata N° 3 arcilla limosa con arena y calicata N° 4 grava limosa – arcillosa, lo cual indica una alta susceptibilidad para producir deslizamientos.

(Achamizo, 2023) en su tesis “Análisis de estabilidad del acantilado de la costa de verde con muros de contención y corte de talud en la bajada balta del Distrito de Miraflores”, en la Universidad San Ignacio de Loyola. Su objetivo general fue: Analizar la estabilidad del acantilado de la Costa Verde con muros de contención y corte de talud en la Bajada Balta del distrito de Miraflores. Realizando un tipo de investigación descriptivo-explicativo, con diseño no experimental longitudinal, fue aplicado en el acantilado de la Costa Verde en el distrito de Miraflores en el tramo que corresponde entre Bajada Balta hasta la Rosa Náutica,

como técnicas utilizo la recopilación de datos, la recopilación de información e identificar las zonas de falla. Con los resultados se identificó que los perfiles en las progresivas 0+000, 0+050, 0+140, 0+230, son los más críticos, existen tres tipos de suelo relleno, suelo fino y grava pobremente gradada. Las cargas de tránsito vehicular y parques se consideran de 10 kN/m², por otro lado, para edificaciones que están sobre el rango de alcance en el análisis se considera de 100 kN/m². A través del estudio del análisis de estabilidad del acantilado se llegó a las siguientes conclusiones, que los muros de contención y corte de pendiente de talud son una alternativa adecuada en la estabilización del acantilado de la Costa Verde en la Bajada Balta del distrito de Miraflores, que garantizan la seguridad del talud frente a sismos severos. La estabilidad del acantilado de la Costa Verde en la Bajada Balta del distrito de Miraflores tiene influencia directa con la topográfica abrupta del talud. Los parámetros geotécnicos de resistencia de acuerdo con el criterio de falla de Mohr Coulomb del acantilado de Costa Verde en la Bajada Balta del distrito de Miraflores influyen directamente en la estabilidad del acantilado de la Costa Verde. El diseño de los muros de contención y corte de pendiente del talud es económicamente viable en la estabilización del acantilado de la Costa Verde en la Bajada Balta del distrito de Miraflores.

(Espinoza, 2019) en su tesis “Evaluación de taludes inestables en el tramo: km 100+000 al km 115+000 de la carretera Huánuco - La Unión”, en la Universidad Nacional Hermilio Valdizan. Su objetivo general fue: A Evaluar los factores de seguridad de los taludes inestables en el tramo: km 100+000 al km 115+000, de la carretera Huánuco - La Unión. Realizando un tipo de investigación aplicada descriptiva, con diseño no experimental transversal, fue aplicado en el tramo del km 100+00 al km 115+000 de la carretera Huánuco-La Unión tiene una extensión de 15.00 Km, donde se encuentran taludes inestables en el trayecto, utilizo la topografía, estudio de suelos y la Norma CE.020 del RNE. Con los resultados se identificó los parámetros geomorfológicos de los taludes en estudio donde los

valores de cohesión son de 0.00 hasta 2.55 KN/m², el Angulo de fricción de 26.40 a 32.90° y una pendiente mínima de 34° y máxima de 57°, como también se hizo la comparación de los diferentes taludes estudiados sobre las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras. A través de la evaluación de taludes se concluyó, que los 08 taludes son inestables con factores de seguridad menores a 1. Los parámetros geotécnicos determinan el factor de seguridad de los taludes inestables en estudio, debido a que tienen influencia directa para el origen de fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras; al respecto el peso propio de la masa deslizante es la principal fuerza desestabilizadora, donde la densidad (ρ) del suelo juega un papel fundamental, así también para el origen de la fuerza cortante que el suelo alcanza en la superficie de falla, tanto la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ) bajo el criterio de Morh-Coulomb son parámetros importantes. Los parámetros geomorfológicos determinan el factor de seguridad de los taludes inestables en estudio, debido a que tienen influencia directa por su pendiente y altura de caída para el desprendimiento por peso propio de la masa deslizante. Al realizar la conformación de las superficies en los 08 (ocho) taludes inestables identificados en el tramo: km 100+000 al km 115+000 de la carretera Huánuco-La Unión, se incrementan los factores de seguridad bajo sollicitaciones sísmicas y estáticas llegando a superar valores de 1.25 y 1.50 respectivamente.

3.1.3. A nivel regional y local

(Aslla & Mamani, 2023) en su tesis “Estudio geotécnico y geodinámico para la seguridad física del camino vecinal tramo Cusipata – Chillihuani – Llacto - cerro Siete colores del Distrito de Cusipata, Provincia Quispicanchi, Departamento de Cusco”, en la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco. Su objetivo general fue: Realizar un estudio Geotécnico y Geodinámico para garantizar la Seguridad Física del Camino Vecinal tramo Cusipata – Chillihuani – Llacto - Cerro Siete Colores. Realizando un tipo de investigación exploratorio-descriptivo-correlacional, con diseño no experimental

(transversal-correlacional), fue aplicado es el Camino Vecinal tramo Cusipata – Chillihuani – Llacto - Cerro Siete Colores, como técnicas utilizo muestreos, cartografía, mediciones estructurales, Microsoft Office, Google Earth Pro, SAS Planet, Autocad, Arcgis, Slide. Con los resultados se identificó que los perfiles estratigráficos están conformados por suelos gravosos limosos, gravas arcillo-limosas con índice de plasticidad muy bajo a media. Y el camino vecinal tramo Cusipata – Chillihuani – Llacto - Cerro Siete Colores a lo largo de su trayectoria está constituido por depósitos cuaternarios del tipo aluvial (39.75%), coluvial (26.56%), fluvial (2.3%), glaciar (9.63%), biogénicos (7.99%) y de travertino (0.60%); afloramientos rocosos como las pizarras rojizas y grises oscuras de la formación Ananea (2.56%), pizarras verdes y filitas del grupo Cabanillas (3.42%), areniscas cuarcíticas y arcosas grises verdosas del grupo Mitu (0.33%), areniscas finas y lutitas del grupo Tarma-Copacabana (4.52%), areniscas cuarzosas de la formación Vilquechico (0.21%). Como los 25 ensayos realizados a su subrasante dieron resultados de calidad muy buena. A través del estudio geotécnico y geodinámico se concluyó, geomorfológicamente abarca la Cordillera Oriental del Altiplano y el Valle del Vilcanota, presenta una topografía con pendientes moderadamente inclinadas a empinadas; localmente atraviesa unidades geomorfológicas con superficies montañosas como vertientes de montaña alta (28.51%) y baja (21.31%), terrazas aluviales (17.17%) y altiplanicies onduladas (11.14%). El análisis de la condición del macizo rocoso en 06 ventanas estructurales, dio como resultado un RQD EXCELENTE (macizo moderadamente fracturado). Se identificaron los sectores con mayor actividad geodinámica (movimientos en masa) e inestabilidad de taludes a lo largo del camino vecinal en el Km 9+550 (FS=0.855) deslizamiento traslacional que yace en depósitos cuaternarios coluviales limosos; en el Km 13+920 (FS=0.994) deslizamiento traslacional, Km 15+150 (FS=0.977) deslizamiento rotacional, Km 17+130 (FS=0.933) deslizamiento traslacional que yacen en depósitos coluviales arcilloso; Km 21+100 (FS= 0.933) deslizamiento rotacional, Km

21+500 (FS=0.775) deslizamiento traslacional, Km 22+050 (FS=0.677) deslizamiento rotacional, Km 22+250 (FS=0.995) deslizamiento traslacional y Km 22+800 (FS=0.714) deslizamiento rotacional que yacen en depósitos glaciares limosos; todos ellos con factor de seguridad menor a 1 analizados en el programa Slide 6.0 que determinados mediante el método de Janbú indica que son inestables.

(Atauchi & Hacha, 2019) en su tesis “Estudio geológico, geodinámico y geotécnico para la seguridad física del tramo carretero puente Chaullay - Mesacancha, Distrito de Vilcabamba - Provincia La Convención - Departamento Cusco” en la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco. Su objetivo general fue: El objetivo general de la investigación es el de determinar los Aspectos Geológicos, Geodinámicos, Geotécnicos para la rehabilitación y mejoramiento de la carretera tramo Puente Chaullay - Mesacancha (0+000 Km a 12+040), para garantizar la seguridad física del tramo carretero del Distrito de Vilcabamba, La Convención – Cusco. Realizando un tipo de investigación científico analítico deductivo, fue aplicado en el tramo carretero Puente Chaullay - Mesacancha, como técnicas utilizo muestreos, la cartográfica y mediciones estructurales. Con los resultados se identificó que el área de estudio se localiza en la zona de la Cordillera Oriental parte sur del Perú y parte superior de la Deflexión de Abancay. Presentando rasgos que controlan la topografía como las zonas de cordillera. Hallándose montañas, laderas (con pendientes abruptas empinada, escarpada), valle aluvial y terrazas; producto de la Deflexión de Abancay generados entre el Triásico y el Cretácico. Y que en la evaluación de las canteras se encuentran suelos como GP Y GC-GM con un CBR de 24.05 y 37.20 % respectivamente, estratigráficamente en el área de estudio, se han reconocido materiales que va del Paleozoico (Formación Málaga) al Cuaternario (Depósitos Aluviales, etc.), y afloramientos de rocas ígneas especialmente de edad Permo – Triásica. A través del estudio geológico, geodinámico y geotécnico se llegó a las siguientes conclusiones, que las fallas geológicas han favorecido

a la evolución geomorfológica, y por lo tanto a la inestabilidad de los taludes. Para el análisis estructural se ha considerado las fallas y diaclasas, mediante toma de rumbos y buzamientos de los estratos, considerando su ubicación dentro de la deflexión de Abancay. Los fenómenos geodinámicos e hidrometeorológicos son de mayor incidencia en el área de estudio, como son los aluviones o huaycos en relación a las quebradas, que muestran gran cantidad de depósitos eluviales y coluviales en sus pendientes abruptas, los que serían afectados por desprendimiento de rocas, derrumbes y deslizamientos ligados a precipitaciones pluviales intensas y prolongadas. Las obras de drenaje permitirán controlar la escorrentía superficial obviando los flujos superficiales y las zonas de filtración.

3.2. Bases teóricas

3.2.1. Factores determinantes

La estabilidad de los taludes se ve afectada por los factores determinantes como son los factores geométricos, factores hidrogeológicos y factores geológicos-geotectónicos. El estudio de los factores determinantes implica una minuciosa evaluación de las propiedades del suelo y las rocas en una ubicación determinada. Estos tipos de estudios resultan fundamentales para comprender la estabilidad y para la capacidad de carga del suelo antes de emprender cualquier proyecto de construcción o ingeniería:

Determinar las características mecánicas del terreno que soportará una estructura.

Evaluar los riesgos naturales identificados en el sector en el que se va a realizar un proyecto y su impacto en la futura estructura.

Es el resultado de un estudio de campo que permite obtener la geología (los tipos de suelo encontrados), y las características mecánicas iniciales (resistencia aparente) del suelo. Una vez interpretados los resultados.

3.2.1.1. Factores geométricos

Los factores geométricos del talud hacen referencia a las características relacionadas con la geometría del talud, desempeñando un papel esencial en su estabilidad y comportamiento. Estos aspectos abarcan la configuración del talud, su altura y el ángulo de inclinación, entre otros.

a. Altura del talud

La altura del talud constituye un parámetro crítico en su estabilidad, ya que taludes más elevados generan mayores esfuerzos cortantes en la base y mayores tensiones internas dentro del macizo, incrementando la probabilidad de falla. A medida que la altura aumenta, el peso propio de la masa potencialmente deslizante se vuelve un factor dominante en la resistencia al corte del terreno (Terzaghi & Peck, 1996; Das, 2019).

b. Área del talud

El área del talud se refiere a la superficie inclinada comprendida entre la corona y el pie de la pendiente. Su configuración geométrica influye directamente en la estabilidad, ya que determina la magnitud de las fuerzas actuantes y el comportamiento de drenaje superficial. En ingeniería geotécnica, se considera esencial para el diseño de estructuras de contención, taludes de carretera o excavaciones, donde la extensión de la superficie expuesta afecta la respuesta del terreno frente a la erosión y el colapso (Budhu, 2011; Coduto, Yeung, & Kitch, 2016).

c. Longitud del talud

La longitud del talud corresponde a la distancia medida a lo largo de la superficie inclinada desde su inicio en la corona hasta su terminación en el pie. Este parámetro se utiliza para evaluar la extensión del plano de falla potencial y calcular la distribución de esfuerzos.

Una longitud mayor puede incrementar la posibilidad de desarrollo de grietas de tracción o fallas progresivas, especialmente en materiales de baja cohesión o alta plasticidad (Das, 2019; Duncan & Wright, 2005).

d. Ángulo del talud

El ángulo de inclinación del talud, definido como la relación entre la altura vertical y la proyección horizontal (H:V), es uno de los factores más determinantes en la estabilidad. Taludes con ángulos pronunciados presentan mayor tendencia a la falla, sobre todo cuando el material presenta baja cohesión o saturación por agua. La selección del ángulo de diseño depende del tipo de suelo, condiciones de drenaje y cargas externas, siendo un parámetro clave en los análisis de equilibrio límite (Terzaghi & Peck, 1996; Braja M. Das, 2019).

e. Forma del talud

La forma geométrica del talud —ya sea convexa, cóncava o plana— influye significativamente en la distribución de esfuerzos y en el comportamiento hidráulico. Taludes convexos tienden a concentrar esfuerzos en su parte superior, mientras que los cóncavos favorecen la acumulación de agua y presiones intersticiales, reduciendo la resistencia al corte. Por ello, la morfología del talud debe ser considerada en el diseño para optimizar el drenaje y minimizar las zonas de concentración de esfuerzos (Budhu, 2011; Coduto et al., 2016).

3.2.1.2. Factores hidrogeológicos

Los factores hidrogeológicos juegan un papel fundamental en la estabilidad de los taludes en diversos proyectos, ya que el agua puede influir de manera significativa en la resistencia del suelo y en el riesgo de deslizamientos. Entre los factores que impactan más en la estabilidad de los taludes se encuentran:

Factores hidrogeológicos

a. **Precipitación**

La precipitación es el proceso mediante el cual el agua, en forma líquida o sólida, cae desde la atmósfera hacia la superficie terrestre. Este fenómeno incluye la lluvia, la nieve, el granizo, la llovizna y otras formas de condensación atmosférica que se precipitan debido a la saturación del vapor de agua en las nubes. La cantidad y frecuencia de la precipitación son factores determinantes en el balance hídrico y en la estabilidad de los suelos, ya que la infiltración excesiva puede aumentar la presión de poros y reducir la resistencia al corte del terreno, desencadenando deslizamientos.

Según Ven Te Chow (1994), la precipitación comprende todos los procesos mediante los cuales el agua en el estado líquido o sólido cae sobre la superficie terrestre, y su formación requiere la elevación y enfriamiento de masas de aire húmedo hasta alcanzar la condensación. La medición de la precipitación se expresa generalmente en milímetros (mm) o pulgadas, y su estudio es esencial para entender los patrones climáticos y el comportamiento hidrológico de una cuenca (Bedient & Huber, 2016; Maidment, 1993).

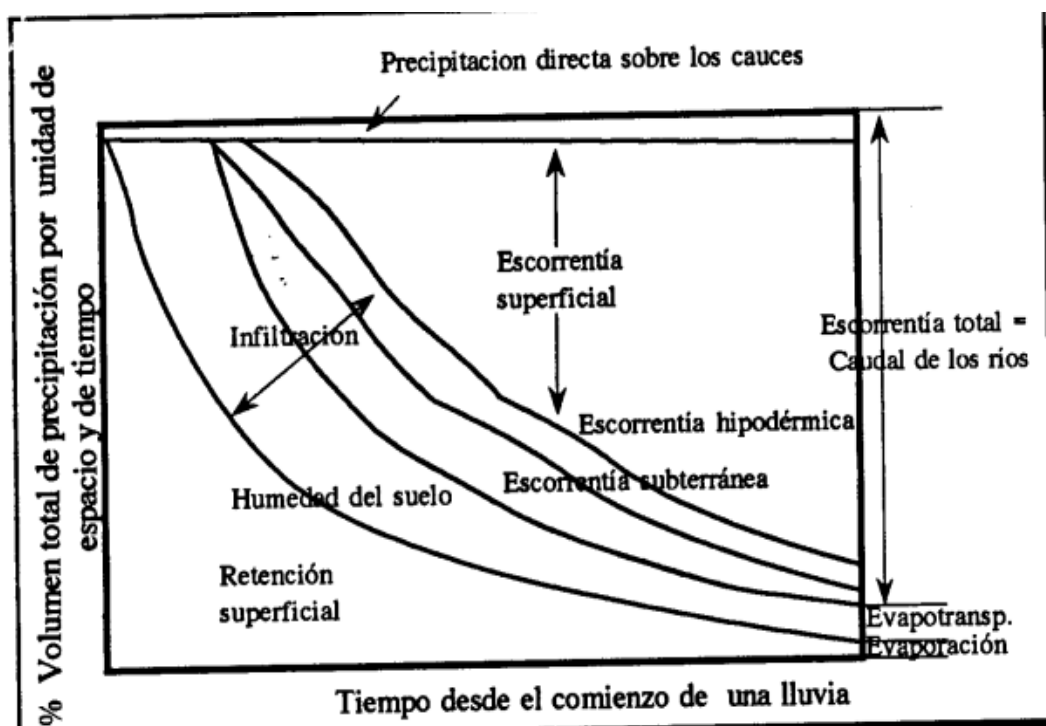
b. **Escorrentía**

La escorrentía se define como el flujo superficial del agua sobre el terreno cuando la precipitación excede la capacidad de infiltración del suelo. Este fenómeno ocurre típicamente durante lluvias intensas o deshielos, y se genera cuando el agua no puede ser absorbida por la superficie, desplazándose hacia cauces naturales o artificiales. La escorrentía influye directamente en la estabilidad de los taludes, ya que puede erosionar su superficie, saturar el terreno o incrementar las presiones intersticiales.

De acuerdo con Chow, Maidment y Mays (1994), la escorrentía superficial se origina en las zonas altas de una cuenca y se desplaza hacia su punto de salida transportando sedimentos y materiales en suspensión. Su análisis es esencial en hidrología aplicada, pues permite estimar el caudal de diseño y evaluar los impactos sobre la estabilidad geotécnica de las laderas.

Figura 1

Componentes de la escorrentía



Nota: (Hidrología Aplicada: Escorrentía).

c. Temperatura

La temperatura es la magnitud física que expresa el nivel de calor o energía térmica en un sistema. En el ámbito geotécnico e hidrológico, la temperatura influye en la evaporación, la viscosidad del agua, los procesos de meteorización y la estabilidad de los suelos. Temperaturas elevadas aceleran los procesos de evaporación y de oxidación,

mientras que temperaturas bajas pueden favorecer la contracción de suelos arcillosos y afectar la permeabilidad. Según *Bedient y Huber (2016)*, la temperatura tiene un papel determinante en el ciclo hidrológico, ya que regula la fase gaseosa y líquida del agua, modificando el balance de energía y el movimiento del agua dentro del suelo.

d. Humedad

La humedad del suelo representa la cantidad de agua presente en sus poros y se expresa como el cociente entre el peso del agua contenida (W_w) y el peso del suelo seco (W_s), multiplicado por 100. Tal como señala *Sanz (1975)*, la humedad del suelo se define mediante la ecuación:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

El contenido de humedad es un parámetro clave para la caracterización geotécnica, ya que afecta la densidad, la cohesión y el ángulo de fricción interna del material. El procedimiento de laboratorio convencional consiste en secar una muestra a 105 °C hasta peso constante, determinando la pérdida de masa como contenido de agua (*Das, 2019; Coduto et al., 2016*).

e. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración (T_c) es el intervalo que tarda una gota de agua en desplazarse desde el punto más alejado de una cuenca hasta su punto de salida. Este parámetro determina el momento en el cual toda la cuenca contribuye simultáneamente al caudal máximo, siendo fundamental en el cálculo del hidrograma y el diseño de drenajes pluviales.

De acuerdo con *Betancor (2015)*, el tiempo de concentración representa el tiempo de viaje de una gota de lluvia desde el punto hidráulicamente más distante de la cuenca hasta la salida, y depende de variables como la pendiente del terreno, la rugosidad superficial, la longitud del flujo y las características de infiltración del suelo. Este valor se estima mediante fórmulas empíricas o modelos hidrológicos, y su análisis es esencial en el dimensionamiento de obras hidráulicas y la evaluación de riesgos de inundación (Maidment, 1993; Chow et al., 1994).

f. Análisis Hidráulico De Canales Trapezoidales Revestidos

1. Drenaje superficial y estabilidad de taludes

El drenaje superficial constituye una de las medidas más eficaces para la estabilización de taludes, ya que permite interceptar y evacuar las aguas de escorrentía superficial, reduciendo la infiltración hacia el macizo y, por ende, la generación de presiones intersticiales que disminuyen la resistencia al corte del suelo. En taludes viales, los canales revestidos de concreto son ampliamente utilizados debido a su alta capacidad hidráulica, durabilidad y bajo coeficiente de rugosidad.

2. Canal trapezoidal revestido

Un canal trapezoidal es una estructura hidráulica de sección transversal en forma de trapecio, definida por un ancho de solera b , taludes laterales $z: 1$ (horizontal:vertical) y un tirante de flujo y . Cuando el canal se encuentra revestido de concreto, se asume un coeficiente de rugosidad de Manning bajo, generalmente entre 0.013 y 0.015.

3. Geometría hidráulica del canal

3.1. Área hidráulica (A)

El área hidráulica es el área mojada por el flujo:

$$A = y(b + zy)$$

Donde:

A = área hidráulica (m²)

b = ancho de solera (m)

z = talud lateral (H:V)

y = tirante normal (m)

3.2. Perímetro mojado (P)

El perímetro mojado corresponde a la longitud del contorno en contacto con el agua:

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

3.3. Radio hidráulico (R)

El radio hidráulico se define como:

$$R = \frac{A}{P}$$

Este parámetro representa la eficiencia hidráulica de la sección, influyendo directamente en la velocidad del flujo.

4. Ecuación de Manning

La ecuación de Manning permite determinar la relación entre caudal, geometría del canal, rugosidad y pendiente:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

Q = caudal (m³/s)

n = coeficiente de rugosidad de Manning

S = pendiente hidráulica (m/m)

En el caso de canales revestidos de concreto, se adopta típicamente $n = 0.014$, valor utilizado en el cálculo presentado.

5. Velocidad media del flujo

La velocidad media del flujo se obtiene mediante:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Este parámetro es crítico para verificar que el flujo no genere erosión ni daños estructurales en el revestimiento.

6. Número de Froude y régimen de flujo

El número de Froude permite clasificar el tipo de flujo en canales abiertos:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g y}}$$

Donde:

Fr = número de Froude

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Clasificación:

$Fr < 1$: flujo subcrítico

$Fr = 1$: flujo crítico

$Fr > 1$: flujo supercrítico

En los resultados obtenidos, el valor $Fr = 13.33$ indica flujo supercrítico, caracterizado por altas velocidades y baja profundidad.

7. Energía específica

La energía específica del flujo se define como:

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

Este parámetro permite evaluar la estabilidad hidráulica del flujo y la posibilidad de fenómenos como resalto hidráulico.

3.2.1.3. Factores geotécnicos

Estos factores son fundamentales en la estabilidad de los taludes, ya que influyen directamente en la composición del terreno y en las condiciones físico-mecánicas que determinan la capacidad de un talud para resistir fuerzas externas. Los ensayos geotécnicos de laboratorio constituyen procedimientos técnicos realizados con el fin de identificar las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, permitiendo evaluar su comportamiento ante cargas, infiltraciones y variaciones de humedad. Dichos ensayos se efectúan con muestras representativas obtenidas en campo y son esenciales para el análisis de estabilidad, diseño de cimentaciones y medidas de contención (Das, 2019; Coduto, Yeung & Kitch, 2016).

a. Capacidad portante

La capacidad portante se define como la resistencia que ofrece el suelo frente a las cargas transmitidas por una estructura o cimentación, sin presentar fallas por corte ni asentamientos excesivos. Este parámetro refleja la capacidad del terreno para soportar esfuerzos verticales y mantener su estabilidad.

Según *Terzaghi y Peck (1996)*, la capacidad portante depende de las características del material, la profundidad de cimentación, la forma de la zapata, el peso unitario del suelo, el ángulo de fricción interna y la cohesión. Su evaluación se realiza mediante ensayos de penetración (SPT o CPT) y correlaciones empíricas que permiten determinar la **presión admisible** del terreno.

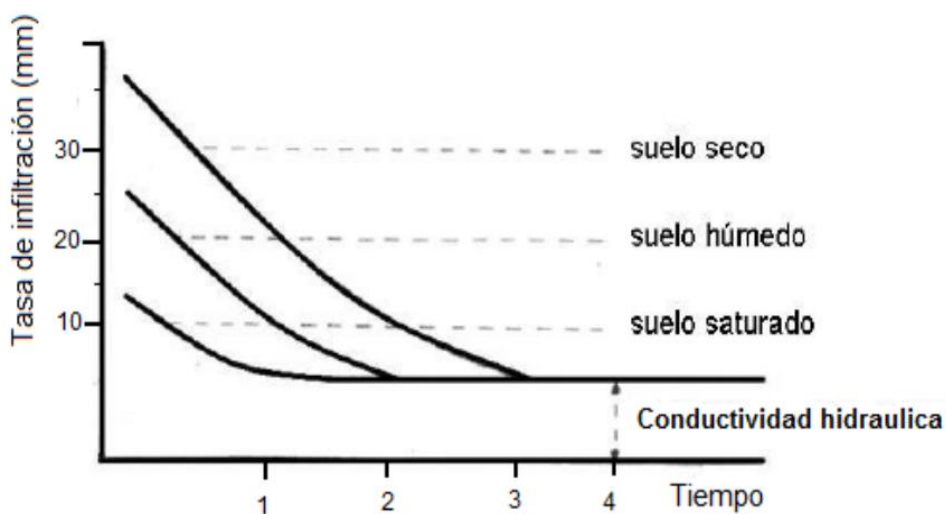
Una capacidad portante baja puede provocar desplazamientos diferenciales, pérdida de estabilidad global y fallas por hundimiento en los taludes o estructuras asociadas.

b. Infiltración

La infiltración es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie hacia el interior del suelo, desplazándose por los poros del material. Su magnitud depende de factores como la textura, estructura, contenido de humedad inicial y grado de compactación del suelo. En suelos arenosos y gravosos, la infiltración es elevada debido a su alta permeabilidad, mientras que en suelos arcillosos, el ingreso del agua es limitado. Este proceso incide directamente en la estabilidad de taludes, ya que el exceso de infiltración aumenta la presión de poros y reduce la resistencia al corte del terreno. De acuerdo con *Reynolds (1991)*, el método del doble anillo es uno de los procedimientos más utilizados para estimar la tasa de infiltración, aunque los resultados en condiciones de no saturación pueden diferir del comportamiento real en campo.

Figura 2

Tasa De Infiltración Según Estado Del Suelo



Nota: (Reynolds, 1991)

c. Permeabilidad

La permeabilidad se define como la propiedad de un material poroso que permite el paso de un fluido a través de su estructura, debido a la existencia de interconexiones entre sus poros.

El flujo de agua subterránea se rige por la Ley de Darcy, expresada mediante la ecuación:

$$v = k \cdot i$$

donde v es la velocidad promedio del flujo, k el coeficiente de permeabilidad y i el gradiente hidráulico (relación entre la pérdida de carga y la longitud del recorrido). La permeabilidad depende del tamaño de las partículas, la densidad del suelo, su grado de saturación y la temperatura del fluido. Un suelo de alta permeabilidad facilita el drenaje, mientras que uno de baja permeabilidad (como las arcillas) puede retener agua, favoreciendo

la generación de presiones intersticiales y la pérdida de estabilidad (Coduto et al., 2016; Das, 2019).

d. Densidad

La densidad de un suelo (γ) se define como la relación entre su masa total (masa de las partículas sólidas más el agua contenida en los poros) y su volumen total. Se expresa mediante la ecuación (Sanz, 1975):

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V}$$

En geotecnia, se emplean distintas formas de densidad según el contenido de humedad y el grado de saturación del suelo:

Densidad aparente (γ_a): Relación entre la masa total (sólidos + agua) y el volumen total.

$$\gamma_a = \frac{W_s + W_w}{V}$$

Densidad seca (γ_d): Relación entre la masa de las partículas sólidas y el volumen total del suelo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

Densidad saturada (γ_{sat}): Masa total de las partículas más el agua que llena completamente los poros, dividida entre el volumen total.

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_{w(sat)}}{V}$$

La densidad seca se utiliza frecuentemente para evaluar la compactación del suelo en comparación con su valor máximo obtenido en ensayos Proctor, siendo un indicador de su capacidad portante y estabilidad (Das, 2019; Sanz, 1975).

e. Porosidad

La porosidad (n) expresa la proporción del volumen de vacíos respecto al volumen total del suelo, siendo un parámetro esencial para caracterizar su permeabilidad y comportamiento hidráulico. Se define como:

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

donde V_v es el volumen de vacíos y V_t el volumen total (sólidos + vacíos). Una alta porosidad indica mayor capacidad de almacenamiento de agua, pero también mayor susceptibilidad a la saturación y pérdida de resistencia al corte, especialmente en suelos finos (Budhu, 2011).

f. Peso específico

El peso específico, también denominado peso unitario, representa la relación entre el peso de un material y el volumen que ocupa. Este parámetro se utiliza para calcular esfuerzos, presiones y cargas que actúan sobre estructuras o taludes. Según *Terzaghi y Peck (1996)*, el peso específico se expresa como:

$$\gamma = \frac{P}{V}$$

donde P es el peso del material y V su volumen. El peso específico varía según el grado de saturación y la composición del suelo, siendo un parámetro fundamental en los análisis de estabilidad y capacidad de soporte de los materiales geotécnicos (Coduto et al., 2016; Das, 2019).

En el contexto de la geotecnia y la mecánica de suelos, el peso específico del suelo es una propiedad importante que influye en su comportamiento y puede variar según el tipo y la composición del suelo. También se utiliza en otros campos, como la hidrostática, la hidrodinámica y la ingeniería civil, para describir la densidad de líquidos y materiales.

g. Granulometría:

“Este ensayo consiste en el tamizado del suelo mediante tamices o cedazos, reteniendo cada tamiz aquellas partículas cuyo tamaño es superior a la luz de la malla correspondiente. El peso de estos rechazados se relaciona al peso total del suelo tamizado. Los resultados se llevan a una curva llamada curva granulométrica sobre la cual se lleva en abscisas las dimensiones de las luces del tamiz o cedazo según una escala logarítmica, y en ordenadas los porcentajes de suelo que pasan por dicho tamiz” (Sanz, 1975).

“La utilización de una escala logarítmica en abscisas tiene por finalidad facilitar la interpretación de la curva y su trazado sobre todo en la parte de los finos, ya que este contenido es extremadamente importante” (Sanz, 1975).

Los tamices son de mallas cuadradas, mientras que los cedazos son de agujero redondo. Donde se definen los siguientes términos: Tabla 3. Tamaños de las mallas (Sanz, 1975).

Tabla 1*Tamaños de las mallas*

Cantos	Materiales cuyo diámetro d es superior a 200mm
Guijas	De tamaño comprendido entre 20 y 200 mm
Guijarros	De tamaño comprendido entre 2 y 20 mm
Arena	De tamaño comprendido entre 50 micras y 2 mm $<d<0,2$ mm, la arena es gruesa, y así $0,2 <d<0.05$ mm, la arena se denomina fina
Limos	De tamaño comprendido entre 5 y 50 micras
Arcillas	De tamaño comprendido $<$ a 5 micras

Nota: (Mecánica de Suelos, 1975).

El ensayo ha sido útil para categorizar los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) o Unified Soil Classification System (USCS), un sistema utilizado en ingeniería para caracterizar la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. Este sistema de clasificación, presentado en la tabla siguiente, puede ser aplicado a la mayoría de los materiales no consolidados y se representa mediante un símbolo compuesto por dos letras.

Tabla 2*Sistema unificado de clasificación de suelos*

Símbolos principales	
Símbolo	Definición
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Orgánico
Símbolos secundarios (segunda letra)	
Letra	Definición
P	Pobremente graduado (tamaño de partícula uniforme)
W	Bien graduado (tamaños de partícula diversos)
H	Alta plasticidad
L	Baja plasticidad

Nota: (American Society, f. T, 1985)

h. Cohesión

La cohesión es una propiedad mecánica fundamental que describe la capacidad de las partículas de un material, especialmente de los suelos, para mantenerse unidas mediante fuerzas internas. En geotecnia, representa la parte de la resistencia al corte que no depende de la presión normal y se debe a fuerzas de atracción molecular, enlaces electrostáticos o cementación entre partículas (Das, 2019).

Desde un punto de vista físico, la cohesión es la fuerza necesaria para separar partículas adyacentes dentro de una masa de suelo. Su magnitud se expresa generalmente en unidades de presión, como kilopascales (kPa) o libras por pie cuadrado (lb/ft²). Es particularmente significativa en suelos cohesivos, como las arcillas y limos, donde las fuerzas intermoleculares y las propiedades capilares incrementan la resistencia global del material.

La cohesión es uno de los parámetros principales de la ecuación de resistencia al corte de Mohr-Coulomb, expresada como:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

donde:

τ = resistencia al corte,

c = cohesión,

σ = esfuerzo normal,

φ = ángulo de fricción interna.

Este parámetro es clave para evaluar la estabilidad de taludes, cimentaciones y muros de contención, ya que influye directamente en la capacidad del terreno para resistir deformaciones o deslizamientos.

i. Ángulo de fricción

El ángulo de fricción representa la resistencia interna del suelo al deslizamiento entre sus partículas o entre una masa de suelo y otra superficie en contacto. En la mecánica de suelos, se mide en grados y es un parámetro esencial para caracterizar la resistencia al corte y la estabilidad de taludes (Coduto, Yeung & Kitch, 2016).

Existen dos tipos principales de ángulo de fricción:

Ángulo de fricción interna (φ): Describe la resistencia al deslizamiento entre las partículas del suelo. Es un parámetro intrínseco del material y se utiliza en la teoría de Coulomb para calcular la resistencia al corte.

Ángulo de fricción de reposo (δ): Representa el ángulo máximo entre la horizontal y la superficie de reposo de un suelo granular. Determina el ángulo máximo estable de un talud natural.

El valor del ángulo de fricción varía según la textura, el tipo de suelo y su densidad. En suelos granulares, como las arenas y gravas, el ángulo de fricción puede oscilar entre 30° y 40° , mientras que en suelos cohesivos, como arcillas blandas, puede ser menor a 20° (Budhu, 2011).

La combinación entre cohesión y ángulo de fricción interna define el comportamiento del suelo ante esfuerzos cortantes y constituye la base para los modelos de análisis de estabilidad de taludes bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas.

j. Sismicidad

El coeficiente sísmico o aceleración horizontal equivalente (k_h) es un factor determinante en los análisis pseudoestáticos de estabilidad de taludes, ya que simula el efecto de las fuerzas inerciales generadas por los sismos sobre la masa del talud. En zonas con actividad sísmica frecuente, como el Perú, este parámetro adquiere una relevancia crítica.

Durante un evento sísmico, las ondas sísmicas provocan vibraciones que generan aceleraciones horizontales y verticales en el terreno. Estas modifican las tensiones internas y pueden inducir la pérdida de cohesión entre partículas, la licuefacción de suelos saturados y el colapso de taludes con pendientes pronunciadas (Seed & Idriss, 1971).

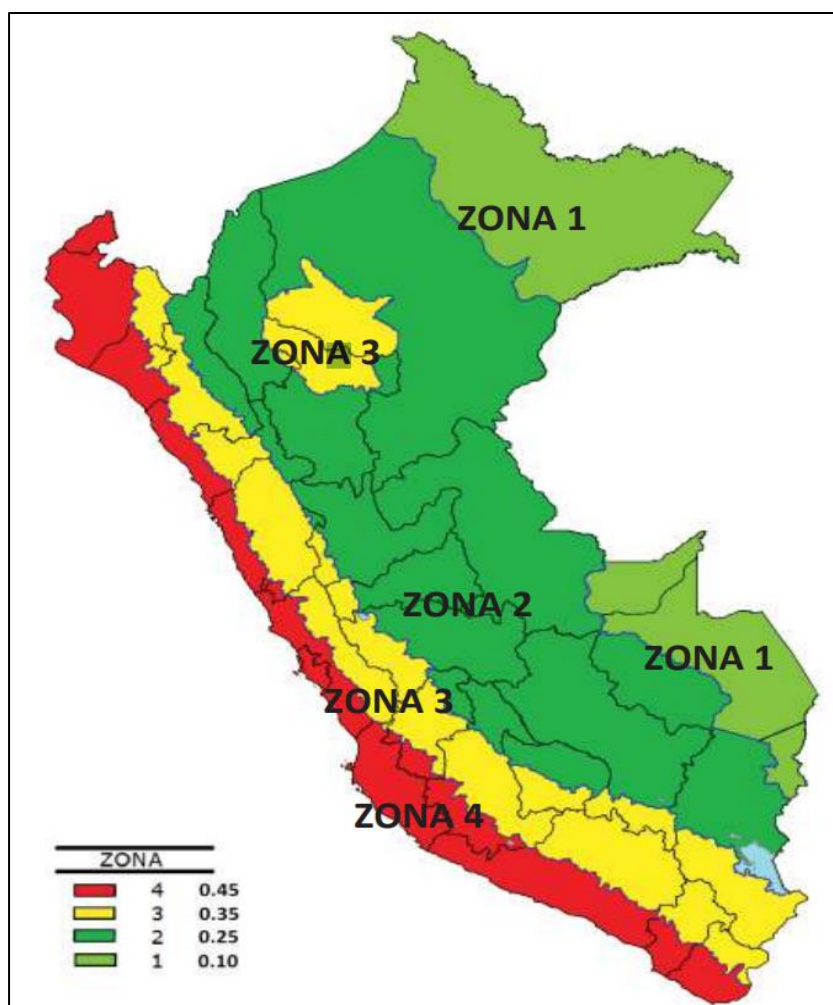
En el Perú, la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) establece la zonificación sísmica del territorio nacional y define las aceleraciones básicas según la peligrosidad sísmica de cada región. El departamento de Apurímac se encuentra clasificado dentro de la Zona Sísmica 2, con un

coeficiente sísmico horizontal básico entre 0.15 y 0.25 g, dependiendo de las condiciones locales del suelo (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018).

La acción sísmica puede provocar movimientos de tipo sismotectónico (asociados a fallas y deformaciones estructurales profundas) o sismogravitacional (asociados a la respuesta dinámica de taludes superficiales). Los suelos blandos y saturados amplifican las ondas sísmicas, incrementando el riesgo de deslizamientos, mientras que los suelos compactos o rocosos tienden a atenuarlas.

Figura 3

Zonificación sísmica



Nota: RNE E.030 – Diseño Sismorresistente, 2018

k. Diaclasamiento:

Es la formación de fracturas en las rocas, conocidas como diaclasas, sin que haya ocurrido un desplazamiento significativo a lo largo de las fracturas. Las diaclasas son planos de fractura que se desarrollan en las rocas debido a una variedad de procesos geológicos. Estas fracturas no están asociadas con un movimiento lateral apreciable entre los bloques de roca a ambos lados de la fractura. Las características y aspectos clave relacionados con el diaclasamiento son:

- **Formación:** Las diaclasas se forman debido a tensiones tectónicas, procesos de enfriamiento, presión de poros, cambios de temperatura, y otros factores. Pueden desarrollarse a diferentes escalas, desde pequeñas fisuras hasta grandes fracturas.
- **Tamaño y Orientación:** Las diaclasas pueden variar en tamaño y orientación. Pueden ser pequeñas y espaciadas uniformemente o grandes y amplias. La orientación de las diaclasas a menudo refleja las tensiones que estaban presentes durante su formación.
- **Preservación de la Cohesión:** A diferencia de las fallas, en las diaclasas, no hay un desplazamiento apreciable entre los bloques adyacentes de roca a lo largo de la fractura. Esto significa que la cohesión de la roca a ambos lados de la diaclasa generalmente se mantiene.
- **Influencia en la Permeabilidad:** Las diaclasas pueden tener un impacto significativo en la permeabilidad de las rocas. Pueden servir como rutas preferidas para el flujo de agua y, por lo tanto, afectar la hidrogeología de la región.

l. Discontinuidades:

Las discontinuidades son superficies de fractura, planos de debilidad o discontinuidades estructurales en la masa de roca que pueden afectar su comportamiento mecánico y geotécnico. Estas discontinuidades pueden ser causadas por diversos procesos geológicos y tectónicos, y juegan un papel importante en la ingeniería geotécnica y en la estabilidad de taludes y estructuras. Los tipos de discontinuidades más conocidos son:

- Fallas: Son fracturas donde ha habido un desplazamiento significativo a lo largo del plano de falla.
- Juntas: Son fracturas donde no hay un desplazamiento lateral apreciable, similar a las diaclasas.
- Fisuras: Son aberturas en la roca que no necesariamente se extienden completamente a través de ella.
- Zonas de Cizalla: Son áreas donde las capas de roca han experimentado deformación debido a esfuerzos cortantes.

m. Buzamiento:

El buzamiento según Ibañes (2020) es el ángulo medido en un plano horizontal, entre una dirección de coordenadas específica, por lo general el norte real o geográfico, y una línea cualquiera, que en caso de un plano buzante (estrato, falla, etc.) surge de la intersección del mismo con un plano horizontal. Se puede expresar en valores azimutales, de 0° a 360° , o bien por cuadrantes, de 0° a 90° hacia el este y el oeste respecto al norte.

Este concepto es esencial para comprender la disposición tridimensional de las capas de la Tierra. El buzamiento se expresa generalmente en términos de ángulo y dirección.

- **Ángulo de Buzamiento:** Es la medida del grado de inclinación de una capa de roca o estrato en comparación con la horizontal. Se expresa en grados.
- **Dirección de Buzamiento:** Indica la orientación hacia la cual la capa inclinada se inclina. Se puede dar en referencia a los puntos cardinales o en términos de la brújula.

El buzamiento es una información crucial para entender la disposición de las capas geológicas en el subsuelo y tiene aplicaciones significativas en la ingeniería civil y la geotecnia.

n. Rumbo:

Es la dirección a lo largo de la cual se extiende un talud. La estabilidad de un talud se evalúa considerando factores como la pendiente del terreno, la resistencia del suelo, la presión del agua, entre otros.

El rumbo del talud es importante porque afecta la distribución de las fuerzas y las presiones en el suelo. Un análisis adecuado del rumbo es esencial para determinar la estabilidad del talud y prevenir posibles deslizamientos o colapsos. El rumbo del talud es un elemento clave en el análisis de estabilidad de taludes para garantizar la seguridad y la estabilidad de las estructuras.

3.2.2. Estabilidad de talud

Cuando se lleva a cabo la ejecución de un proyecto, como la construcción de carreteras, aspectos cruciales como la ingeniería geotécnica y la ingeniería geológica cobran gran relevancia. La inestabilidad de la ladera o talud en la zona de estudio o proyecto puede originarse debido a factores geológicos, cambios en el nivel freático o a modificaciones causadas por rellenos o excavaciones realizadas en proyectos previos. La estabilidad de un

talud está condicionada, además, por la composición del material que lo constituye y su capacidad para resistir las fuerzas generadas por la gravedad y la presión.

a. Talud

Se denomina talud a toda superficie inclinada con respecto a la horizontal, ya sea formada de manera natural por procesos geológicos o generada artificialmente a consecuencia de actividades de ingeniería (Das, 2019). Los taludes naturales, conocidos también como laderas, se originan por la acción prolongada de la erosión, sedimentación o movimientos tectónicos. En cambio, los taludes artificiales son producto de la intervención humana, como en cortes, excavaciones, terraplenes o presas de tierra.

En proyectos de ingeniería civil y minera, los taludes constituyen una parte esencial de la infraestructura, pues conforman los flancos inclinados de estructuras como carreteras, canales, embalses o plataformas mineras (Coduto, Yeung & Kitch, 2016). Su diseño requiere evaluar la estabilidad frente a diferentes condiciones de carga, drenaje y sismicidad.

La estabilidad de taludes es un aspecto crucial, ya que su falla puede generar consecuencias catastróficas, incluyendo la pérdida de vidas humanas, daños a infraestructuras, y la interrupción de vías de comunicación. Reducir la inclinación de un talud mejora su estabilidad, pero también incrementa los costos de construcción y la ocupación del terreno (Terzaghi, Peck & Mesri, 1996). Por ello, el equilibrio entre seguridad y economía es un principio clave en el diseño geotécnico.

b. Estabilidad

La estabilidad de un talud se refiere a la capacidad de una masa de suelo o roca para mantenerse en equilibrio y resistir el movimiento o la falla bajo la acción de fuerzas internas y externas (Skempton & Hutchinson, 1969). En términos prácticos, implica garantizar que las fuerzas resistentes del terreno —debidas a la cohesión, fricción interna y peso propio—

sean mayores que las fuerzas desestabilizadoras, como la gravedad, la presión del agua o la sismicidad.

El análisis de estabilidad de taludes difiere según el tipo:

En laderas naturales, la estabilidad depende de su origen geológico, las condiciones climáticas y los procesos erosivos o sísmicos que han actuado a lo largo del tiempo.

En taludes artificiales, las condiciones de equilibrio se relacionan con las características del material de corte, la compactación del terraplén y la influencia del agua subterránea (Varnes, 1978).

Entre los factores determinantes se incluyen la geometría del talud (altura, inclinación y forma), las propiedades geotécnicas de los materiales (cohesión y ángulo de fricción interna), y las condiciones hidrogeológicas (nivel freático, drenaje y grado de saturación). La estabilidad puede evaluarse mediante métodos analíticos o numéricos, como los propuestos por Bishop (1955), Janbu (1973) o Spencer (1967), que permiten estimar el factor de seguridad (FS) del talud en condiciones estáticas o pseudoestáticas.

c. Deslizamientos

Un deslizamiento es un movimiento de masa de suelo o roca que se desplaza pendiente abajo bajo la influencia de la gravedad, cuando la resistencia al corte del material es superada por las fuerzas actuantes (Cruden & Varnes, 1996). En general, ocurre cuando el factor de seguridad (FS) del talud desciende por debajo de 1.0, indicando inestabilidad.

Los deslizamientos pueden ser lentos o súbitos, y su origen está asociado a diversos factores:

Excavaciones o socavaciones en la base del talud.

Incremento de presiones intersticiales debido a filtraciones o lluvias intensas.

Cambios de carga o vibración por sismos.

Alteración de la estructura del suelo por meteorización o actividad humana.

Tipos comunes de fallas en taludes (según Cruden & Varnes, 1996):

Deslizamientos superficiales (creep): Movimiento lento y progresivo de pequeñas capas del terreno, generalmente en la zona superior del talud.

Deslizamientos rotacionales: Ruptura con superficie curva, típica en suelos cohesivos.

Deslizamientos traslacionales: Ruptura plana a lo largo de una superficie débil o contacto litológico.

Flujos (flows): Movimiento rápido y fluido de materiales saturados.

El creep o deslizamiento superficial es un proceso progresivo y generalmente imperceptible, que con el tiempo puede afectar grandes extensiones de terreno. Su velocidad depende de la pendiente, la humedad y las características del material. Este fenómeno puede considerarse el precursor de fallas más profundas si las condiciones de drenaje o carga empeoran (Highland & Bobrowsky, 2008).

Figura 4

Deslizamiento producido por la saturación del suelo



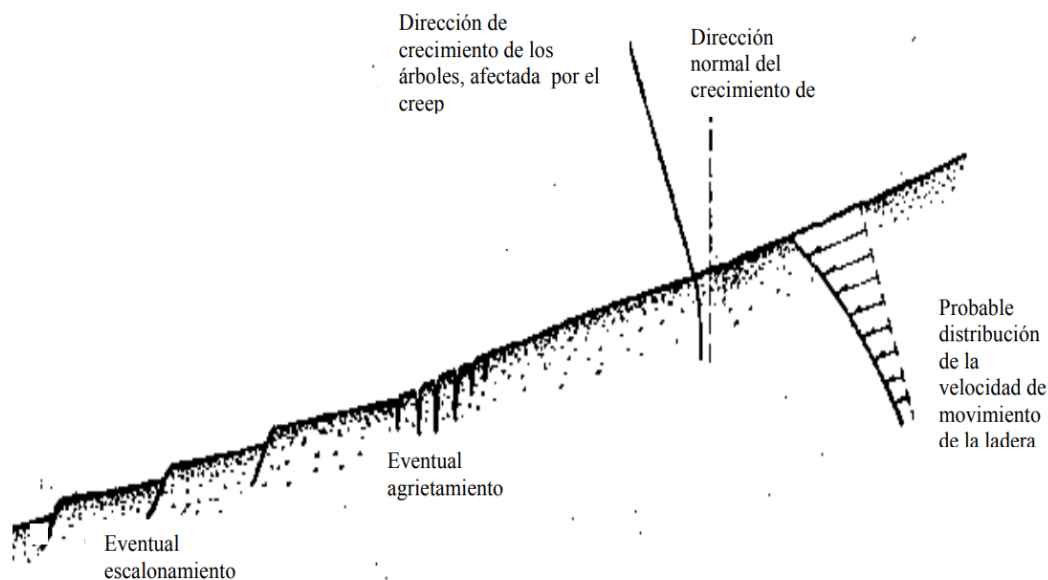
Nota: (Geología y Geotecnia - Estabilidad de taludes)

Existen dos tipos de deslizamientos: el estacional, que impacta únicamente la capa superficial de la ladera y es influenciado por cambios climáticos, como expansiones y contracciones térmicas o ciclos de humedecimiento y secado; y el masivo, que afecta capas de suelo más profundas, sin ser afectado por las condiciones ambientales, y, por lo tanto, se atribuye únicamente a la fuerza gravitacional. El primero está presente en mayor o menor medida en todo momento, con su intensidad variando según la temporada, mientras que los movimientos del segundo son prácticamente constantes.

Este fenómeno es más pronunciado en las capas superficiales, y la velocidad de desplazamiento en un deslizamiento estacional típico puede ser muy baja, rara vez superando algunos centímetros por año. La observación del fenómeno se hace evidente cuando se notan árboles y postes inclinados con respecto a la vertical, o cuando aparecen grietas o escalonamientos en el talud.

Figura 5

Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial (creep)



Nota: (Matteis, 2003)

d. Movimiento del cuerpo del talud

En taludes, pueden ocurrir movimientos abruptos que afectan extensas masas de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en el cuerpo del talud, ya sea involucrando o no al terreno de fundación. La formación de la superficie de falla ocurre cuando los esfuerzos cortantes en la zona exceden la resistencia al corte del material, llevando a la ruptura del mismo y generando una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla.

Estos eventos son conocidos como "deslizamientos de tierras", y se pueden estudiar en dos categorías claramente diferenciadas.

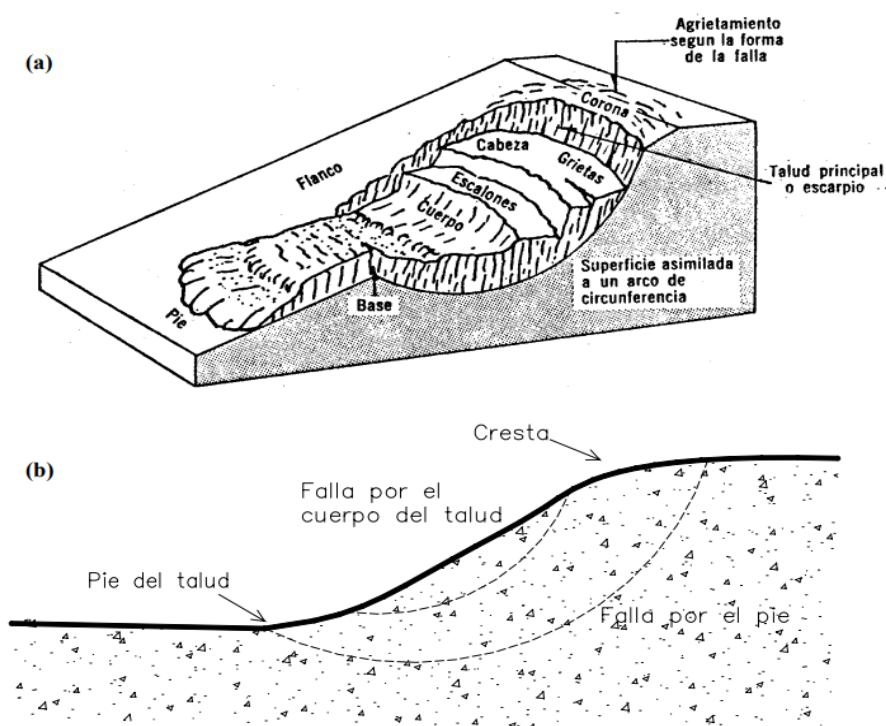
Falla Rotacional: Este tipo de fallas generalmente ocurre en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico está predominantemente

gobernado por su fracción arcillosa. Por lo general, afectan áreas relativamente profundas del talud, siendo su profundidad mayor cuanto mayor sea la pendiente.

Las fallas rotacionales se clasifican según la ubicación del extremo de la masa que rota, pudiendo pasar la superficie de falla por el cuerpo del talud (falla local), por el pie o adelante del mismo afectando al terreno en el que se apoya el talud (falla en la base). Cabe destacar que la superficie de falla en este último tipo puede profundizarse hasta llegar a un estrato más resistente o firme donde se encuentra el talud, creando un límite en la superficie de falla.

Figura 6

(a) Nomenclatura de una zona de falla. (b) Distintos tipos de falla



Nota: (Matteis, 2003).

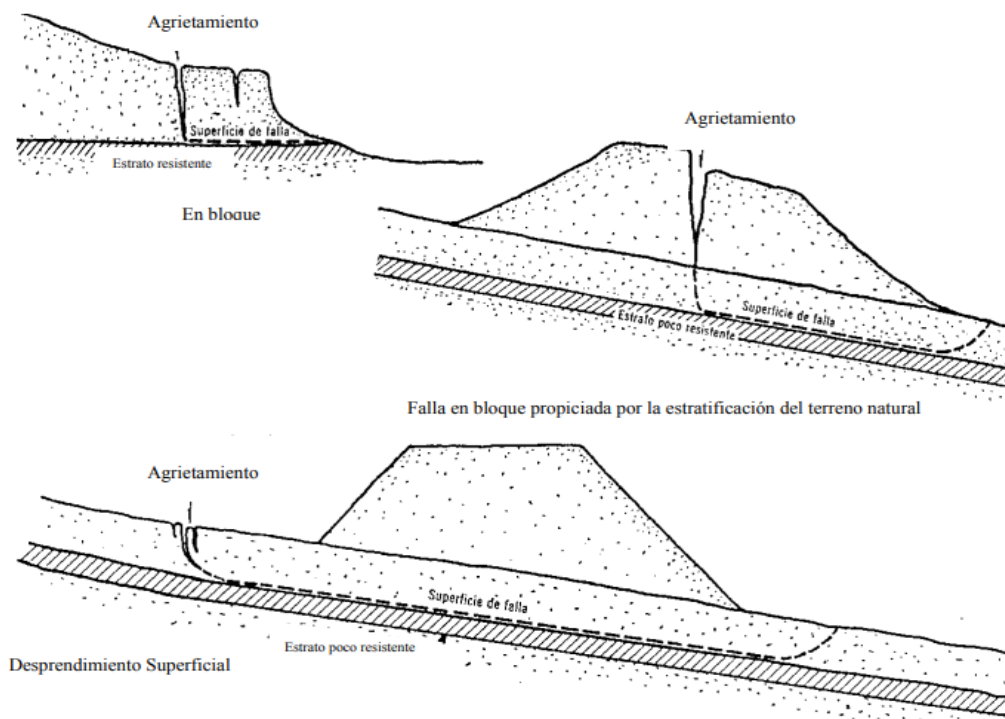
Falla Traslacional: Estas fallas generalmente implican movimientos significativos del cuerpo del talud sobre superficies de falla esencialmente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes ubicados a poca profundidad del talud.

La superficie de falla se desarrolla paralela al estrato débil y se completa en sus extremos con superficies curvas que se extienden hacia el exterior formando grietas.

Los estratos débiles que favorecen estas fallas suelen consistir en arcillas blandas o arenas finas y limos no plásticos sueltos. Con frecuencia, la debilidad del estrato está relacionada con elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o con fenómenos de aumento de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este contexto, las fallas pueden estar vinculadas al calendario de las estaciones de lluvias en la región. Las fallas de material en bloque a menudo están asociadas con discontinuidades y fracturas en los materiales que conforman un corte o una ladera natural, además del efecto del estrato débil subyacente.

Figura 7

Tipos de fallas traslacionales



Nota: (Geología y Geotecnia - Estabilidad de taludes).

e. Flujos

Este tipo de falla hace referencia a movimientos relativamente rápidos de una sección de la ladera natural, presentando un comportamiento que se asemeja al de un líquido viscoso en términos de velocidad y distribución aparente de desplazamientos.

En materiales relativamente secos, los flujos abarcan desde fragmentos de roca que se desplazan a velocidades variables, desde movimientos muy rápidos similares a avalanchas hasta deslizamientos más lentos. Estos afectan a grandes masas de fragmentos y suelen tener consecuencias catastróficas. En segundo lugar, se pueden encontrar flujos causados por la licuación de la estructura de los loess, a menudo asociados a movimientos sísmicos.

Los flujos de tierra, que involucran materiales no excesivamente húmedos, generalmente se producen en la base de deslizamientos de tipo rotacional en el cuerpo del talud. Estos deslizamientos tienden a retener la vegetación original, así como la estratigrafía y el aspecto general de la formación en la que ocurrió el deslizamiento.

En formaciones costeras, los flujos de tierra de suelos granulares finos están asociados comúnmente a la erosión marina y a fluctuaciones repetidas de la presión de poros debido al ascenso y descenso del nivel del agua con las mareas. Se originan mediante procesos análogos a la licuación.

En el caso de los flujos de lodo, el deslizamiento ocurre en materiales finos con un contenido de agua muy alto. La forma característica del deslizamiento se asemeja al avance de un glaciar, y la velocidad de desplazamiento puede variar desde unos pocos centímetros por año hasta niveles correspondientes a deslizamientos catastróficos. En los flujos lentos, las variaciones estacionales del clima suelen influir en la velocidad del movimiento, mientras que los flujos rápidos tienden a ocurrir después de períodos de intensas lluvias.

3.2.2.1. Definición de Propiedades del Material Geotécnico

En el análisis de estabilidad de taludes mediante software especializado como Slide, es indispensable definir adecuadamente las propiedades físicas e hidráulicas del material geotécnico que conforma el talud. Estas propiedades representan el comportamiento real del suelo frente a las solicitaciones de carga y permiten simular con mayor precisión los mecanismos de falla potencial.

El modelo constitutivo seleccionado para el presente estudio es el criterio de resistencia de Mohr–Coulomb, ampliamente utilizado en ingeniería geotécnica por su simplicidad y adecuada representación del comportamiento resistente de suelos friccionantes y cohesivos (Das, 2011).

a. Peso Unitario del Suelo (γ)

El peso unitario es una propiedad fundamental que representa el peso del suelo por unidad de volumen y controla directamente las fuerzas actuantes sobre el talud.

En el modelo se empleó el peso unitario natural (γ), definido como:

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Donde:

γ = peso unitario del suelo (kN/m³)

W = peso del suelo (kN)

V = volumen del suelo (m³)

b. Modelo de Resistencia Mohr–Coulomb

El criterio de falla de Mohr–Coulomb establece que la resistencia al corte de un suelo es función de la cohesión y del esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de falla.

La expresión matemática es:

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

Donde:

τ = esfuerzo cortante resistente (kPa)

c' = cohesión efectiva (kPa)

σ' = esfuerzo normal efectivo (kPa)

ϕ' = ángulo de fricción interna efectiva (°)

Este modelo es adecuado para el análisis de estabilidad de taludes viales debido a que permite representar el comportamiento del suelo bajo condiciones drenadas, como las evaluadas en el presente estudio (Terzaghi, Peck & Mesri, 1996).

c. Cohesión del Suelo (c')

La cohesión representa la resistencia interna del suelo independiente del esfuerzo normal. En suelos granulares con finos, este parámetro suele ser bajo o incluso despreciable; sin embargo, puede presentarse una cohesión aparente debido a efectos de cementación o succión.

d. Ángulo de Fricción Interna (ϕ')

El ángulo de fricción interna expresa la resistencia del suelo al deslizamiento producto del rozamiento entre partículas, siendo el parámetro dominante en suelos friccionantes.

Este valor se obtiene del ajuste lineal de la relación esfuerzo cortante–esfuerzo normal, representada mediante la envolvente de Mohr–Coulomb:

$$\tan \phi' = \frac{\Delta\tau}{\Delta\sigma'}$$

Valores de ϕ' superiores a 30° indican suelos con buen comportamiento resistente, típicos de gravas y arenas medianamente densas (Das, 2011).

e. Parámetros Hidráulicos – Presión de Poros (R_u)

El coeficiente R_u representa la relación entre la presión de poros y el esfuerzo vertical total:

$$R_u = \frac{u}{\gamma H}$$

Donde:

u = presión intersticial (kPa)

γ = peso unitario del suelo

H = altura del talud (m)

El valor $R_u = 0$, indica que el análisis se desarrolló sin influencia de presión de poros, correspondiente a una condición seca o drenada, coherente con el análisis estático inicial.

f. Métodos de Análisis Implementados en Slide

Método de Bishop Simplificado

El método de Bishop Simplificado es uno de los métodos más utilizados para el análisis de superficies de falla circulares. Este método satisface el equilibrio de momentos, pero no el equilibrio completo de fuerzas horizontales.

La formulación general del método es:

$$FS = \frac{\sum [c'b + (W - ub)\tan \phi']}{\sum \left[\frac{W \sin \alpha}{FS} \right]}$$

Donde:

c' = cohesión efectiva,

ϕ' = ángulo de fricción interna,

W = peso de cada rebanada,

u = presión de poros,

b = ancho de la rebanada,

α = inclinación de la base de la rebanada.

Este método es adecuado para análisis preliminares y estudios viales, proporcionando resultados confiables con bajo costo computacional.

Método de Spencer

El **método de Spencer** es un método riguroso de equilibrio límite que satisface **simultáneamente el equilibrio de fuerzas y de momentos**, lo que garantiza una solución única y estable del factor de seguridad.

Este método asume que la **resultante de las fuerzas interrebanadas tiene una inclinación constante** a lo largo de toda la superficie de falla.

Formulación del Método de Spencer

La ecuación general del factor de seguridad se expresa como:

$$FS = \frac{\sum [c' l_i + (N_i - u_i l_i) \tan \phi']}{\sum T_i}$$

Donde:

N_i = fuerza normal efectiva en la base de la rebanada

T_i = fuerza cortante movilizada

u_i = presión de poros

l_i = longitud de la base

c', ϕ' = parámetros resistentes del suelo

Las fuerzas interrebanadas cumplen la relación:

$$\frac{E_i}{X_i} = \tan \theta$$

Donde:

E_i = fuerza normal interrebanada

X_i = fuerza cortante interrebanada

θ = ángulo constante de inclinación de las fuerzas interrebanadas

Condiciones de equilibrio satisfechas

Equilibrio de fuerzas horizontales

Equilibrio de fuerzas verticales

Equilibrio de momentos

Esto convierte al método de Spencer en uno de los **más precisos y confiables** dentro del análisis de estabilidad de taludes.

Método Generalizado de Equilibrio Límite (GLE / Morgenstern–Price)

El método GLE, desarrollado por Morgenstern y Price (1965), es una formulación general que permite satisfacer simultáneamente el equilibrio de fuerzas y de momentos, admitiendo una función arbitraria para describir la relación entre fuerzas interrebanadas.

Este método es considerado uno de los más completos y versátiles en el análisis de estabilidad de taludes.

Relación de fuerzas interrebanadas

$$\frac{X_i}{E_i} = \lambda f(x)$$

Donde:

X_i = fuerza cortante interrebanada

E_i = fuerza normal interrebanada

$f(x)$ = función arbitraria definida por el usuario

λ = factor de escala

Funciones comúnmente utilizadas:

Función constante

Función lineal

Función senoidal

Función parabólica

Ecuación general del factor de seguridad (GLE)

$$FS = \frac{\sum [c'l_i + (N_i - u_i l_i) \tan \phi']}{\sum T_i}$$

3.2.2.2. Factor de seguridad

En la casi generalidad de los métodos de equilibrio limite la seguridad de un determinado talud se cuantifica por medio del factor o coeficiente de seguridad (F.S). El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla (Das, 2012).

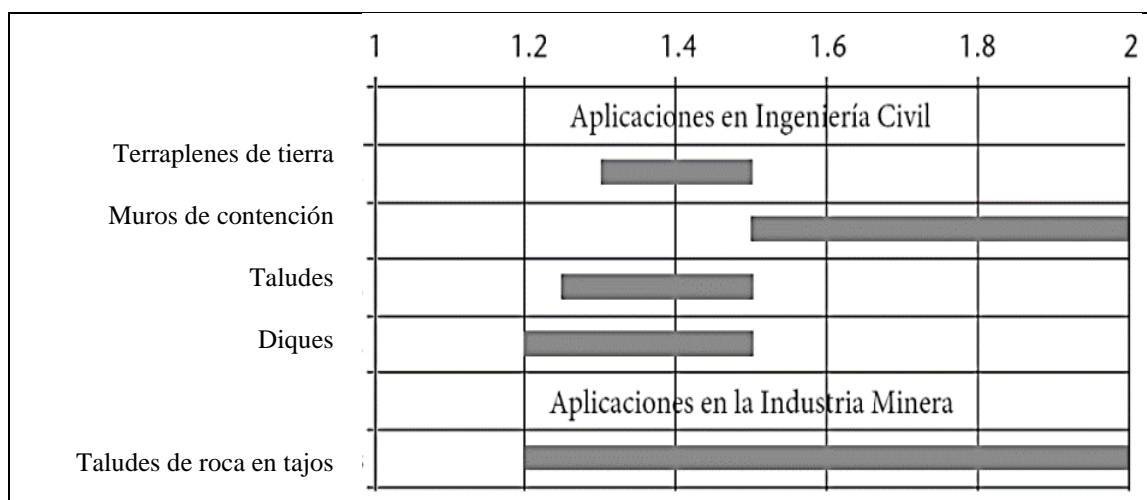
En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$FS = \frac{\sum \textit{Resistencia ala corte}}{\sum \textit{Esfuerzoal cortante}}$$

Pocos son los autores que han abordado la cuestión de los niveles de aceptación para los Factores de Seguridad sugeridos en los diseños de taludes. Los valores más usuales han sido determinados mediante observaciones y la aplicación de métodos de prueba y error en el terreno. Un ejemplo evidente de los valores aceptables para los Factores de Seguridad establecidos mediante estos enfoques se presenta en la siguiente.

Tabla 3

Ejemplos de factores de seguridad, según autores



Nota: (Read & Stacey, 2009), modificado de Priest & Brown, (1983).

En cuanto a los valores de los factores de seguridad típicos usados en la ingeniería civil de acuerdo a las normativas y que son aceptables en el Perú, se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 4

Coefficientes de seguridad a emplear en análisis de estabilidad de talud

NORMATIVA	TALUD TEMPORAL		TALUD PERMANENTE	
	ESTÁTICA	SÍSMICA	ESTÁTICA	SÍSMICA
AASHTO LRFD	1.33 - 1.53	1.1	1.33 - 1.53	1.1
NAVFAC-DM7	1.3 - 1.25	1.15 - 1.2	1.5	1.15 - 1.2
FHWA-NHI-11-032		1.1	-	1.1
RNE E.050			1.5	1.25

Nota: Revista CIVILIZATE N° 7, 2015, Dónde: LRFD = Load and Resistance Factor Desing.

El cuadro presentado resume los factores de seguridad mínimos recomendados o exigidos por diversas normativas nacionales e internacionales para el análisis de estabilidad

de taludes, diferenciando entre taludes temporales y permanentes, así como entre condiciones estáticas y sísmicas (pseudoe estáticas).

Norma AASHTO LRFD

La normativa AASHTO LRFD establece rangos de factores de seguridad que dependen del nivel de confiabilidad del proyecto y de la importancia de la estructura. Para taludes, se recomiendan valores comprendidos entre 1.33 y 1.53 en condiciones estáticas, tanto para taludes temporales como permanentes. En condiciones sísmicas, AASHTO adopta un factor de seguridad reducido de 1.10, reflejando el enfoque de diseño por estados límite y la consideración explícita de cargas sísmicas en el análisis.

Norma NAVFAC DM-7

El manual NAVFAC DM-7 presenta criterios diferenciados según la duración y función del talud. Para taludes temporales, se admiten factores de seguridad entre 1.25 y 1.30 en condiciones estáticas, mientras que para taludes permanentes se exige un valor mayor, típicamente $FS = 1.50$, garantizando un mayor margen de seguridad a largo plazo. En condiciones sísmicas, NAVFAC recomienda valores entre 1.15 y 1.20, aplicables tanto a taludes temporales como permanentes.

Norma FHWA-NHI-11-032

Las guías de la Federal Highway Administration (FHWA) están orientadas principalmente a taludes viales y obras de contención. En este documento se establece un factor de seguridad mínimo de 1.10 en condiciones sísmicas, tanto para taludes temporales como permanentes. Para condiciones estáticas, el FHWA no fija un valor único, dejando su definición a criterios de diseño específicos del proyecto y a normativas complementarias.

Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma E.050 (Perú)

La Norma Técnica E.050 – Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones establece valores normativos obligatorios en el ámbito nacional cuando las cimentaciones se ubican sobre taludes o en su proximidad. La norma exige un factor de seguridad mínimo de 1.50 en condiciones estáticas y 1.25 en condiciones sísmicas, aplicables a taludes permanentes. No se especifican valores para taludes temporales, por lo que estos deben evaluarse mediante normativas internacionales complementarias o criterios de ingeniería

a. Factor de seguridad estática

Es un concepto utilizado en ingeniería para evaluar la estabilidad de una estructura o un suelo frente a fuerzas externas y condiciones específicas. Representa la relación entre la carga máxima que puede soportar una estructura o suelo antes de que se produzca el colapso o la falla y la carga actual que está actuando sobre ella.

La fórmula general para el factor de seguridad estática (FS) es:

$$FS = \frac{\textit{Resistencia a la carga}}{\textit{Carga actuante}}$$

Un factor de seguridad estático mayor a 1 indica que la estructura o suelo tiene capacidad para soportar la carga actual sin fallar. Un factor de seguridad menor a 1 sugiere que la carga actuante es mayor que la capacidad de resistencia, lo que podría resultar en una condición insegura. El factor de seguridad estático se utiliza para la evaluación de taludes.

b. Factor de seguridad pseudoestática

En se utiliza en el ámbito de la ingeniería sísmica para evaluar la estabilidad de estructuras frente a las fuerzas sísmicas. Este factor de seguridad tiene en cuenta la resistencia del suelo y la masa de la estructura en condiciones sísmicas y se utiliza en el diseño de cimentaciones y estructuras para resistir eventos sísmicos.

La fórmula general para el factor de seguridad pseudoestática (FSp) en el contexto sísmico es:

$$FS = \frac{\textit{Resistencia sísmica del suelo}}{\textit{Fuerza sísmica actuante}}$$

El factor de seguridad pseudoestático proporciona una medida de la capacidad relativa de la estructura y el suelo para resistir las fuerzas sísmicas. Un factor de seguridad pseudoestático menor a 1 indica que la fuerza sísmica actuante podría superar la resistencia sísmica del suelo, lo que podría resultar en un comportamiento inseguro durante un sismo.

En **Slide (Rocscience)** el **análisis pseudoestático** se implementa incorporando **fuerzas inerciales equivalentes** (por sismo) dentro del equilibrio límite. En términos prácticos, Slide **no “simula” el movimiento**; convierte el efecto sísmico en una **aceleración constante** aplicada al macizo, que se traduce en una fuerza horizontal (y opcionalmente vertical) sobre cada rebanada.

Principio del método pseudoestático en Slide

Se asume un coeficiente sísmico:

k_h : coeficiente sísmico horizontal (adimensional)

k_v : coeficiente sísmico vertical (adimensional, opcional)

A partir de ello, para cada rebanada i :

Fuerza inercial horizontal:

$$F_{h,i} = k_h W_i$$

Fuerza inercial vertical (si se activa):

$$F_{v,i} = k_v W_i$$

donde:

W_i = peso de la rebanada (incluye peso unitario y geometría; puede incluir efectos de agua según configuración).

Estas fuerzas actúan como cargas adicionales y modifican el equilibrio y, por tanto, el Factor de Seguridad (FS).

c. Período de retorno

También denominado período de recurrencia) es un concepto fundamental en hidrología, hidráulica e ingeniería geotécnica, utilizado para describir la frecuencia estadística con la que se espera que ocurra un evento extremo, como lluvias intensas, caudales máximos, inundaciones o sismos.

El **período de retorno (T_r)** es el **intervalo de tiempo promedio** en el que un evento de igual o mayor magnitud que uno dado **puede ocurrir al menos una vez**.

Se expresa generalmente en **años**.

Un evento con período de retorno de 100 años **no significa** que ocurra una vez cada 100 años, sino que **tiene una probabilidad anual del 1 % de ser excedido**.

Definición matemática

La relación fundamental es:

$$T_r = \frac{1}{P}$$

donde:

T_r = período de retorno (años)

P = probabilidad anual de excedencia del evento

Probabilidad de excedencia

Si un evento tiene período de retorno T_r :

$$P = \frac{1}{T_r}$$

Probabilidad de ocurrencia en un periodo de diseño

La probabilidad de que un evento ocurra **al menos una vez** en un periodo de n años es:

$$P_n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n$$

Ejemplo:

Evento de 50 años en una vida útil de 30 años:

$$P_{30} = 1 - \left(1 - \frac{1}{50}\right)^{30} \approx 45\%$$

d. El coeficiente sísmico de diseño

Para un análisis pseudoestático de taludes (el k_h horizontal y, si corresponde, el k_v vertical) se obtiene a partir de la aceleración sísmica esperada del sitio (PGA o aceleración de diseño) y de un criterio de reducción (porque el pseudoestático no usa el PGA completo).

En términos prácticos, hay tres enfoques aceptados.

- a. Enfoque más usado (rápido y defendible): fracción del PGA

Paso 1. Obtener la aceleración de diseño del sitio

En Perú, se suele partir de la zonificación sísmica del RNE E.030 (o de un estudio de peligro sísmico específico si existe). En bibliografía peruana se reportan valores de PGA asociados a $TR \approx 500$ años por zona sísmica.

Paso 2. Convertir a coeficiente pseudoestático

Se adopta:

$$k_h = \alpha \frac{PGA}{g}$$

donde:

PGA = aceleración pico (en m/s^2 o como fracción de g)

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

α = factor de reducción pseudoestática (típico **0.3 a 0.6**, según tolerancia a deformaciones)

Un criterio muy usado en guías y literatura es:

$$k_h \approx 0.5 \frac{PGA}{g}$$

porque busca que el análisis pseudoestático no resulte excesivamente conservador para taludes con deformaciones tolerables.

Coficiente vertical

En taludes, frecuentemente:

$$k_v = 0 \text{ (conservador "práctico" y común), o}$$

$k_v = \pm 0.5 k_h$ cuando se quiere incluir componente vertical de forma simplificada (depende del criterio del proyecto).

e. Diseño De Pernos Y Anclajes Geotécnicos

Concepto y función de los pernos geotécnicos

Los pernos o anclajes geotécnicos son elementos estructurales de refuerzo diseñados para transmitir esfuerzos de tracción desde una masa de suelo o roca potencialmente inestable hacia un estrato competente. Su principio de funcionamiento se basa en la adherencia entre el acero, la lechada de cemento y el terreno circundante, permitiendo incrementar la estabilidad global del talud.

Estos elementos son ampliamente utilizados en:

Estabilización de taludes naturales y artificiales

Obras viales y mineras

Excavaciones profundas y sostenimiento de macizos rocosos

El diseño de anclajes se rige principalmente por las recomendaciones de la Federal Highway Administration (FHWA), el Eurocódigo 7 (EN 1997-1) y la BS 8081, considerando criterios de seguridad estructural y geotécnica.

a. Carga nominal y carga de diseño del anclaje

La carga nominal del anclaje (P_n) corresponde a la fuerza axial requerida para garantizar la estabilidad del talud, la cual se obtiene generalmente a partir de análisis de equilibrio límite mediante software especializado.

Para el diseño estructural del anclaje, la carga nominal debe ser mayorada mediante un coeficiente de seguridad, obteniéndose la carga de diseño del anclaje:

$$P_{Nd} = F_1 \cdot P_n$$

Donde:

P_{Nd} es la carga nominal mayorada del anclaje

P_n es la carga nominal del anclaje

F_1 es el factor de mayoración de carga

Este enfoque permite considerar condiciones desfavorables de carga y estados límite últimos.

b. Resistencia del acero del anclaje

El acero del anclaje debe verificarse frente a los estados límite de rotura y fluencia, asegurando que la sección resistente sea suficiente para soportar la carga de diseño.

Verificación por resistencia última

$$A_t \geq \frac{P_{Nd}}{f_{pk}/F_p}$$

Verificación por límite elástico

$$A_t \geq \frac{P_{Nd}}{f_{yk}/F_y}$$

Donde:

A_t es el área total de acero del anclaje

f_{pk} es la resistencia última del acero

f_{yk} es el límite elástico del acero

F_p , F_y son factores parciales de seguridad

El área de diseño adoptada corresponde al valor más desfavorable obtenido de ambas verificaciones.

c. Diámetro equivalente del acero

Para fines geométricos y de verificación constructiva, el área total de acero puede expresarse como un diámetro equivalente, considerando una sección circular:

$$D = \sqrt{\frac{4A_t}{\pi}}$$

Este diámetro permite evaluar la compatibilidad del anclaje con los diámetros de perforación y sistemas constructivos disponibles.

d. Adherencia acero–lechada

La transmisión de carga entre el acero y la lechada de cemento se produce mediante esfuerzos de corte en la interfaz, los cuales deben ser verificados para evitar el deslizamiento relativo.

El esfuerzo cortante límite acero–lechada se define como:

$$\tau_{lim} = 6.9 \left(\frac{f_{ck}}{22.5} \right)^{2/3}$$

Donde:

τ_{lim} es el esfuerzo cortante límite

f_{ck} es la resistencia característica a compresión del concreto

El perímetro equivalente del acero se expresa como:

$$P_t = 2\sqrt{\pi A_t}$$

La longitud mínima de adherencia acero–lechada debe cumplir:

$$L_b \geq \frac{1.2 \cdot P_{Nd}}{\tau_{lim} \cdot P_t}$$

e. Esfuerzo normal efectivo sobre el bulbo

El esfuerzo normal efectivo actuante sobre el bulbo del anclaje es un parámetro fundamental para evaluar la resistencia por adherencia suelo–bulbo. Se calcula mediante:

$$\sigma' = \gamma \cdot z + \frac{1}{3} p_{iny}$$

Donde:

γ es el peso unitario del terreno

z es la profundidad media del bulbo

p_{iny} es la presión de inyección

f. Adherencia admisible suelo–bulbo

La resistencia por adherencia entre el bulbo del anclaje y el terreno se define mediante un criterio tipo Mohr–Coulomb, considerando factores parciales de seguridad:

$$\alpha_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \frac{\sigma'}{F_{2\phi}} \tan \phi'$$

Donde:

c' es la cohesión efectiva del terreno

ϕ' es el ángulo de fricción efectiva

F_{2c} , $F_{2\phi}$ son factores parciales

g. Verificación frente a arrancamiento del anclaje

Para evitar la falla por arrancamiento, la longitud del bulbo del anclaje debe satisfacer la siguiente condición:

$$L_b \geq \frac{P_{Nd}}{\pi \cdot D_n \cdot a_{adm}}$$

Donde:

D_n es el diámetro nominal del bulbo

a_{adm} es la adherencia admisible suelo–bulbo

h. . Criterio general de diseño

El diseño de pernos y anclajes geotécnicos se considera adecuado cuando se cumplen simultáneamente los siguientes criterios:

Resistencia estructural del acero

Adherencia acero–lechada

Adherencia suelo–bulbo

Verificación frente a arrancamiento

Compatibilidad con la estabilidad global del talud

3.2.3. Rutas nacionales

La Red Vial Nacional es un proyecto que involucra estudios, obras, mantenimiento de las carreteras y está a cargo del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) y de Provías Nacional.

Esta red actualmente tiene una longitud de 25,530 km de carreteras construidas y en proyecto. Está conformada por 120 rutas distribuidas en:

- Ejes longitudinales.
- Ejes transversales.

- Variantes y ramales.

3.2.4. Mapa de calor y plano de falla en slide 6

El **mapa de calor (Heat Map)** es una herramienta gráfica de postprocesamiento utilizada en el software **Slide** para representar de manera espacial la **variación de una magnitud geotécnica** dentro del modelo analizado. En el análisis de estabilidad de taludes, el mapa de calor permite visualizar la **distribución del factor de seguridad (FS)** u otros parámetros relevantes, facilitando la identificación de zonas críticas y superficies potenciales de falla.

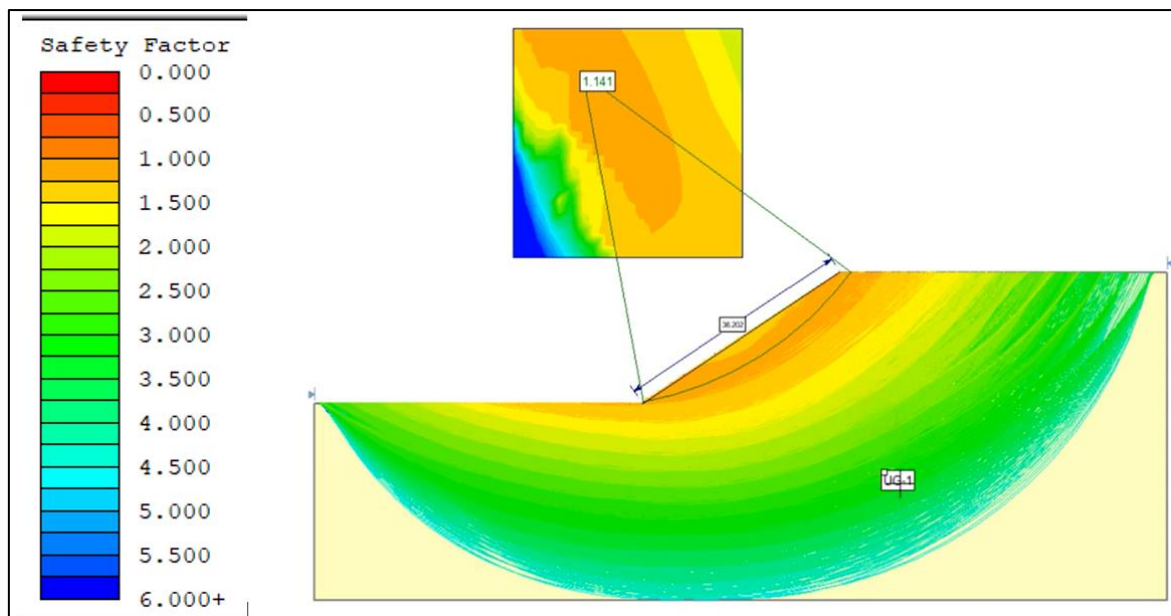
El **plano de falla** (o superficie crítica de deslizamiento) representa geoméricamente la trayectoria a lo largo de la cual el talud presenta la **menor resistencia relativa**, es decir, donde el factor de seguridad alcanza su **valor mínimo**.

Desde el punto de vista teórico, la superficie de falla se define como el conjunto de puntos que satisfacen la condición de equilibrio límite:

A diferencia de los métodos tradicionales que presentan únicamente el valor mínimo del factor de seguridad, el mapa de calor ofrece una **visión global del comportamiento del talud**, mostrando cómo varía la estabilidad en diferentes regiones del macizo.

Figura 8

Ilustración del mapa de calor y el plano de falla en Slide 6.



La imagen corresponde a un mapa de calor del factor de seguridad (Safety Factor – FS) obtenido mediante el software Slide, como resultado del análisis de estabilidad de un talud utilizando métodos de equilibrio límite. Este tipo de representación gráfica permite evaluar de manera integral el comportamiento del talud frente a posibles mecanismos de falla.

Mapa de calor del factor de seguridad

El mapa de calor representa la distribución espacial del factor de seguridad dentro del dominio analizado. Cada color indica un rango específico de valores de FS, conforme a la escala cromática mostrada en el margen izquierdo de la imagen:

Colores rojos y naranjas: zonas con valores bajos de factor de seguridad (FS < 1.0 – 1.2), asociadas a condiciones de inestabilidad o estabilidad marginal.

Colores amarillos y verdes claros: zonas con valores intermedios de FS, que indican estabilidad condicionada, dependiendo de la normatividad de la zona de estudio.

Colores verdes oscuros y azules: regiones con valores elevados de FS ($FS > 2.0$), correspondientes a zonas estables del macizo.

Desde el punto de vista teórico, este mapa se construye a partir de la evaluación de múltiples superficies potenciales de falla, para cada una de las cuales se calcula el factor de seguridad como la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas desestabilizantes. La interpolación de estos resultados genera una visión continua del nivel de estabilidad del talud.

Superficies potenciales de falla y superficie crítica

En la parte inferior de la imagen se observa un conjunto de superficies de falla evaluadas, representadas por curvas concéntricas. Estas superficies corresponden a los posibles mecanismos de deslizamiento analizados por el método de equilibrio límite seleccionado (por ejemplo, Bishop, Spencer o GLE/Morgenstern–Price).

Entre todas las superficies analizadas, el software identifica aquella que presenta el menor factor de seguridad, denominada superficie crítica de falla. Esta superficie define el mecanismo de inestabilidad más desfavorable del talud y controla la evaluación global de seguridad.

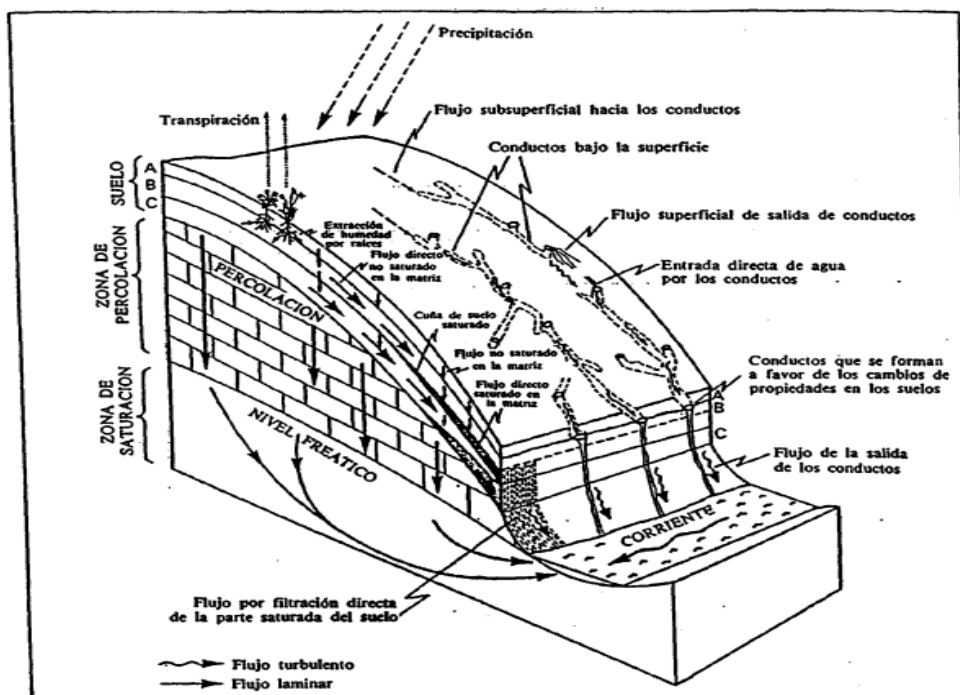
El valor numérico mostrado sobre el plano de falla (por ejemplo, $FS \approx 1.141$) representa el factor de seguridad mínimo, obtenido para la superficie crítica, y constituye el principal indicador para juzgar la estabilidad del talud bajo las condiciones analizadas.

f. Flujo de agua:

El agua que cae sobre un talud puede infiltrarse, o bien escurrir sobre su superficie (escorrentía superficial). La diferencia está relacionada con la presencia y forma de los intersticios de los materiales más que con las características litológicas, siendo el flujo semejante en el caso de que una roca y un suelo tengan semejantes características hidráulicas (Intituto Geologia y Minero de España, 1986).

El movimiento del agua puede ocurrir a través de poros, pequeñas fisuras, grietas o juntas en el terreno. Cuando el flujo de agua subterránea ocurre en suelos o rocas blandas, puede surgir el fenómeno de piping o erosión interna del terreno. Este proceso implica la infiltración del agua de escorrentía superficial en los primeros decímetros del terreno, formando canales subterráneos que, en ciertos casos, provocan el colapso de la capa superior, generando corrientes superficiales que intensifican el proceso erosivo. Aunque generalmente los hundimientos resultantes no son significativos en términos de magnitud, representan un proceso erosivo relevante en materiales blandos.

El flujo a través de la roca o suelo, en direcciones vertical y lateral, ocurre en condiciones de saturación y responde a una diferencia de potencial hidráulico entre dos puntos. Si la presión intersticial en un punto es mayor que la atmosférica, el terreno está saturado y ese punto se encuentra bajo el nivel freático. En situaciones de lluvias intensas, el agua percola hacia abajo, aumentando el contenido de humedad del suelo. Sin embargo, el suelo no se satura ni se produce un flujo lateral apreciable, a menos que la cantidad de agua exceda la capacidad de infiltración o capacidad de campo del terreno. Este fenómeno se ilustra en la siguiente imagen.

Figura 9*Flujo del agua en un talud*

Nota: Manual de taludes – aspectos hidrogeológicos.

3.3. Definición de términos

Análisis de estabilidad de taludes: Proceso en el que se evalúan cuantitativamente la interacción entre las fuerzas estabilizantes o resistentes y las fuerzas desestabilizantes o movilizantes que actúan sobre un talud (Ministerio de Vivienda y Construcción, 2012).

Talud: Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda que el talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coinciden los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable (Matteis, 2003).

Precipitación: Es cualquier agua meteórica recogida sobre la superficie terrestre. Esto incluye básicamente: lluvia, nieve y granizo (Sanchez, 2022).

Agua de escorrentía: porción del agua de precipitación que corre libremente sobre la superficie del terreno, o en la parte superior del suelo, hasta llegar a los cauces de las corrientes (Hoyos, 2001).

Agua de infiltración: porción del agua de precipitación que fluye en el suelo hacia la zona de saturación (Hoyos, 2001).

Coefficiente de sismicidad: Es un parámetro utilizado en ingeniería para cuantificar la amenaza sísmica de una región específica. Representa la relación entre la aceleración sísmica máxima en un lugar y la aceleración debida a la gravedad en condiciones estáticas. En otras palabras, es un factor que se utiliza para estimar la fuerza de los movimientos sísmicos en una ubicación particular en relación con la aceleración de la gravedad.

Infiltración: La infiltración es un proceso complejo que depende de las propiedades físicas e hidráulicas del suelo, como el contenido de humedad, de la cantidad de agua que ha recibido en el pasado, de los cambios estructurales en las capas de suelo y de cuánto aire se encuentra atrapado en el suelo (Walker, 1989).

Densidad: Masa de un cuerpo o de un material por unidad de volumen. Relación numérica entre la masa, y el volumen de un cuerpo (Hoyos, 2001).

Granulometría: Determinación de las cantidades relativas de partículas en un material granular que se encuentran dentro de rangos definidos de diámetro, mediante su separación sobre tamices de distintos tamaños de abertura, o por otros procesos adecuados para el efecto como la sedimentación o el examen por medios ópticos (Hoyos, 2001).

Cohesión: Es una característica propia de los materiales que presentan resistencia al corte bajo un esfuerzo normal nulo. Es una componente de la resistencia al corte del suelo dada por el término (c) en la ecuación de Coulomb (Hoyos, 2001).

Deslizamiento: Término genérico que comprende una amplia variedad de procesos de erosión en masa que incluye el transporte pendiente abajo de masas de suelo y de roca. Normalmente el material removido se desplaza a lo largo de una superficie o de una zona restringida de cizalladura, y es precedido, acompañado y seguido de una deformación perceptible a lo largo de la superficie de deslizamiento y en el interior de la masa de suelo afectado por estos procesos (Hoyos, 2001).

Erosión: Conjunto de procesos en los que los materiales de la corteza terrestre son removidos y transportados de un lugar a otro, por agentes naturales o antrópicos (Hoyos, 2001).

Ángulo de fricción: Ángulo entre el eje de esfuerzos normales y la tangente a la envolvente de Mohr en un punto que representa una condición dada de esfuerzo de ruptura de un material sólido. El ángulo de fricción interna de un suelo corresponde al ángulo cuya tangente es el coeficiente promedio de fricción entre las partículas de un suelo (Hoyos, 2001). Este valor angular es valioso en el cálculo de los factores de seguridad relacionados con la estabilidad de taludes, y se denota como (ϕ).

Flujo de agua: Movimiento del agua a través de un medio, como suelo, rocas. se puede decir que existen dos tipos de flujo de agua: el laminar, donde las partículas de agua se mueven con trayectorias paralelas entre sí, y el turbulento, donde la trayectoria de las partículas se mueve en forma irregular y se cruzan (Flores, 2000).

Factor de seguridad: Una definición del factor de seguridad contra la falla de un talud, es la del valor resultante de dividir la resistencia al corte disponible del suelo, a lo largo de

una superficie crítica de deslizamiento, por la resistencia al corte requerido para mantener el equilibrio (Bishop, 1955) (Escobar & Duque, 2017).

Mecanismo de falla de un talud. (Medina, 2020), señala que: La falla de un talud excavado en una masa rocosa, ocurre generalmente a lo largo de un plano de debilidad siguiendo rasgos estructurales definidos como discontinuidades.

IV. Metodología

4.1. Tipo y nivel de investigación

4.1.1. Tipo de investigación

La población de El tipo de investigación será de tipo aplicada, ya que se aplicará conocimientos teóricos a situaciones específicas teniendo en cuenta que aportará significativamente estrategias de soluciones a problemas reales e identificables.

Vargas (2009) menciona que la investigación aplicada, entendida como la utilización de los conocimientos en la práctica, para aplicarlos en provecho de los grupos que participan en esos procesos y en la sociedad en general

4.1.2. Nivel o alcance de investigación

El nivel de la investigación será Descriptivo – Explicativo, debido a que se recogerá información de los fenómenos las características y como se manifiestan, se analizará la relación que existe entre las variables según el valor que se les dé en un contexto particular y se explicará las causas de los eventos, como ocurre un fenómeno y porque se relacionan las variables.

El Según, Hernández (2014) considera que el nivel descriptivo es definir las cualidades del objeto de investigación como se manifiestan y los sucesos más importantes, también se refiere al nivel explicativo como el análisis de dos o más variables como se relacionan y explicar cómo y por qué ocurre un fenómeno.

4.1.3. Método de investigación

Según (Alan & Cortez, 2018), expresan que: La investigación cuantitativa es una forma estructurada de recopilar y analizar datos obtenidos de distintas fuentes, lo que implica el uso de herramientas informáticas, estadísticas, y matemáticas para obtener resultados. Es

concluyente en su propósito ya que trata de cuantificar el problema y entender qué tan generalizado está mediante la búsqueda de resultados proyectables a una población mayor.

4.1.4. Diseño de investigación

La investigación se clasifica como diseño No Experimental. En esta investigación no se manipulará las variables, no se introducirán cambios o tratamientos.

Según, Arias (2021) considera no hay estímulos o condiciones experimentales a las que se sometan las variables de estudio, los sujetos del estudio son evaluados en su contexto natural sin alterar ninguna situación; así mismo, no se manipulan las variables de estudio.

	<p>comportamiento mecánico de rocas y suelos que conforman el talud, además de la resistencia y deformabilidad de los materiales). (Chavez, 2019)</p>		<p>D3. Factores geotécnicos</p> <p>I1. Capacidad portante kN/m² o kPa</p> <p>I2. Infiltración m/s (metros por segundo)</p> <p>I3. Permeabilidad cm/s o m/s</p> <p>I4. Densidad natural g/cm³ o kg/m³</p> <p>I5. Peso específico (γ) kN/m³</p> <p>I6. Granulometría % (porcentaje que pasa por tamices)</p> <p>I7. Cohesión (c) kPa o kN/m²</p> <p>I8. Ángulo de fricción interna (ϕ) ° (grados)</p> <p>I9. Sismicidad adimensional (no tiene unidad)</p> <p>I10. Diaclasamiento (RQD) % (porcentaje)</p> <p>I11. Discontinuidades (Jv) fracturas/m³ (número de discontinuidades por metro cúbico)</p> <p>I12. Buzamiento (β) ° (grados)</p> <p>I13. Rumbo (α) ° (grados)</p>	
--	---	--	---	--

<p>V2.</p> <p>Variable Dependiente:</p> <p>Estabilidad de talud</p>	<p>El estudio científico de taludes de tierra y roca tiene aplicaciones que varían desde problemas de geomorfología pura, hasta la predicción de estabilidad de taludes para propósitos de ingeniería civil y el diseño de medidas correctivas donde un deslizamiento ha destruido o amenaza vidas humanas, propiedades o medios de comunicación (Skempton & Hutchinson, 1969).</p>	<p>Se llevará a cabo la evaluación y medición de la variable a través de una dimensión, la cual es el Factor de seguridad.</p>	<p>D1. Factor de seguridad</p>	<p>I1. Flujo de agua m³/s (metros cúbicos por segundo)</p> <p>I2. Factor de seguridad estático (Fs) adimensional (sin unidad)</p> <p>I3. Factor de seguridad pseudoestático (Fs) adimensional (sin unidad)</p>	<p>De razón</p>
---	---	--	--------------------------------	---	-----------------

4.2. Ámbito temporal y espacial

4.2.1. Temporal

La averiguación que se utiliza en esta investigación es desarrollada y derivada por medio de trabajos de laboratorio y campo durante el año 2024

4.2.2. Espacial

La zona en el que se desarrollará la investigación y se aplicarán los instrumentos de investigación será en la ruta nacional PE-3SF sector Alfergaspata, Cotabambas - Cotabambas – Apurímac.

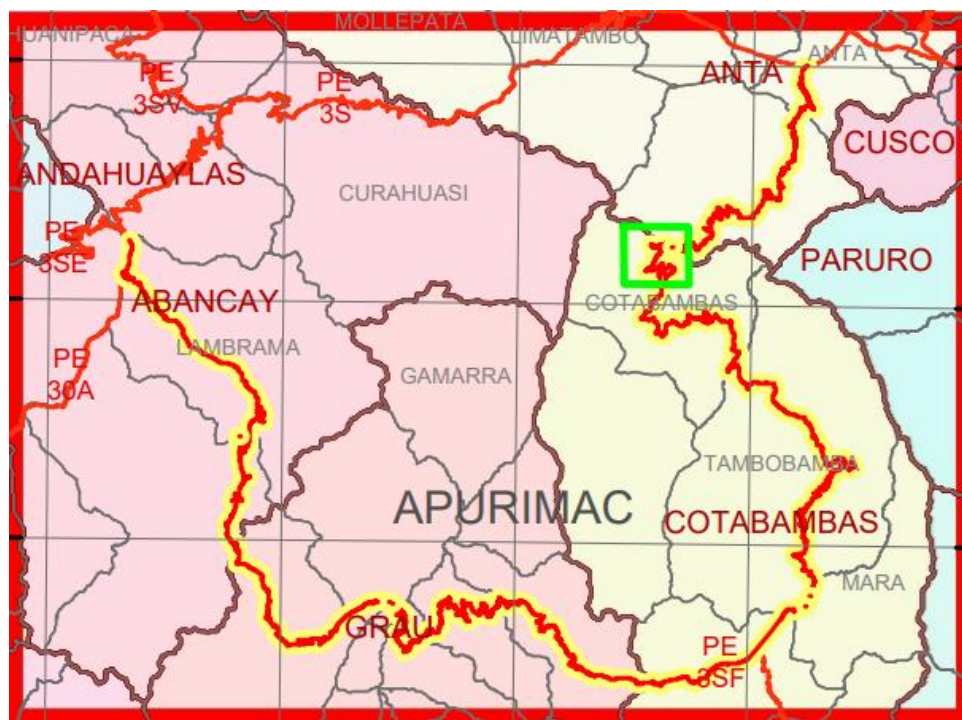
4.3. Población y muestra

4.3.1. Población

La población de estudio está constituida por los taludes ubicados en la ruta nacional PE-3S F entre las progresivas 340+000 y 345+000, en el distrito de Cotabambas, provincia de Cotabambas, región Apurímac. Esta sección de la vía presenta características geomorfológicas y geotécnicas propias de zonas altoandinas, donde las pendientes pronunciadas, la presencia de suelos residuales y la acción de factores hidrometeorológicos incrementan la susceptibilidad a procesos de inestabilidad. Tal comportamiento es consistente con lo señalado por Matteis (2003), quien indica que los taludes en regiones montañosas presentan variaciones significativas en su estabilidad debido a la interacción entre su geometría, litología, fracturamiento y condiciones de saturación.

Figura 10

Grafica de la representación Ruta nacional PE-3S F e



Nota: MTC Perú

En el mapa se identifican claramente los límites del **departamento de Apurímac**, así como las provincias colindantes, entre ellas **Abancay, Andahuaylas, Anta, Paruro y Cusco**. La provincia de **Cotabambas** se encuentra resaltada, evidenciando su posición estratégica en la zona centro-oriental del departamento.

Asimismo, se distinguen distritos importantes como **Tambobamba, Mara y Coyllurqui**, lo que facilita la referencia espacial del área específica donde se desarrolla el estudio.

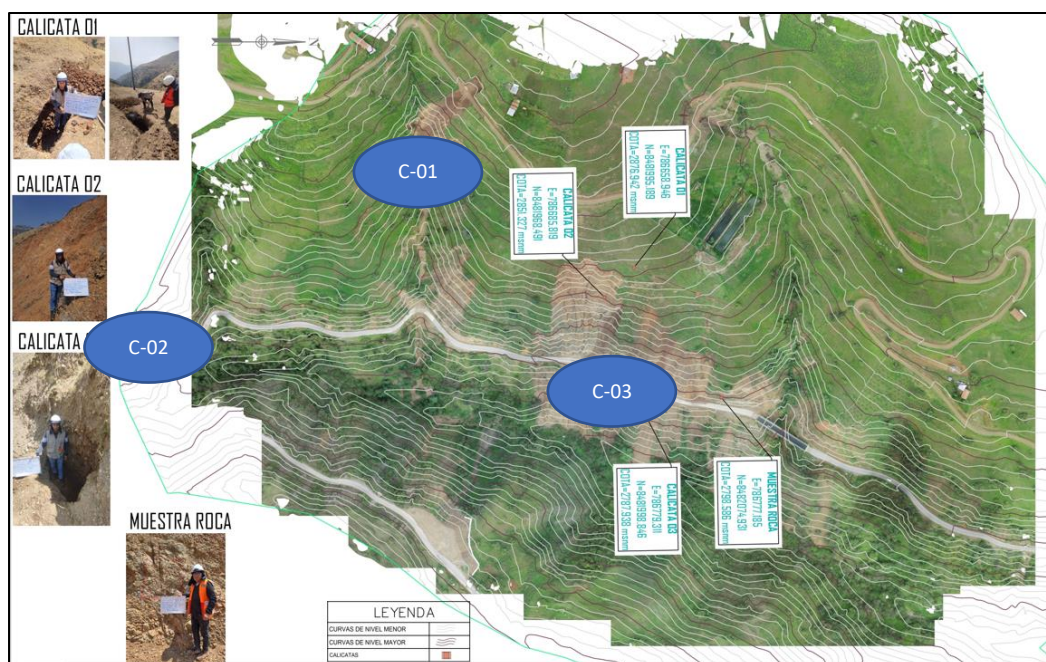
4.3.2. Muestra

La muestra está conformada por el talud ubicado en el sector Alfergaspata, correspondiente al tramo comprendido entre las progresivas 340+400 km y 340+900 km,

con una longitud aproximada de 500 metros. Este sector fue seleccionado por presentar evidencias de inestabilidad activa y potencial, tales como erosión superficial, desprendimiento de material y zonas con variación significativa de parámetros geotécnicos. La elección de unidades representativas para el análisis es acorde con lo señalado por el Geotechnical Engineering Office (1984), que recomienda seleccionar taludes críticos que evidencien condiciones desfavorables para evaluar de manera más precisa los factores que afectan su estabilidad.

Muestreo

El muestreo se realizará a criterio del especialista, seleccionando puntos representativos del comportamiento geotécnico del talud, como se recomienda en estudios aplicados de estabilidad de laderas. Este tipo de muestreo no probabilístico por conveniencia es común en investigaciones geotécnicas donde la heterogeneidad del terreno exige priorizar zonas críticas o con mayores indicios de falla. Hernández, Fernández y Baptista (2006) señalan que el muestreo por conveniencia es apropiado cuando la información se obtiene de áreas específicas seleccionadas por su relevancia dentro del fenómeno estudiado, como ocurre en taludes con alto potencial de deslizamiento.

Figura 11*Ubicación de calicatas en la zona de estudio***Tabla 5***Ubicación de calicatas en la zona de estudio*

Ubicación de calicatas				
ID	Ubicación			Observación
	E	N	Z	
C-01	786659.82 m	8481985.19 m	3082.00 m	-
C-02	786699.20 m	8481916.97 m	3053.00 m	-
C-03	786743.84 m	8482020.91 m	3030.00 m	-

4.4. Instrumentos

Según Lund. En su artículo "Validity of Cluster Analysis in Programmatic Research: A Review of the Literature" (2021), Lund discute la idea de que la validación repetida de instrumentos en diferentes estudios puede ser innecesaria en ciertos casos. Argumenta que la validación exhaustiva puede ser un desperdicio de recursos cuando un instrumento ha sido ampliamente utilizado y validado en múltiples contextos y poblaciones. Lund sugiere que, en lugar de repetir la validación de instrumentos bien establecidos, los investigadores deberían centrarse en la aplicación efectiva de estos instrumentos en sus propios estudios, asegurándose de comprender adecuadamente su utilidad y limitaciones en el contexto específico de investigación.

La instrumentación necesaria a emplear en la investigación serán los siguientes.

En la presente investigación se usarán instrumentos mecánicos y documentales.

Tabla 6*Instrumentos de recolección de datos*

Instrumentos de recolección de datos		
VARIABLE	DIMENSIÓN	Instrumentos
VARIABLE INDEPENDIENTE Factores determinantes.	Factores geométricos	Ficha de recolección de datos
		Ficha levantamiento topográfico con drone
		Drone
		Gps
	Factores hidrogeológicos	Distanciómetro
		Computadora con procesador I5 a mas
		Ficha de recolección de datos
		Registro de calicata (ASTM D 2488)
	Factores geotécnicos	Computadora con procesador I5 a mas
		Ficha de recolección de datos
		Registro de calicata (ASTM D 2488)
		Pico, Lampa y Barreta
Bolsas de polietileno con cierre hermético		
GPS de mano		
Cámara Digital		
Distanciómetro		
VARIABLE DEPENDIENTE Estabilidad de taludes.	Factor de seguridad	Instrumentos de laboratorio de suelos
		Computadora con procesador I5 a mas
		Ficha de recolección de datos
Estabilidad de taludes.	Factor de seguridad	Cuadro resumen de ensayos standar y especiales
		Computadora con procesador I5 a mas

4.5. Procedimientos

Para el presente estudio se emplearán dos técnicas principales de recolección de datos: la **Observación Directa** Y El **Análisis Documental**, las cuales permiten obtener información tanto de campo como de gabinete, garantizando la validez y fiabilidad de los resultados.

La **observación directa** se aplicará con el propósito de recopilar datos a partir del reconocimiento y análisis in situ de las condiciones geológicas, geomorfológicas y geotécnicas del área de estudio. Esta técnica permite al investigador identificar de manera empírica las características físicas del terreno, realizar mediciones y recolectar muestras representativas para su posterior evaluación en laboratorio. Según Tamayo (2007), la observación directa es el proceso mediante el cual el investigador obtiene información al presenciar los hechos tal como ocurren, recopilando datos a través de su propia percepción y registro sistemático.

Por otro lado, se empleará la técnica de **Análisis Documental**, con el fin de examinar e interpretar la información secundaria proveniente de informes técnicos, resultados de ensayos de laboratorio, mapas geológicos y registros institucionales relacionados con el estudio. De acuerdo con Hernández, Fernández y Baptista (2006), esta técnica consiste en la revisión y análisis de documentos escritos que contienen datos o evidencias sobre los fenómenos investigados, permitiendo sustentar los hallazgos empíricos y contrastar los resultados obtenidos en campo.

Ambas técnicas se complementan entre sí, ya que la **Observación Directa** proporciona los datos primarios necesarios para el análisis geotécnico, mientras que el **Análisis Documental** contribuye a contextualizar, comparar y validar los resultados dentro del marco teórico y técnico de la investigación.

En el siguiente cuadro se indican las técnicas usadas para la recolección de datos.

Tabla 7

Técnicas de recolección de datos

Técnicas de recolección de datos		
VARIABLE	DIMENSIÓN	Técnica
VARIABLE INDEPENDIENTE	Factores geométricos	Observación directa
Factores determinantes.	Factores hidrogeológicos	Análisis documental
	Factores geotécnicos	Observación directa
		Análisis documental
VARIABLE DEPENDIENTE	Factor de seguridad	Análisis documental
Estabilidad de taludes.		Observación Directa

En concordancia a las técnicas usadas se seguirá el siguiente procedimiento.

- a. En primer lugar, para los factores geométricos se llevará a cabo un levantamiento topográfico para identificar y ubicar posibles taludes inestables, determinar la geometría y pendiente, estos datos serán procesados en gabinete.
- b. Posterior para los factores geológicos – geotécnicos se realizará una campaña de muestreo de suelos que comprenderá como mínimo 03 muestras representativas de los taludes con potencial inestable. Para la obtención de datos de las muestras obtenidas en las calicatas, se llevarán a laboratorios con

equipos calibrados y que cuenten con su certificación. Los ensayos en laboratorio, los cuales serán los siguientes.

- Contenido de Humedad (ASTM D2216 - 98)
- Análisis Granulométrico (ASTM D422- 63)
- Límites de Atterberg (ASTM D4318- 98)
- Clasificación SUCS (ASTM D2487- 98)
- Gravedad Especifica (ASTM D854- 98)
- Proctor Estándar (ASTM D698 - 98)

Y ensayos especiales (según corresponda) tales como:

- Permeabilidad (ASTM D-2434);
 - Corte Triaxial UU; ABA.
- c. Los datos para los factores hidrogeológicos serán recopilados del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), cuya información comprenderá la precipitación, temperatura, radiación, humedad y velocidad del viento, estos datos tendrán que ser cercanas de tal forma que triangulen a la zona de estudio.

Para finalizar se realizará el procesamiento de información en gabinete utilizando los softwares Hidroesta y Excel.

- d. Para el factor de seguridad se revisará la información documentada de los factores determinantes los cuales serán procesados mediante el software Slide y obteniéndose la estabilidad estática y pseudo estática

4.6. Análisis de datos

El análisis de datos o procesamiento estadístico se realizará mediante softwares especializados considerando que la escala de medición es razón se considera un análisis paramétrico de datos cuantitativos.

Para los factores geométricos se usará el software Agisoft Metashape y civil 3d y el que nos permitirá determinar cómo es la geometría del talud obteniendo los parámetros geométricos, en el proceso se emplearán técnicas de corrección de distorsiones para analizar y eliminar las deformaciones presentes en los datos. Se utilizarán algoritmos de correlación de imágenes estéreo para identificar relaciones entre puntos en las imágenes, facilitando así la reconstrucción precisa de la geometría tridimensional. Además, se aplicarán métodos de fusión de datos para combinar de manera coherente y robusta la información.

Así mismo para los factores hidrogeológicos se utilizará el software hidrosta y Excel que nos permitirá determinar la caracterización hidrológica, en ese sentido se apoya en la estadística descriptiva e inferencial utilizando, población, muestra, distribución de datos, función de densidad y función de distribución, distribuciones simétricas y asimétricas, media y desviación estándar, cálculo de la desviación estándar, coeficiente de variación, curvas de probabilidad utilizando puntuaciones estandarizados, cálculo de probabilidades con la ley de Gauss, Ley de Gauss: probabilidad de que Z sea mayor o igual a.

También para los factores geológicos – geotécnicos, serán procesados con el programa Excel. Uno de los objetivos de la estadística inferencial será estimar parámetros, lo que implica definir valores representativos de la población en estudio a partir de una muestra. Se partirá del supuesto de que el comportamiento de un fenómeno aleatorio está regido por uno o varios parámetros que se consideran constantes y desconocidos. En algunos casos, se buscará proyectar el valor de la media poblacional (μ) a partir de las medias

muestrales (\bar{x}). Este proceso de encontrar parámetros poblacionales a partir de una muestra se llevará a cabo utilizando métodos estadísticos paramétricos. Será condición obligatoria para su correcta aplicación que los datos cumplan con la condición de tener un comportamiento normal desde el punto de vista estadístico, lo que asegurará que la desviación estándar muestral (s) tenga un valor cercano al de la desviación estándar poblacional (σ). En esta investigación, se empleará el método estadístico paramétrico de Intervalos de Confianza.

Y para finalizar factor de seguridad se utilizará el Slide que permitirá apreciar como el estudio los factores determinantes guardan relación con la estabilidad del talud, Slide es una aplicación informática especializada en analizar la estabilidad de taludes en dos dimensiones, empleando métodos de equilibrio límite para realizar los cálculos pertinentes. Además de esto, cuenta con funcionalidades para llevar a cabo análisis de agua subterránea mediante elementos finitos en estado estacionario. Asimismo, integra capacidades avanzadas para efectuar análisis de sensibilidad, probabilísticos, no probabilísticos y retrospectivos.

El software facilitará el análisis y la comparación de las características de las variables, sus indicadores y los resultados obtenidos, lo que llevará a la formulación de conclusiones. Por lo tanto, la investigación será considerada confiable y los resultados serán técnicamente sólidos, ya que el diseño se llevará a cabo utilizando dos métodos dentro de un software de confianza.

En el siguiente cuadro se detalla los métodos estadísticos que se utilizarán en la investigación.

Tabla 8*Procedimiento estadístico para la investigación*

Procedimiento estadístico para la investigación		
VARIABLE	DIMENSIÓN	Procedimiento estadístico
VARIABLE INDEPENDIENTE Factores determinantes	Factores geométricos	Estadística descriptiva
		Estadística Inferencial
		Análisis paramétrico – t de student
	Factores hidrogeológicos	Estadística descriptiva
		Estadística Inferencial
		Análisis paramétrico – t de student
Factores geotécnicos	Estadística Inferencial	
	Análisis paramétrico – t de student	
VARIABLE DEPENDIENTE Estabilidad de taludes	Factor de seguridad	Estadística Inferencial Análisis paramétrico Determinístico y probabilístico – t de student

4.7. Consideraciones éticas

La investigación se llevará a cabo con honestidad y transparencia, evitando el plagio, la falsificación de datos y cualquier otra forma de mala conducta científica.

En todas las etapas de la investigación no se permitirá cualquier conflicto de interés que pueda influir en los resultados o interpretaciones de la investigación.

En la investigación, el investigador se relacionará con las partes interesadas manteniendo el respeto y considerando la jerarquía de responsabilidades y rendición de cuentas. Se buscará maximizar los beneficios y minimizar los posibles riesgos y daños tanto para las personas como para el medio ambiente, respetando los derechos y la dignidad de todos los involucrados.

V. Resultados y discusión

5.1. Resultados

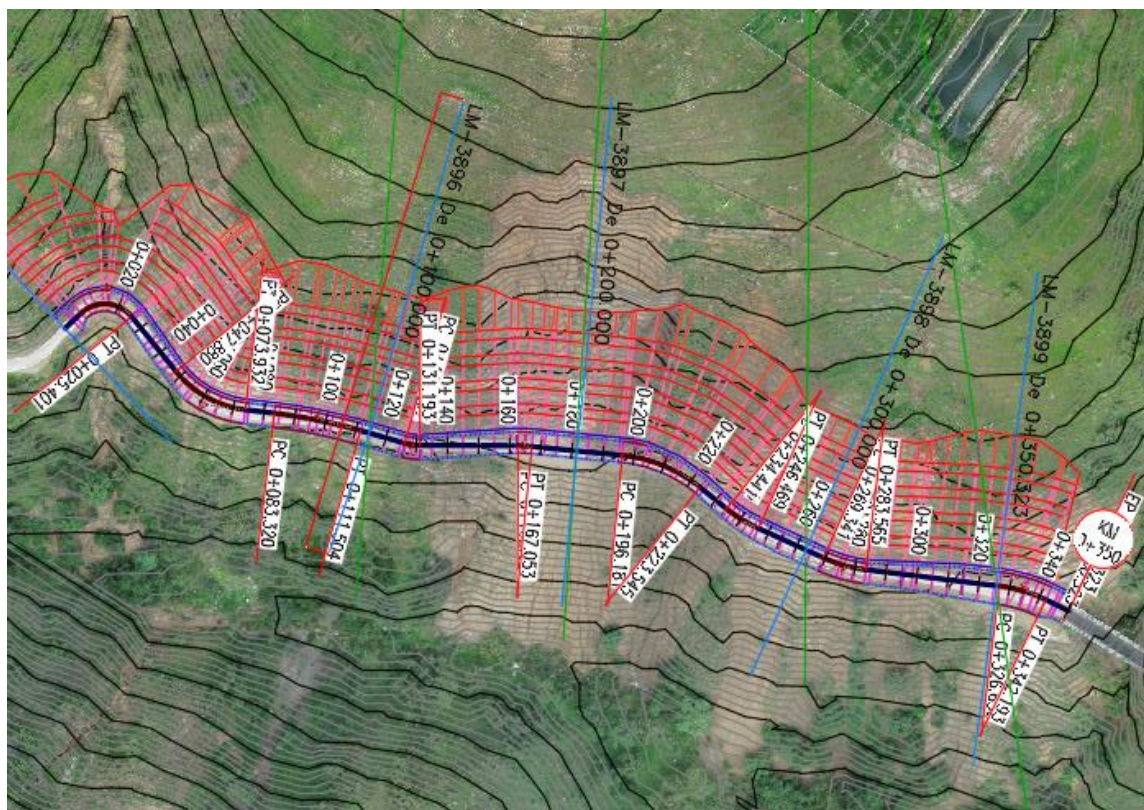
5.1.1. Resultados del análisis geométrico del talud

Se evaluaron los parámetros geométricos del talud en el sector Alfergaspata, se han considerado taludes conocidos para la simulación de los taludes de corte y relleno y alcanzar la estabilidad necesaria.

El análisis geométrico de los taludes en el sector Alfergaspata se realizó mediante levantamiento topográfico y modelamiento digital del terreno, identificándose cuatro taludes representativos. Se consideraron configuraciones mixtas de corte y relleno, con el objetivo de alcanzar condiciones adecuadas de estabilidad y funcionalidad vial.

Figura 12

Modelamiento digital del terreno



Se aprecia el tramo de la carretera que se ha estudiado y las cuatro secciones críticas que se ha obtenido para realizar el análisis de estabilidad en dos dimensiones, se aprecia 4 taludes empezando en la progresiva 0+083 con el talud 1 y terminando en la progresiva 0+326 con el talud 4.

Relaciones de taludes y ángulos convencionales

Según la normativa y la operatividad técnica se ha considerado la siguiente tabla como base para el modelamiento de los ángulos de los taludes y bancos de los taludes.

Tabla 9

Relación de Taludes y Ángulos en Grados

Tabla: Relación de Taludes y Ángulos en Grados	
Relación H: V	Ángulo (°) aproximado
0.25: 1	75.96°
0.5: 1	63.43°
0.75: 1	53.13°
1: 1	45.00°
1.25: 1	38.66°
1.5: 1	33.69°
1.75: 1	29.74°
2: 1	26.57°
2.5: 1	21.80°

La tabla muestra la correspondencia entre la relación geométrica H:V (Horizontal:Vertical) y el ángulo de inclinación (°) de un talud. Este tipo de relación permite definir la pendiente o grado de inclinación del terreno o estructura de corte o relleno, y es fundamental para los análisis de estabilidad de taludes.

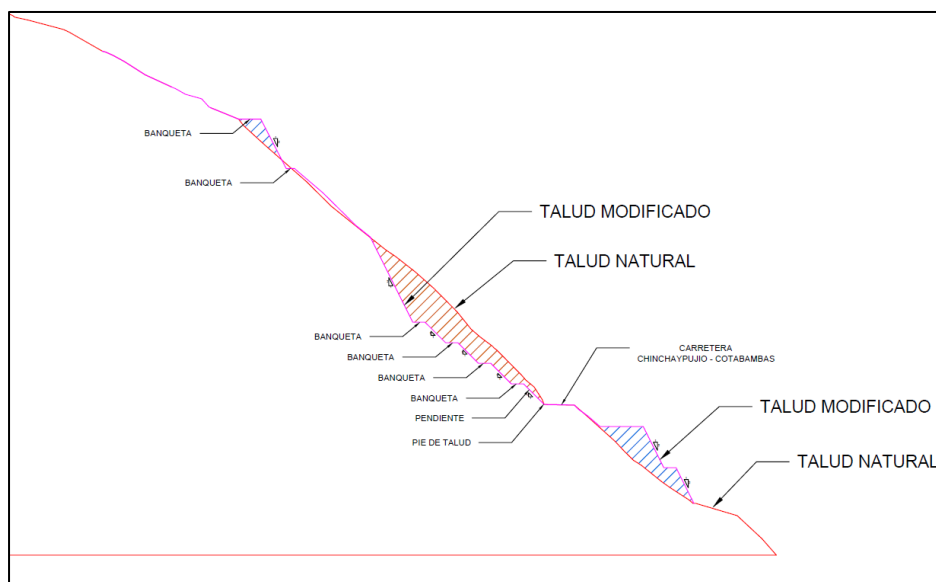
Talud 1

Para el talud 1 se ha considerado corte la corona y relleno en el pie del talud global

Sección de talud global 1

Figura 13

Sección de talud global 1



Talud natural

El talud natural se muestra mediante una línea continua que representa la morfología original del terreno, caracterizada por una pendiente irregular y variable, producto de procesos geodinámicos naturales como la erosión, meteorización y movimientos de masa. Esta geometría constituye la condición inicial previa a la intervención vial y sirve como referencia para el análisis comparativo de estabilidad.

Talud modificado

El talud modificado corresponde a la geometría generada tras las actividades de corte y adecuación del terreno para la construcción de la plataforma vial. Este talud se distingue gráficamente por áreas achuradas y líneas diferenciadas, evidenciando la modificación de la pendiente original con el objetivo de mejorar la estabilidad global y garantizar condiciones seguras de operación de la carretera.

Tabla 10*Características geométricas generales*

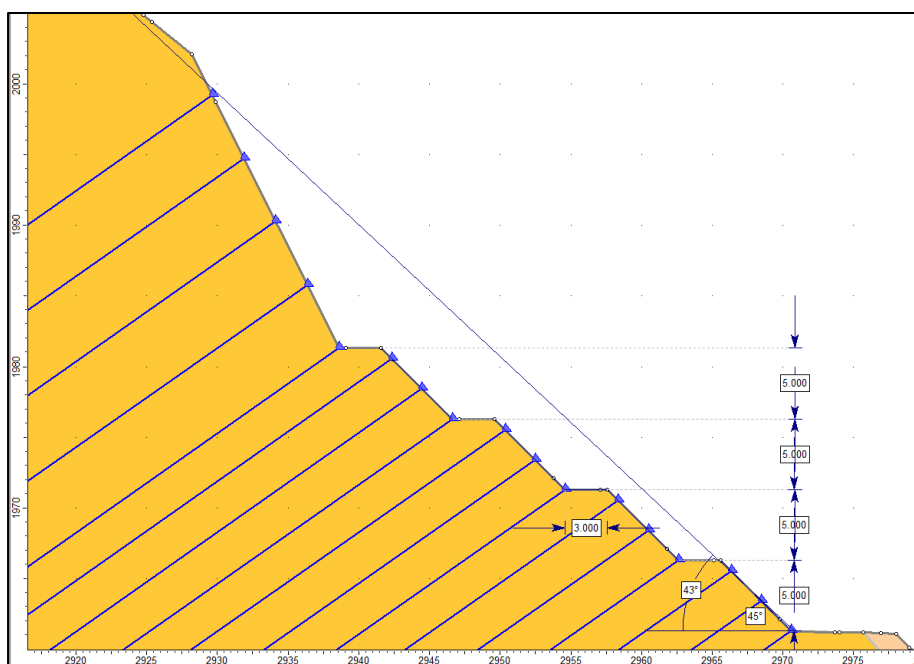
Características geométricas generales		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	110.00 m	Medida desde la corona hasta el pie del talud.
Longitud horizontal (L)	145.00 m	Proyección horizontal del pie a la corona.
Relación H: V	0.5: 1	Talud muy empinado.
Ángulo global (θ)	42°	Determinado a partir de la relación H: V de 1.1:1.
Número de bancos	5 unidades	Bancos escalonados de corte.
Altura promedio de banco	5.0 m	Cada banco presenta inclinación similar.
Ancho promedio de berma	3.0 m	Permite disipar parcialmente energía de caída.
Tipo de conformación	Corte en la parte superior y relleno en el pie del talud.	
Orientación general	SE	Buzamiento hacia el valle.

En la figura se muestra la sección transversal del Talud Global 1, donde se aprecia un corte y perfilado de talud desarrollado sobre la carretera, acompañado de rellenos de desmonte tanto en la corona como en el pie del talud.

El perfil presenta una pendiente global de 42° (H:V \approx 1.1:1), clasificando geoméricamente al talud como moderadamente empinado según la tabla de relaciones H:V–Ángulo.

La conformación escalonada presenta cinco bancos definidos, con bermas intermedias que permiten una disipación parcial de la energía de caída y una geometría favorable para el análisis de estabilidad.

En la parte inferior, se observa la presencia de relleno compactado que actúa como soporte basal, contribuyendo parcialmente a la estabilidad global del conjunto.

Figura 14*Sección de talud 1 de corte*

Se ha considerado taludes de bancos 1: 1 con ancho de banqueta de 3 m y altura de talud de 5 m.

Tabla 11*Características geométricas del Talud 1 – Sección de Corte*

Características geométricas del Talud 1 – Sección de Corte		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	25.00 m	Medida desde la corona hasta el pie del talud.
Longitud horizontal (L)	25.00 m	Proyección horizontal entre la corona y el pie.
Relación H: V	1: 1	Pendiente moderadamente empinada.
Ángulo de los bancos	43°	Inclinación individual de cada banco.
Número de bancos	5 unidades	Bancos escalonados de corte.
Altura promedio de banco	5.0 m	Geometría constante en toda la sección.
Ancho promedio de berma	3.0 m	Controla erosión y caída de materiales.
Tipo de conformación	Corte directo	Excavación sobre el terreno natural.
Orientación general	SE	Buzamiento del talud hacia el valle.

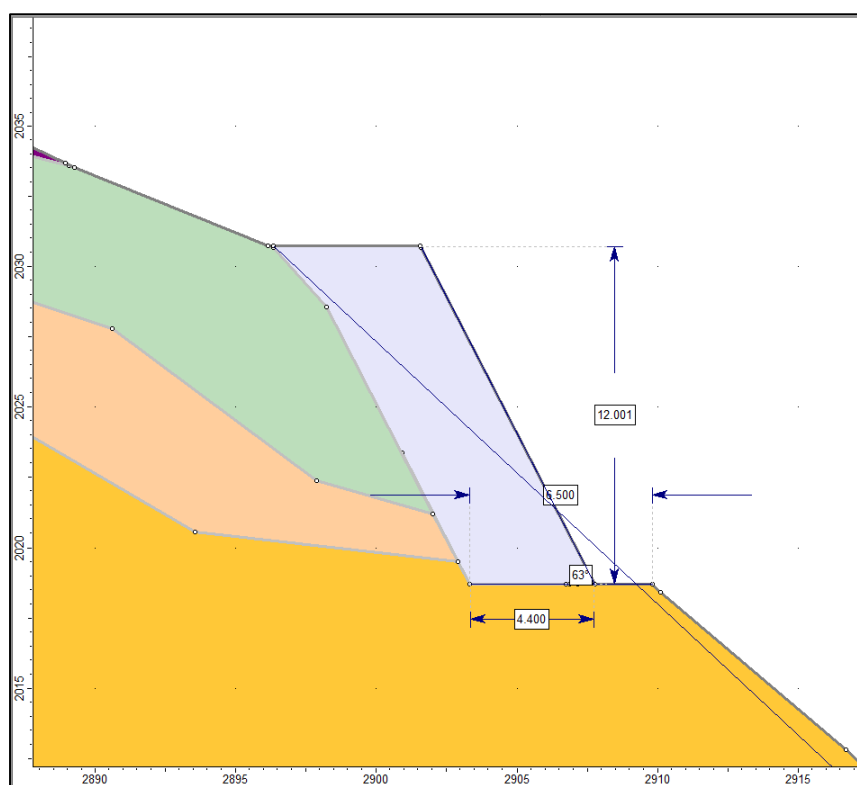
El Talud 1 corresponde a una sección de corte directo sobre el terreno natural, conformado por bancos escalonados de 5.0 m de altura y bermas de 3.0 m de ancho, los cuales permiten una adecuada estabilidad intermedia y controlan la erosión superficial.

Cada banco presenta un ángulo de inclinación de 43° , correspondiente a una relación geométrica H:V de 1:1, clasificándose como una pendiente moderadamente empinada.

La altura total del talud es de aproximadamente 25.0 m, con una longitud horizontal cercana a 25.0 m y un buzamiento general hacia el sureste (SE), en dirección al valle.

Figura 15

Sección de talud 1 relleno de contención en corona



Se ha considerado taludes de bancos 0.5: 1 con ancho de banqueta de 4.4 m y altura de talud de 12 m

Tabla 12*Características geométricas del Talud 1 – Relleno de Contención en Corona*

Características geométricas del Talud 1 – Relleno de Contención en Corona		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	12.00 m	Medida desde la corona hasta el pie del talud.
Longitud horizontal (L)	4.40 m	Proyección horizontal entre la corona y el pie.
Relación H: V	0.5: 1	Talud empinado.
Ángulo de los bancos	63°	Inclinación correspondiente a la relación H: V.
Número de bancos	1 unidad	Banco único de relleno.
Altura promedio de banco	12.0 m	Altura total del relleno.
Ancho promedio de berma	4.4 m	Permite contención del material superior.
Tipo de conformación	Relleno compactado en corona.	Reforzado con material de desmonte.
Orientación general	SE	Buzamiento del talud hacia el valle.

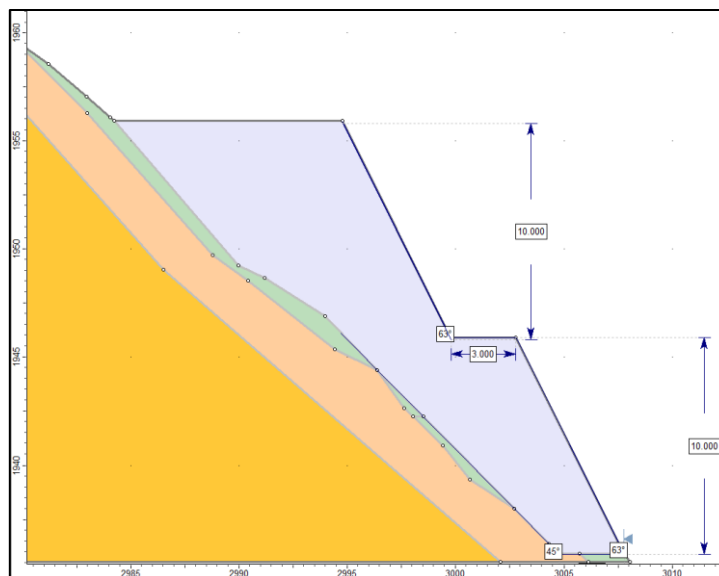
El Talud 1 – relleno de contención en corona presenta una geometría simple con una pendiente pronunciada, correspondiente a una relación H: V de 0.5:1, equivalente a un ángulo de los bancos de 63°.

El talud tiene una altura total de 12.0 m y una longitud horizontal de 4.4 m, con una configuración de banco único de relleno y material de desmonte compactado.

La inclinación adoptada favorece la estabilidad estructural del relleno superior, y el buzamiento general es hacia el sureste (SE), en dirección al valle.

Figura 16

Sección de talud 1 relleno de contención en pie de talud



Se ha considerado taludes de bancos 0.5: 1 con ancho de banqueta de 3 m y altura de talud de 10 m

Tabla 13

Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 1)

Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 1)		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	10.00 m	Desde la base del relleno hasta su coronación.
Longitud horizontal (L)	3.00 m	Proyección horizontal del banco.
Relación H: V	0.5: 1	Pendiente empinada de diseño.
Ángulo de los bancos	63°	Correspondiente a H:V = 0.5:1.
Número de bancos	1	Banco único de contención.
Altura promedio de banco	10.0 m	Igual a la altura total.
Ancho promedio de berma	3.0 m	Plataforma superior del relleno.
Tipo de conformación	Relleno compactado en pie	Material granular de desmonte.
Orientación general	SE	Buzamiento hacia el valle.

El elemento de relleno en el pie del talud se diseñó como un banco único con relación H: V = 0.5:1, es decir, ángulo del banco 63°.

Presenta altura de 10.0 m y berma de 3.0 m de proyección horizontal, conformado con material granular compactado, que actúa como soporte del pie y mejora la estabilidad del talud principal.

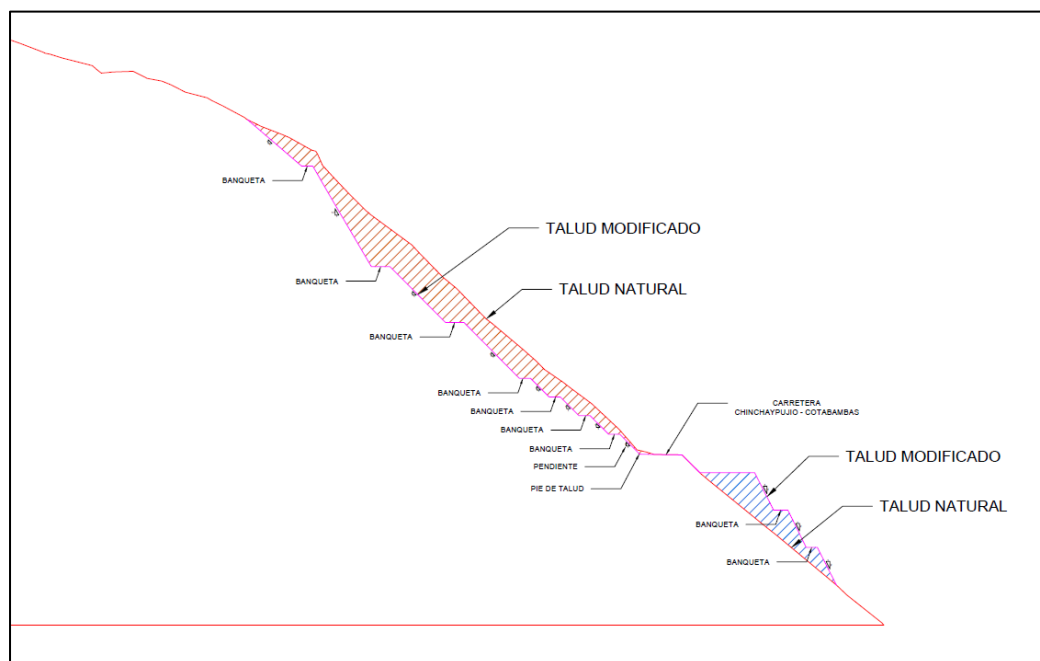
Talud 2

Para el talud se ha considerado corte y relleno en el pie del talud global

Sección de talud global 2

Figura 17

Sección de Talud Global 2



Talud natural

El talud natural está representado por la línea continua que sigue la topografía original del terreno. Esta geometría presenta pendientes variables e irregulares, propias de

un relieve montañoso, generado por procesos geológicos y geomorfológicos naturales. Dicho perfil constituye la condición inicial de referencia para los análisis de estabilidad.

Talud modificado

El talud modificado corresponde a la configuración geométrica obtenida luego de las obras de corte necesarias para la habilitación de la plataforma vial. Este talud se distingue mediante zonas achuradas, evidenciando la reducción controlada de la pendiente original con el propósito de mejorar la estabilidad global del macizo y garantizar condiciones de seguridad estructural y operacional.

Tabla 14

Características geométricas generales

Características geométricas generales		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	67.00 m	Medida desde la corona hasta el pie del talud.
Longitud horizontal (L)	90.00 m	Proyección horizontal del pie a la corona.
Relación H: V	1: 1	Pendiente moderadamente empinada.
Ángulo global (θ)	43°	Determinado por la relación geométrica H: V.
Número de bancos	6 unidades	Bancos escalonados de corte.
Altura promedio de banco	5.0 m	Geometría uniforme de bancos.
Ancho promedio de berma	3.0 m	Controla la erosión superficial y estabiliza el talud.
Tipo de conformación	Corte superior y relleno inferior.	Estructura mixta que mejora la estabilidad.
Orientación general	SE	Buzamiento del talud hacia el valle.

El Talud 2 presenta una configuración mixta de corte y relleno, con un ángulo global de 43° (H: V = 1:1), correspondiente a una pendiente moderadamente empinada.

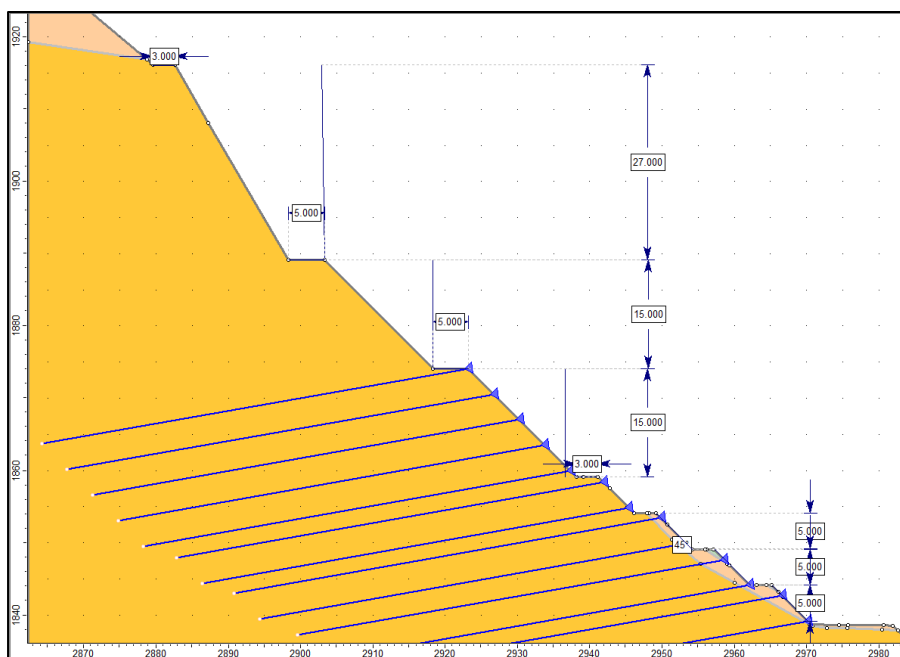
Está conformado por bancos de 5.0 m de altura y bermas de 3.0 m de ancho, distribuidos de manera uniforme a lo largo del talud.

La altura total alcanza aproximadamente 67.0 m y la longitud horizontal es de 90.0 m, desde la corona hasta el pie.

El perfil muestra un buzamiento hacia el sureste (SE) y una transición gradual hacia el relleno inferior, que contribuye a la estabilidad general de la estructura.

Figura 18

Sección de Talud 2 Corte



Se ha considerado taludes de bancos 1: 1 con ancho de banqueta de 3 m y altura de talud de 5 m, también más arriba otros taludes 1:1 con ancho de banqueta 5 m y altura de 15 m.

Tabla 15*Características geométricas – Talud 2 de Corte*

Características geométricas – Talud 2 de Corte		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	67.00 m	Medida desde la corona hasta el pie del talud.
Longitud horizontal (L)	67.00 m	Proyección horizontal entre la corona y el pie.
Relación H:V	1 : 1	Pendiente moderadamente empinada.
Ángulo de los bancos	43°	Inclinación de cada banco según la relación H:V.
Número de bancos	6 unidades	Bancos escalonados en dos niveles.
Altura promedio de banco	5.0 m (inferior) / 15.0 m (superior)	Secciones diferenciadas por nivel.
Ancho promedio de berma	3.0 m (inferior) / 5.0 m (superior)	Mejora la estabilidad y control de erosión.
Tipo de conformación	Corte directo	Excavación sobre el terreno natural.
Orientación general	SE	Buzamiento del talud hacia el valle.

El Talud 2 corresponde a una sección de corte directo sobre el terreno natural, con una geometría escalonada de bancos regulares.

Presenta una relación H:V de 1:1, con ángulo de los bancos de 43° , clasificándose como una pendiente moderadamente empinada.

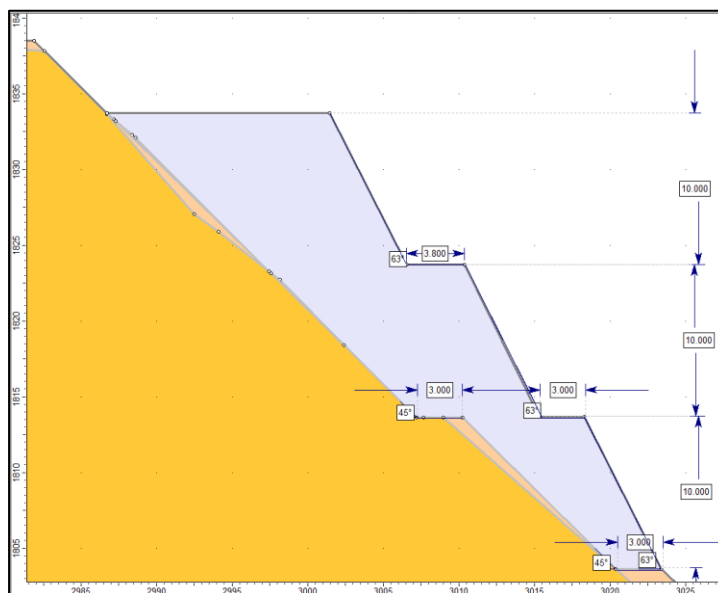
El diseño combina bancos inferiores de 5.0 m de altura y 3.0 m de ancho de berma, junto con bancos superiores de 15.0 m de altura y 5.0 m de berma, que permiten una transición gradual entre niveles y mejoran la estabilidad general del corte.

El perfil total alcanza una altura aproximada de 67.0 m, con buzamiento hacia el sureste (SE), coincidiendo con la dirección del valle.

Sección de talud 2 relleno de contención en pie de talud

Figura 19

Sección de talud 2 relleno de contención en pie de talud



Se ha considerado taludes de bancos 0.5: 1 con ancho de banqueta de 3 y 3.8 m y altura de talud de 10 m

Tabla 16*Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 2)*

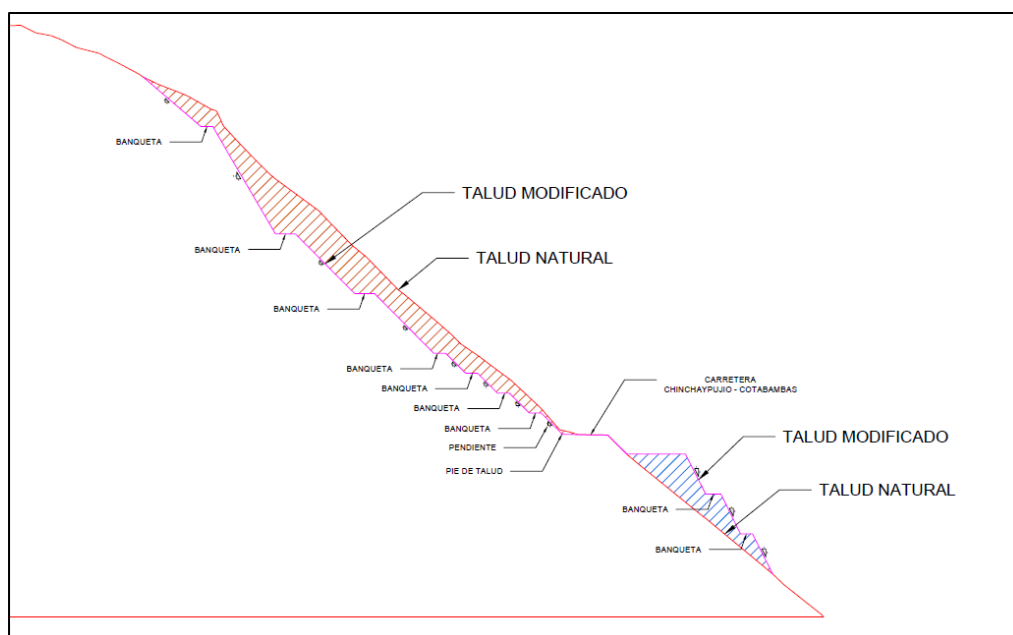
Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 2)		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	30.00 m	Tres bancos de 10.0 m cada uno.
Relación H: V	0.5: 1	Pendiente de diseño para cada banco.
Ángulo de los bancos	63°	Equivalente a H: V = 0.5: 1.
Número de bancos	3	Escalonados.
Altura de banco	10.0 m	Constante por nivel.
Ancho de bermas	3.0 m y 3.8 m	Según el banco.
Tipo de conformación en pie	Relleno compactado	Material granular de desmonte.
Orientación general	SE	Buzamiento hacia el valle

Elemento de relleno en el pie conformado por bancos con relación H:V = 0.5 : 1 (ángulo de los bancos: 63°).

Presenta tres bancos de 10.0 m de altura cada uno, con bermas de 3.0 m y 3.8 m (según nivel). El relleno es granular compactado y actúa como soporte del pie del talud principal.

Talud 3

Para el talud se ha considerado corte y relleno en el pie del talud global

Figura 20*Sección de Talud Global 3***Talud natural**

El talud natural se representa mediante la línea continua que sigue la topografía original del terreno. Este perfil presenta pendientes pronunciadas e irregulares, propias de un relieve montañoso, generado por procesos geológicos y geomorfológicos naturales. Dicha geometría constituye la condición inicial sobre la cual se evalúa el comportamiento geotécnico del macizo.

Talud modificado

El talud modificado corresponde a la geometría resultante luego de las excavaciones y cortes ejecutados para la implantación de la vía. Se identifica mediante áreas achuradas, evidenciando la reducción controlada de la pendiente natural y la redistribución de masas, con el objetivo de incrementar la estabilidad global del talud y reducir el riesgo de fallas.

Tabla 17*Características geométricas generales*

Características geométricas generales		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	55.00 m	Medida desde la corona hasta el pie del talud.
Longitud horizontal (L)	70.00 m	Proyección horizontal entre la corona y el pie.
Relación H:V	1 : 1	Pendiente moderadamente empinada.
Ángulo global (θ)	43°	Determinado por la relación geométrica H:V.
Número de bancos	5 unidades	Bancos escalonados de corte.
Altura promedio de banco	5.0 m	Altura constante entre bancos.
Ancho promedio de berma	3.0 m	Control de erosión y disipación de energía.
Tipo de conformación	Corte superior y relleno en corona y pie.	Configuración mixta que refuerza la estabilidad.
Orientación general	SE	Buzamiento del talud hacia el valle.

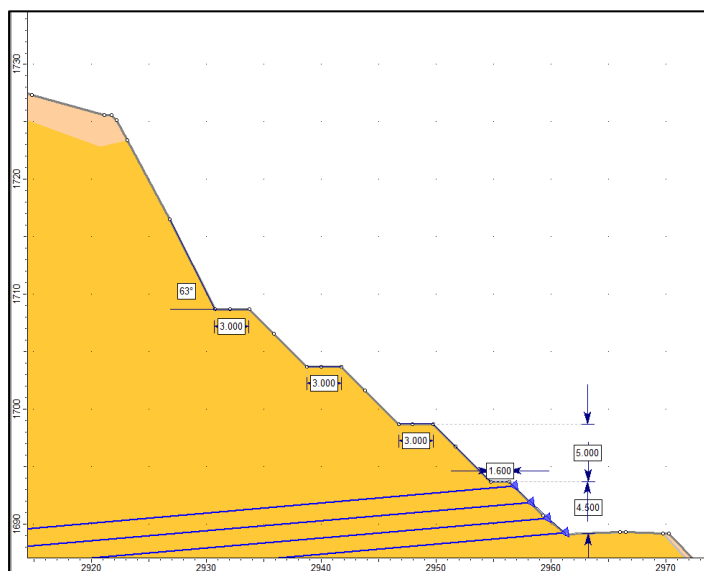
En la figura se muestra la sección transversal del Talud Global 3, el cual presenta una configuración combinada de corte y relleno, con predominio del corte en la parte superior y relleno de desmonte en la corona y el pie del talud.

El perfil general mantiene una pendiente global de 43° (H:V = 1:1), clasificada como moderadamente empinada, conformada por bancos regulares de 5.0 m de altura y bermas de 3.0 m de ancho.

La disposición escalonada y la transición hacia el relleno inferior mejoran la estabilidad geométrica y drenaje superficial, asegurando un comportamiento estable frente a la acción del agua y cargas externas.

Figura 21

Sección de talud 3 de corte



Se ha considerado taludes de bancos 1: 1 y 05:1 con ancho de banqueta de 3 m y 1.6 con altura de talud de 5 m y 4.5 m.

Tabla 18*Características geométricas – Talud 3 de corte*

Características geométricas – Talud 3 de corte		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	25.00 m	Medida desde la corona hasta el pie del talud.
Longitud horizontal (L)	28.00 m	Proyección horizontal del pie a la corona.
Relación H:V (superior)	1 : 1	Pendiente moderada (45°).
Relación H:V (inferior)	0.5 : 1	Pendiente empinada (63°).
Ángulo de los bancos	45° – 63°	Según nivel del talud.
Número de bancos	5 unidades	Bancos escalonados con alturas variables.
Altura promedio de banco	5.0 m	Constante entre niveles superiores.
Ancho promedio de berma	3.0 m y 1.6 m	Bermas diferenciadas por nivel.
Tipo de conformación	Corte directo	Excavación sobre terreno natural.
Orientación general	SE	Buzamiento del talud hacia el valle.

corresponde a una sección de corte escalonada, conformada por bancos con diferentes inclinaciones.

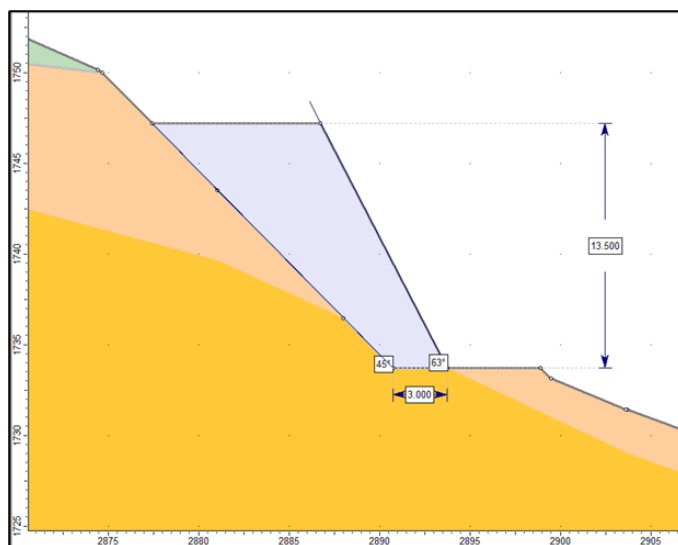
Se han considerado bancos con relación H:V = 1:1 (45°) en la parte superior y 0.5:1 (63°) en los niveles inferiores, lo que genera una pendiente compuesta que optimiza la estabilidad general del talud.

Cada banco tiene una altura promedio de 5.0 m, mientras que las bermas presentan anchos de 3.0 m y 1.6 m, según el tramo.

La altura total del talud es de aproximadamente 25.0 m, con una longitud horizontal de 28.0 m, y un buzamiento general hacia el sureste (SE), coincidiendo con la dirección del valle.

Figura 22

Sección de talud 3 relleno de contención en corona



Se ha considerado taludes de bancos 0.5: 1 con ancho de banqueta de 3 m y altura de talud de 13.5 m

Tabla 19*Características geométricas – Talud 3 relleno de contención en corona*

Características geométricas – Talud 3 relleno de contención en corona		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	13.50 m	Medida desde la corona hasta el pie del relleno.
Longitud horizontal (L)	3.00 m	Proyección horizontal de la berma.
Relación H:V	0.5 : 1	Talud empinado.
Ángulo de los bancos	63°	Inclinación del relleno.
Número de bancos	1 unidad	Banco único de contención.
Altura de banco	13.5 m	Altura total del relleno.
Ancho de berma	3.0 m	Control de estabilidad y erosión superficial.
Tipo de conformación en corona	Relleno compactado	Con material de desmonte.
Orientación general	SE	Buzamiento del talud hacia el valle.

El Talud 3 – relleno de contención en corona presenta una configuración simple con bancos de inclinación 0.5:1 (63°), conformados por material de relleno compactado.

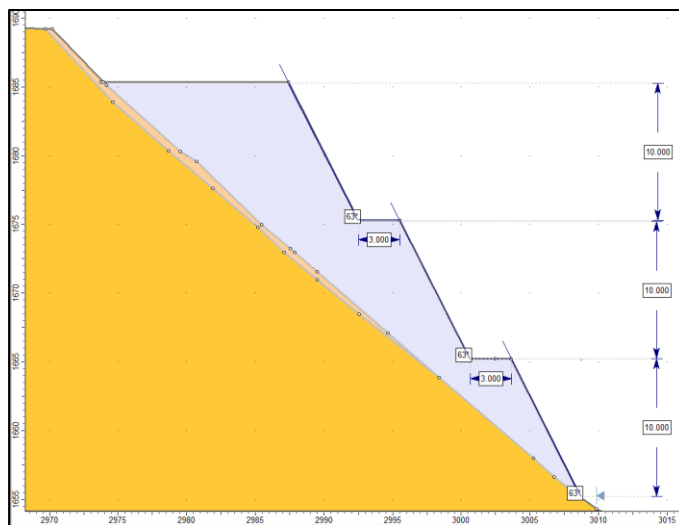
El talud tiene una altura total de 13.5 m y una berma de 3.0 m de ancho, que actúa como plataforma de control para la disipación de energía y estabilidad del relleno superior.

El perfil combina una ligera transición con una zona de apoyo natural inclinada a 45°, mejorando la adherencia entre el relleno y el terreno de base.

El buzamiento general es hacia el sureste (SE), en dirección al valle.

Figura 23

Sección de talud 3 relleno de contención en pie de talud



Se ha considerado taludes de bancos 0.5: 1 con ancho de banqueta de 3 m y altura de talud de 10 m

Tabla 20

Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 3)

Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 3)		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Relación H:V	0.5 : 1	Pendiente de diseño de cada banco
Ángulo de los bancos	63°	Equivalente a H:V = 0.5 : 1
Número de bancos	3	Escalonados
Altura de banco	10.0 m	Constante por nivel
Ancho de berma	3.0 m	Plataforma entre bancos
Altura total (H)	30.00 m	Tres bancos de 10.0 m
Tipo de conformación	Relleno compactado en pie	Material granular de desmonte
Orientación general	SE	Buzamiento hacia el valle

Elemento de relleno en el pie constituido por bancos con relación H:V = 0.5 : 1 (ángulo de los bancos: 63°).

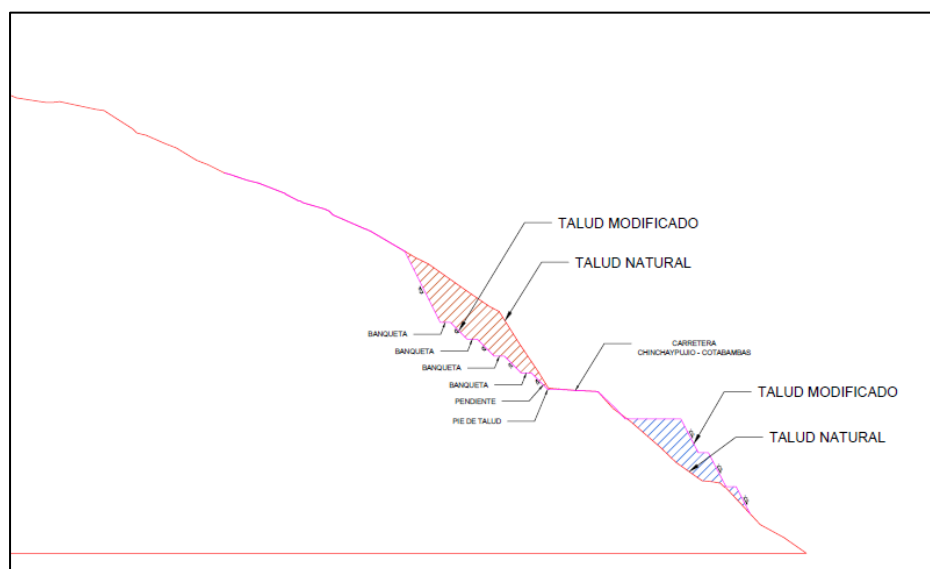
Se disponen bancos de 10.0 m de altura cada uno, separados por bermas de 3.0 m, conformados con material granular compactado para dar soporte al pie del talud principal y mejorar su estabilidad.

Talud 4

Para el talud se ha considerado corte y relleno en el pie del talud global

Figura 24

Sección de talud global 4



Talud natural

El talud natural corresponde a la geometría original del terreno, definida por la topografía existente antes de las obras. Este perfil presenta una pendiente pronunciada y continua, típica de zonas montañosas, generada por procesos naturales de erosión y modelamiento geológico. Esta condición inicial constituye la base de referencia para la evaluación de la estabilidad del talud.

Talud modificado

El talud modificado se identifica mediante áreas achuradas, las cuales representan las zonas donde se realizaron cortes controlados para reducir la pendiente natural. Esta modificación geométrica busca mejorar el comportamiento geotécnico del talud, redistribuyendo los esfuerzos internos y disminuyendo la probabilidad de fallas superficiales y profundas.

Tabla 21

Características geométricas generales

Características geométricas generales		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	40.00 m	Medida desde la corona hasta el pie del talud.
Longitud horizontal (L)	45.00 m	Proyección horizontal entre la corona y el pie.
Relación H:V	1 : 1	Pendiente moderadamente empinada.
Ángulo global (θ)	43°	Determinado por la relación geométrica H:V.
Número de bancos	5 unidades	Bancos regulares de corte.
Altura promedio de banco	5.0 m	Altura constante entre niveles.
Ancho promedio de berma	3.0 m	Permite el control de erosión y caída de materiales.
Tipo de conformación	Corte superior y relleno en el pie.	Configuración mixta de estabilidad controlada.
Orientación general	SE	Buzamiento del talud hacia el valle.

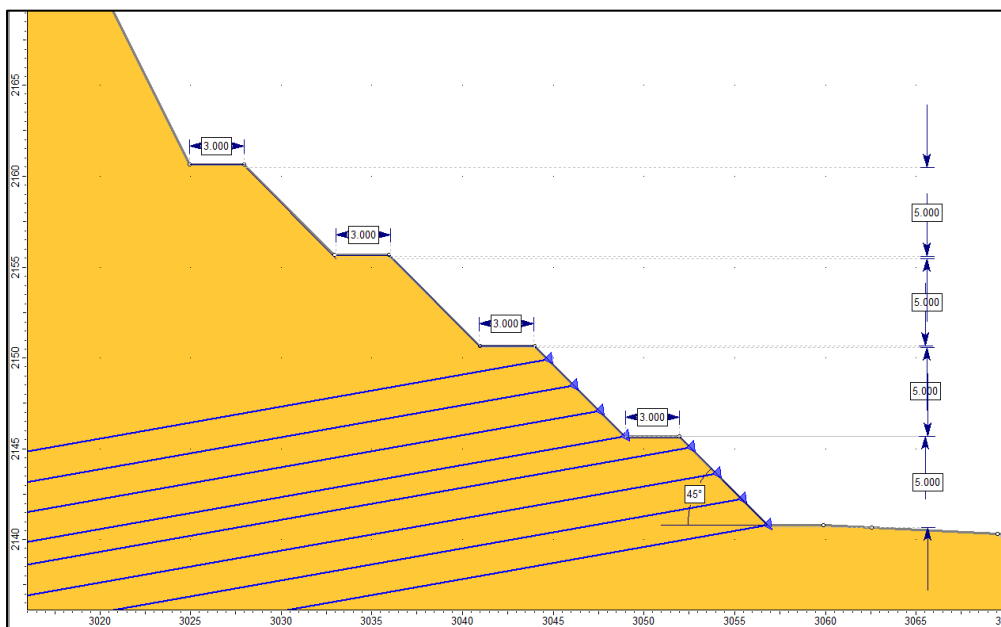
El Talud 4 presenta una configuración mixta, conformada por una zona de corte en la parte superior y un relleno de desmonte en el pie del talud.

El perfil muestra una pendiente global de 43° ($H:V = 1:1$), correspondiente a una pendiente moderadamente empinada, con una geometría escalonada de bancos de 5.0 m de altura y bermas de 3.0 m de ancho.

La altura total del talud es de aproximadamente 40.0 m, con una longitud horizontal cercana a 45.0 m, y un buzamiento general hacia el sureste (SE), siguiendo la dirección natural del valle.

Figura 25

Sección de Talud 4 Corte

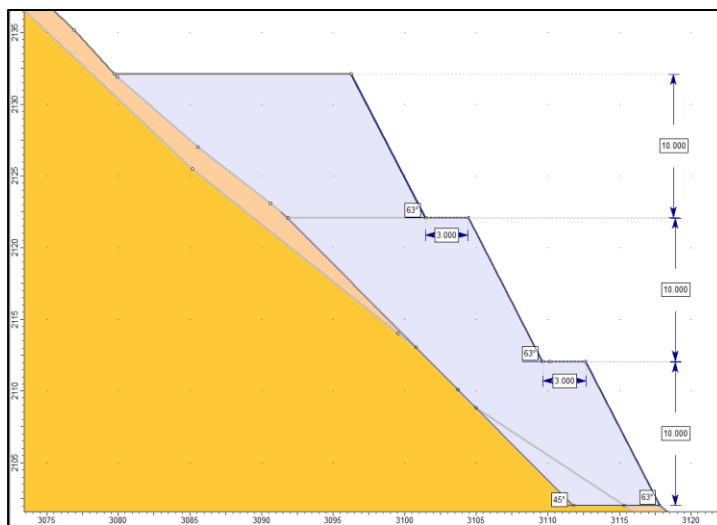


Se ha considerado taludes de bancos 1: 1 con ancho de banqueta de 3 m y altura de talud de 5 m, también más arriba otros taludes 1:1 con ancho de banqueta 5 m y altura de 15 m.

Tabla 22*Características geométricas – Talud 4 de corte*

Características geométricas – Talud 4 de corte		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Relación H:V (todos los bancos)	1 : 1	Inclinación uniforme por nivel
Ángulo de los bancos	45°	Equivalente a H:V = 1:1
Número de bancos	—	Escalonados en dos tramos
Altura de banco (tramo inferior)	5.0 m	Bancos repetitivos
Ancho de berma (tramo inferior)	3.0 m	Entre bancos
Altura de banco (tramo superior)	15.0 m	Bancos altos
Ancho de berma (tramo superior)	5.0 m	Plataforma superior
Tipo de conformación	Corte directo	Excavación en terreno natural

Sección de corte escalonada con bancos 1:1 (ángulo de los bancos 45°). En el tramo inferior se disponen bancos de 5.0 m de altura con bermas de 3.0 m; en el tramo superior se utilizan bancos de 15.0 m de altura con bermas de 5.0 m. El perfil mantiene continuidad hasta el pie del talud.

Figura 26*Sección de Talud 4 Relleno de Contención en Pie de Talud*

Se ha considerado taludes de bancos 0.5: 1 con ancho de banqueta de 3 y 3.8 m y altura de talud de 10 m

Tabla 23*Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 4)*

Características geométricas – Relleno de contención en pie (Talud 4)		
Parámetro	Valor	Observación técnica
Altura total (H)	30.00 m	Tres bancos de 10.0 m cada uno.
Relación H:V	0.5 : 1	Pendiente empinada de diseño.
Ángulo de los bancos	63°	Equivalente a H:V = 0.5 : 1.
Número de bancos	3	Escalonados.
Altura de banco	10.0 m	Constante en cada nivel.
Ancho de berma	3.0 m y 3.8 m	Variación según nivel.
Tipo de conformación	Relleno compactado en pie	Material granular de desmonte.
Orientación general	SE	Buzamiento del talud hacia el valle.

El Talud 4 – relleno de contención en pie presenta una configuración escalonada, conformada por bancos con relación H:V = 0.5 : 1 (ángulo de 63°).

Cada banco tiene una altura de 10.0 m, con bermas de 3.0 m y 3.8 m, construidas con material granular compactado.

El relleno tiene una altura total de 30.0 m, formado por tres bancos sucesivos, y su buzamiento general es hacia el sureste (SE), en dirección al valle.

Tabla 24

Resumen de Medidas Geométricas de los Taludes

Talud	Tipo	Pendiente (H:V)	Altura (m)	Banqueta (m)
1	Corte y relleno	1:1 / 0.5:1	5–12	3–4.4
2	Corte y relleno	1:1 / 0.5:1	5–15	3–5
3	Corte y relleno	1:1 / 0.5:1	4.5–13.5	1.6–3
4	Corte y relleno	1:1 / 0.5:1	5–15	3–5

Estos valores fueron obtenidos mediante el procesamiento topográfico en Civil 3D y medición directa en campo con distanciómetro láser y GPS de mano.

La tabla resume los parámetros geométricos representativos de los cuatro taludes analizados en el sector Alfergaspata, donde se aplicaron configuraciones mixtas de corte y relleno con el fin de optimizar la estabilidad y funcionalidad vial.

Tipo de talud:

Todos los taludes combinan zonas de corte superior (excavación en terreno natural) con relleno inferior o en pie (material compactado), buscando compensar las irregularidades del terreno natural.

Pendiente (H:V):

Se manejan dos rangos principales de inclinación:

1:1 ($\approx 45^\circ$) para los tramos de corte, correspondientes a taludes moderadamente empinados y estables.

0.5:1 ($\approx 63^\circ$) para los tramos de relleno, utilizados como elementos de contención o refuerzo en coronas y pies.

Altura (m):

Las alturas varían entre 4.5 y 15 m según la sección, evidenciando el uso de bancos escalonados que permiten controlar esfuerzos y evitar deslizamientos masivos.

Banqueta (m):

Los anchos de banqueta oscilan entre 1.6 y 5.0 m, dependiendo de la función del tramo:

Bermas estrechas (1.6–3 m) en taludes de corte, donde se busca minimizar el volumen excavado.

Bermas amplias (hasta 5 m) en rellenos o niveles superiores, que mejoran la disipación de energía y facilitan el mantenimiento.

En conjunto, los valores reflejan una estrategia de diseño estable y funcional, combinando cortes controlados y rellenos reforzados con pendientes ajustadas a las condiciones geotécnicas del terreno, garantizando seguridad estructural y operativa de la vía.

5.1.2. Resultados del análisis hidrogeológico

5.1.2.1. Información hidrometeorológica

Debido a que el área de estudio no cuenta con una estación meteorológica propia, se recurrió al uso de información proveniente de estaciones meteorológicas oficiales cercanas, seleccionadas en función de su proximidad geográfica, similitud altitudinal y representatividad climática respecto a la microcuenca del sector Alfergaspata.

La información hidrometeorológica, correspondiente principalmente a registros de precipitación, fue obtenida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), entidad oficial encargada del monitoreo climático a nivel nacional.

Las estaciones seleccionadas presentan altitudes comprendidas entre 2763 y 3317 msnm, rango característico de las zonas altoandinas de los departamentos de Apurímac y Cusco, lo cual permite una adecuada caracterización del régimen pluviométrico de la zona de estudio.

Tabla 25

Ubicación de estaciones meteorológicas empleadas en el área de estudio

ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD	PERIODO
Tambobamba	Apurímac	13° 56' 41.7"	72° 10' 30.8"	3317	1995 - 2024
Granja Kayra	Cusco	13° 33' 24.29"	71° 52' 30.61"	3214	1964 - 2024
Paruro	Cusco	13° 46' 1.1"	71° 50' 40.9"	3070	1964 - 2024
Abancay	Apurímac	13° 36' 30"	72° 52' 14"	2776	1996 - 2014
Curahuasi	Apurímac	13° 33' 8"	72° 44' 5"	2763	1964 - 2024

Nota: SENAMHI.

La tabla muestra las estaciones meteorológicas utilizadas para el análisis hidroclimático del sector Alfergaspata. Se incluyen su ubicación geográfica (latitud y longitud), altitud y el periodo de registros disponibles. Estas estaciones permiten caracterizar el régimen de precipitaciones y las condiciones atmosféricas de las zonas altoandinas de Apurímac y Cusco, variables fundamentales para el estudio de los factores hidrogeológicos que afectan la estabilidad de los taludes.

5.1.2.2. Precipitación

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación está definida como fuente de agua primaria en la superficie terrestre, el análisis y medición es un punto de partida para estudios relacionados con el uso y control del agua.

La precipitación aumenta con la altitud, es un factor determinante del escurrimiento superficial de la Microcuenca.

Análisis y tratamiento de la información

Debido a la falta de registros de algunos meses y años, se realizó un análisis para contar con un registro homogéneo.

Análisis de la precipitación

Los registros pluviométricos de las 05 estaciones meteorológicas más cercanas, fueron sometidas a diversos análisis para saber cuan confiable es la información. Para realizar un análisis de la precipitación se debe contar con una base de datos continuos y homogéneos.

Evaluación y completación de datos

Una vez realizada la evaluación de los registros pluviométricos, se procedió al completado de datos de la serie pluviométrica.

De las estaciones con datos faltantes

Tabla 26

Estación incompleta Tambobamba

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1980	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
2	1981	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
3	1982	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
4	1983	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
5	1984	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
6	1985	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
7	1986	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
8	1987	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
9	1988	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
10	1989	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
11	1990	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
12	1991	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
13	1992	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
14	1993	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
15	1994	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
16	1995	S/D	S/D	S/D	S/D	5.0	0.0	0.4	15.0	S/D	S/D	60.8	S/D	81.20
17	1996	226.7	162.2	133.6	55.6	4.9	0.0	0.0	38.7	15.8	113.8	90.1	188.1	1029.50
18	1997	205.1	204.9	171.0	59.5	10.7	0.0	0.0	21.2	16.9	42.2	120.7	111.8	964.00
19	1998	279.8	S/D	S/D	S/D	0.0	2.4	0.0	5.7	7.1	67.9	78.8	S/D	441.70
20	1999	163.3	165.9	177.1	84.4	2.3	0.0	0.7	4.3	37.8	21.7	24.6	171.9	854.00
21	2000	180.4	233.7	122.5	47.4	26.5	5.1	4.9	19.1	29.1	93.8	42.6	S/D	805.10
22	2001	325.6	293.9	181.3	38.7	14.8	3.0	14.8	9.1	17.0	75.9	92.7	78.4	1145.20
23	2002	193.5	260.1	214.9	83.8	18.0	7.2	13.4	2.5	40.5	120.5	75.3	160.0	1189.70
24	2003	224.3	143.5	152.6	46.3	14.1	1.2	0.0	22.8	26.2	35.1	51.9	200.5	918.50
25	2004	224.7	250.8	71.6	46.1	S/D	1.9	15.3	22.2	53.1	62.3	60.0	256.2	1064.20
26	2005	144.0	209.5	158.9	S/D	0.0	0.0	2.4	6.0	4.2	105.1	74.9	150.6	855.60
27	2006	210.2	169.0	155.4	98.7	0.0	8.8	0.0	0.0	S/D	55.2	111.9	136.7	945.90
28	2007	149.9	S/D	216.2	30.7	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0	35.2	117.2	165.0	719.20
29	2008	199.3	141.4	72.5	25.8	4.0	1.0	0.0	3.2	22.4	65.5	100.0	205.0	840.10
30	2009	167.0	171.1	80.2	31.5	4.8	0.0	2.0	0.8	16.4	99.8	237.3	170.6	981.50
31	2010	229.1	167.5	103.4	23.9	34.2	0.0	0.0	0.0	7.4	37.4	65.8	173.2	841.90

32	2011	160.9	261.5	246.9	47.7	3.5	0.0	3.4	5.6	56.9	42.8	51.2	149.2	1029.60
33	2012	221.0	254.3	232.6	85.2	3.0	5.8	1.4	0.0	19.0	110.4	139.3	337.5	1409.50
34	2013	138.5	217.6	121.0	38.6	0.5	9.9	3.4	23.8	16.4	131.9	139.9	231.6	1073.10
35	2014	229.3	187.2	143.9	43.5	33.2	0.0	4.8	1.4	29.6	55.7	59.0	194.8	982.40
36	2015	255.4	193.1	180.1	110.5	6.1	1.3	5.4	24.7	19.4	46.1	94.8	185.1	1122.00
37	2016	167.2	331.9	108.5	96.7	4.8	2.4	7.7	9.1	25.1	100.7	73.4	196.8	1124.30
38	2017	210.6	232.7	249.1	105.9	34.9	0.0	0.0	0.0	25.4	89.5	92.4	165.1	1205.60
39	2018	198.9	371.9	263.6	80.2	19.8	35.2	S/D	S/D	S/D	82.1	123.2	151.6	1326.50
40	2019	300.0	217.7	171.7	84.1	1.4	10.0	2.0	0.0	8.6	32.2	167.1	193.5	1188.30
41	2020	111.1	306.9	148.8	52.2	21.2	S/D	0.0	2.8	22.5	63.6	47.4	175.4	951.90
42	2021	205.0	164.2	200.4	100.2	20.6	0.0	22.0	0.0	S/D	S/D	125.3	189.8	1027.50
43	2022	257.4	196.7	172.2	51.8	0.0	0.0	0.0	0.0	40.4	S/D	99.1	154.0	971.60
44	2023	176.3	178.4	237.3	76.2	47.8	0.0	0.0	13.8	30.1	56.7	167.7	310.1	1294.40
45	2024	203.0	112.1	168.3	112.3	9.2	16.6	0.0	0.0	25.6	67.2	260.5	227.3	1202.10

Tabla 27*Estación incompleta Granja Kayra*

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1980	106.2	126.4	135.0	23.2	3.7	0.0	5.3	1.0	12.6	62.9	60.2	83.1	619.60
2	1981	225.4	80.8	124.4	56.9	1.8	3.9	0.0	9.8	45.9	108.9	120.8	144.3	922.90
3	1982	178.9	115.5	143.1	58.8	0.0	9.2	3.4	4.9	14.0	37.9	122.5	98.6	786.80
4	1983	128.4	84.0	54.5	29.8	3.4	6.2	0.5	0.9	5.5	26.0	44.3	100.2	483.70
5	1984	198.6	142.4	71.0	82.8	0.0	2.0	1.3	11.4	4.2	114.6	68.5	102.8	799.60
6	1985	129.1	119.4	74.2	33.2	15.6	11.6	0.9	0.0	43.3	62.1	116.5	S/D	605.90
7	1986	76.4	92.2	125.7	65.5	6.2	0.0	1.8	4.2	7.5	17.3	69.6	102.7	569.10
8	1987	224.3	87.9	48.6	13.1	2.1	1.3	9.2	0.0	8.2	26.5	101.8	107.6	630.60
9	1988	163.8	84.3	166.5	108.9	4.6	0.0	0.0	0.0	9.9	36.2	47.6	103.7	725.50
10	1989	151.4	126.8	119.3	38.6	6.4	9.1	0.0	6.1	30.7	S/D	60.7	88.5	637.60
11	1990	157.6	90.4	60.2	47.4	7.5	31.8	0.0	5.8	13.3	73.7	86.9	66.5	641.10
12	1991	97.6	163.6	105.2	45.1	11.0	5.1	1.5	0.0	21.4	49.3	83.6	99.0	682.40
13	1992	114.1	102.4	104.0	14.9	0.0	19.4	0.0	21.4	8.0	50.7	117.4	57.0	609.30
14	1993	206.7	110.5	75.8	18.8	0.9	0.0	2.7	6.9	18.0	46.2	111.9	201.5	799.90
15	1994	177.0	163.9	173.9	45.5	11.8	0.0	0.0	0.0	25.7	40.2	40.5	119.9	798.40
16	1995	122.0	94.8	95.3	17.8	0.0	0.0	0.6	1.2	28.8	26.7	70.2	102.6	560.00
17	1996	131.9	98.0	70.5	32.3	11.0	0.0	0.0	6.3	S/D	S/D	S/D	S/D	350.00

18	1997	123.3	127.7	104.8	31.0	4.8	0.0	0.0	7.1	12.3	44.4	201.5	148.4	805.30
19	1998	116.3	156.2	22.6	31.0	1.6	1.9	S/D	1.6	4.3	49.8	49.7	58.9	493.90
20	1999	89.3	92.2	92.0	42.8	1.3	3.4	1.0	0.0	43.1	18.8	39.7	119.5	543.10
21	2000	197.4	137.3	119.5	10.9	2.6	5.8	2.7	4.5	10.7	49.3	29.3	82.0	652.00
22	2001	233.0	173.1	137.4	36.4	11.5	0.0	17.4	10.2	20.6	38.3	96.8	89.4	864.10
23	2002	134.5	184.6	112.7	21.6	16.2	2.5	27.1	3.7	10.3	78.7	97.8	132.4	822.10
24	2003	163.9	135.5	142.9	56.5	2.0	6.4	0.0	21.3	3.7	34.6	23.1	123.8	713.70
25	2004	173.7	125.8	66.5	21.0	2.4	20.5	17.0	9.0	21.7	25.6	60.9	87.9	632.00
26	2005	S/D	S/D	120.2	33.1	3.2	0.4	1.2	4.0	4.5	39.1	59.3	102.5	367.50
27	2006	203.4	155.5	145.9	40.9	0.2	4.9	0.0	10.5	S/D	72.5	67.8	147.2	848.80
28	2007	140.8	S/D	107.3	93.6	5.8	0.0	4.0	0.0	1.0	49.4	74.0	88.4	564.30
29	2008	108.8	109.2	64.4	7.6	8.7	2.1	0.0	3.9	13.9	51.7	90.2	S/D	460.50
30	2009	112.5	108.3	79.1	21.3	5.3	0.0	3.3	0.7	15.1	8.3	88.7	82.9	525.50
31	2010	268.5	168.5	129.2	16.6	1.3	0.0	1.4	4.7	8.2	70.0	40.0	174.1	882.50
32	2011	103.4	187.0	131.9	67.6	3.9	3.2	3.7	0.0	38.9	38.2	60.2	110.2	748.20
33	2012	70.5	157.9	41.7	48.1	4.5	1.2	0.0	0.0	18.4	19.5	138.2	179.5	679.50
34	2013	189.6	137.2	75.5	15.1	25.3	6.1	2.0	12.4	6.3	105.0	86.0	159.4	819.90
35	2014	161.9	116.5	40.0	35.0	10.1	0.0	3.2	5.8	S/D	S/D	S/D	156.0	528.50
36	2015	169.8	146.5	66.7	69.8	18.6	3.9	10.3	4.6	16.1	19.1	48.6	113.0	687.00
37	2016	104.0	153.1	54.3	24.4	3.0	0.0	4.5	0.5	7.0	79.5	28.0	89.8	548.10
38	2017	111.2	S/D	122.8	47.5	11.2	5.9	0.0	8.4	19.0	33.7	61.4	101.7	522.80
39	2018	154.8	162.5	146.3	20.3	0.2	16.0	11.6	7.1	9.1	84.8	80.8	95.0	788.40
40	2019	127.8	117.2	171.4	30.0	28.2	1.5	3.7	0.0	9.8	82.4	111.7	154.4	838.10
41	2020	126.7	156.4	S/D	S/D	S/D	S/D	8.2	1.0	5.6	7.5	46.6	138.2	490.20
42	2021	154.4	127.0	75.7	S/D	8.7	10.7	0.0	4.3	1.5	46.1	101.6	106.1	636.10
43	2022	214.4	107.2	142.2	12.9	1.0	0.5	0.0	2.5	21.9	1.2	29.3	54.6	587.70
44	2023	96.2	106.2	66.1	42.5	45.8	0.0	0.0	5.7	13.4	21.8	120.6	147.0	665.30
45	2024	73.6	87.3	133.5	56.2	14.8	0.1	0.5	0.0	24.4	29.6	131.6	89.2	640.80

Tabla 28*Estación incompleta Paruro.*

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1980	179.7	112.4	72.8	6.6	0.0	S/D	S/D	0.0	14.4	42.4	116.2	162.8	707.30
2	1981	173.2	158.8	205.5	34.5	0.0	4.0	0.0	12.0	26.4	42.4	41.0	45.4	743.20
3	1982	59.4	40.4	24.4	4.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	128.20
4	1983	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
5	1984	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
6	1985	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
7	1986	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	90.0	171.6	263.60
8	1987	363.2	75.2	91.0	47.1	0.0	0.0	8.6	0.0	6.4	S/D	S/D	S/D	591.50
9	1988	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
10	1989	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
11	1990	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
12	1991	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
13	1992	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
14	1993	S/D	S/D	S/D	38.0	0.0	0.0	S/D	5.0	18.0	57.0	90.5	239.0	447.50
15	1994	202.0	163.0	166.0	88.0	12.0	0.0	1.0	1.0	33.0	91.0	112.0	159.0	1028.00
16	1995	165.0	72.0	126.0	24.0	0.0	0.0	7.0	0.0	38.0	34.0	60.4	157.0	683.40
17	1996	210.0	110.0	95.3	71.3	21.6	0.0	0.0	34.5	26.1	76.3	82.9	S/D	728.00
18	1997	S/D	152.5	173.5	60.0	13.0	0.0	0.0	9.0	4.0	69.5	180.0	125.5	787.00
19	1998	177.5	149.2	96.2	56.0	0.3	3.0	0.0	1.5	0.7	105.5	94.5	105.0	789.40
20	1999	188.5	98.2	156.8	52.0	0.0	2.0	0.0	0.0	28.5	61.0	37.5	133.5	758.00
21	2000	160.5	198.5	115.0	13.5	4.5	10.0	9.0	11.0	7.0	70.5	15.4	95.4	710.30
22	2001	249.6	172.9	162.4	21.3	5.4	3.5	10.5	6.7	16.0	78.1	75.4	91.5	893.30
23	2002	142.8	255.9	149.1	43.9	22.6	4.2	18.5	18.8	29.7	S/D	114.0	156.3	955.80
24	2003	164.7	165.8	157.7	50.5	5.9	2.6	0.0	8.7	7.4	65.1	38.2	161.7	828.30
25	2004	189.5	219.7	56.8	22.6	14.1	12.2	8.7	0.0	34.4	59.8	53.8	148.1	819.70
26	2005	113.0	107.1	96.0	23.3	1.9	0.0	2.5	2.2	0.4	43.3	96.6	105.6	591.90
27	2006	202.8	133.0	132.5	90.0	0.0	6.2	0.0	8.8	S/D	42.3	77.2	109.8	802.60
28	2007	176.5	S/D	172.0	46.7	2.1	0.0	0.6	0.0	11.3	39.5	101.7	127.7	678.10
29	2008	137.5	S/D	100.3	22.5	21.4	4.5	0.0	3.2	28.4	52.0	75.1	118.7	563.60
30	2009	178.3	123.2	92.7	33.4	6.5	0.0	6.4	0.3	11.8	16.3	213.0	150.7	832.60
31	2010	339.5	153.9	126.7	45.1	4.5	0.0	0.0	6.9	2.5	59.1	62.1	183.5	983.80
32	2011	84.1	241.1	164.4	51.1	2.4	3.2	4.9	0.7	40.3	72.1	47.3	208.8	920.40
33	2012	139.8	213.8	111.0	30.7	1.4	4.4	1.6	0.0	41.0	28.8	156.9	241.6	971.00
34	2013	171.7	188.9	97.9	27.6	0.0	7.0	1.5	15.4	14.7	106.9	101.2	203.9	936.70
35	2014	252.0	168.5	96.5	62.0	6.1	0.0	4.0	2.1	12.3	42.9	24.4	212.6	883.40
36	2015	231.1	S/D	S/D	74.6	17.9	0.0	3.2	6.5	47.7	21.0	80.0	167.6	649.60
37	2016	103.3	254.7	85.8	31.3	4.8	0.0	7.2	3.2	20.0	88.1	45.3	122.9	766.60
38	2017	143.0	181.3	184.3	83.2	25.6	2.2	2.3	11.6	16.3	45.0	76.7	115.5	887.00
39	2018	133.3	248.2	190.4	31.7	0.0	10.9	21.0	14.1	10.5	110.1	71.5	99.4	941.10
40	2019	154.5	162.8	194.0	50.4	12.3	0.0	8.1	0.5	4.1	71.7	160.5	196.9	1015.80
41	2020	138.7	205.5	158.5	29.7	18.7	7.6	1.2	0.0	7.6	17.9	74.1	147.3	806.80
42	2021	173.3	117.7	156.8	81.9	20.6	0.9	2.6	0.0	17.2	42.6	136.1	183.6	933.30
43	2022	208.7	220.9	189.2	33.3	0.3	0.0	0.0	1.2	17.5	12.0	28.6	44.4	756.10
44	2023	79.2	154.5	141.7	52.0	40.5	0.0	0.0	11.2	S/D	S/D	139.9	154.4	773.40
45	2024	167.3	125.7	205.6	47.0	17.5	2.3	0.0	0.0	32.5	36.4	173.2	148.3	955.80

Tabla 30*Estación incompleta Curahuasi*

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1980	47.4	99.3	81.7	11.3	4.1	0.0	4.9	1.7	2.3	24.9	13.1	87.3	378.00
2	1981	114.7	122.7	64.1	46.8	0.0	6.0	0.9	18.3	24.5	53.0	146.2	103.1	700.30
3	1982	206.4	177.2	113.1	30.4	0.0	3.4	0.0	13.6	4.7	8.7	125.1	55.2	737.80
4	1983	138.5	87.5	67.8	45.8	S/D	S/D	0.0	0.0	0.0	0.0	53.7	93.8	487.10
5	1984	182.1	157.9	0.0	0.5	0.0	S/D	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D	340.50
6	1985	S/D	S/D	S/D	93.3	35.9	10.9	2.5	0.3	7.5	33.4	78.3	99.8	361.90
7	1986	98.3	96.9	157.5	34.0	6.8	0.0	0.0	9.2	29.5	26.8	28.1	54.4	541.50
8	1987	150.4	81.9	26.8	54.1	11.6	0.0	8.0	0.0	7.6	41.3	43.1	63.9	488.70
9	1988	178.6	113.6	124.2	81.6	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.6	0.0	S/D	539.60
10	1989	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	S/D	S/D	3.00
11	1990	S/D	48.5	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.0	0.0	21.1	0.0	0.0	69.60
12	1991	24.7	81.1	25.0	12.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	61.3	0.0	204.70
13	1992	40.0	61.3	29.0	37.9	0.0	0.0	0.0	24.7	10.8	42.1	54.0	85.0	384.80
14	1993	164.5	113.2	119.4	83.9	6.4	0.0	5.1	38.8	0.0	40.1	134.0	164.6	870.00
15	1994	167.6	81.3	61.7	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	229.3	95.6	156.1	810.60
16	1995	129.1	89.7	139.5	34.5	6.8	0.0	0.0	0.0	5.9	4.4	105.8	119.2	634.90
17	1996	120.9	165.8	77.1	48.7	0.8	0.0	0.0	21.4	17.9	64.1	62.2	63.7	642.60
18	1997	171.3	136.6	115.1	21.2	18.2	0.0	0.0	19.2	4.7	14.2	91.3	129.3	721.10
19	1998	176.0	106.6	85.7	12.7	2.2	3.9	0.0	1.7	2.2	35.1	35.8	99.3	561.20
20	1999	182.3	171.1	119.8	60.0	8.1	3.8	S/D	0.0	S/D	64.9	65.1	107.0	782.10
21	2000	202.8	180.5	85.8	S/D	7.1	11.2	16.0	14.1	15.5	51.5	40.5	124.9	749.90
22	2001	197.2	68.5	127.9	23.3	13.5	0.0	12.6	23.1	4.0	48.5	81.1	69.3	669.00
23	2002	114.3	158.8	107.2	87.4	15.0	7.2	32.2	12.9	27.4	102.4	108.0	106.0	878.80
24	2003	168.2	239.4	198.1	43.3	6.3	2.0	0.4	14.4	18.6	33.0	112.0	145.2	980.90
25	2004	123.8	134.1	67.7	47.9	17.9	S/D	14.5	12.4	43.9	46.9	75.8	171.7	756.60
26	2005	77.7	97.9	102.0	28.7	2.7	0.0	11.2	2.1	8.7	31.5	66.9	141.4	570.80
27	2006	183.0	116.9	103.9	77.0	0.0	6.0	0.0	1.1	S/D	51.4	87.8	121.2	748.30
28	2007	75.6	S/D	151.6	19.1	7.0	0.0	7.8	1.5	1.0	47.4	84.1	174.5	569.60
29	2008	107.5	127.3	109.4	18.7	8.4	6.3	0.0	10.6	5.5	48.2	93.3	152.1	687.30
30	2009	84.2	185.3	86.5	47.1	13.0	0.0	4.6	5.8	13.5	36.5	119.4	95.0	690.90
31	2010	175.5	91.2	114.6	35.5	7.1	0.0	1.8	4.6	9.9	43.0	58.7	113.0	654.90
32	2011	145.9	185.7	152.4	52.2	5.4	1.5	6.8	18.6	33.4	36.9	90.4	102.8	832.00
33	2012	135.7	240.1	209.5	69.0	0.0	5.6	7.0	1.4	17.1	57.0	44.6	233.6	1020.60
34	2013	113.2	186.9	64.6	22.1	3.7	1.0	2.3	27.0	7.9	51.7	124.2	146.8	751.40
35	2014	182.0	121.4	134.9	60.4	5.0	0.0	2.1	1.6	21.4	43.1	52.7	169.1	793.70
36	2015	183.3	151.2	150.9	55.9	10.0	1.1	0.9	16.9	2.3	28.8	72.3	109.5	783.10
37	2016	S/D	189.4	44.1	39.2	1.3	4.2	4.9	17.2	21.4	65.0	56.7	139.7	583.10
38	2017	152.3	131.3	119.7	31.1	14.5	0.0	0.0	6.5	12.6	66.2	81.5	80.0	695.70
39	2018	126.9	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	7.6	118.2	75.8	64.8	393.30
40	2019	154.6	104.7	149.8	20.8	12.0	0.8	2.9	9.4	5.4	27.2	151.0	164.8	803.40
41	2020	79.8	141.0	112.4	21.0	10.9	0.8	0.0	2.0	1.6	78.2	41.8	179.8	669.30
42	2021	193.6	112.0	172.0	103.4	20.1	1.4	0.0	0.5	8.6	87.9	93.2	90.2	882.90
43	2022	203.7	159.0	174.1	8.5	2.7	1.9	0.0	1.3	17.1	1.4	25.9	97.4	693.00
44	2023	129.2	156.9	145.3	38.5	49.6	0.0	0.0	0.0	11.6	55.2	169.2	191.9	947.40
45	2024	118.0	168.5	191.5	52.7	6.0	12.5	0.0	0.0	29.6	91.1	133.9	S/D	803.80

5.1.2.3. Completado de datos

El completado de datos hidrometeorológicos es un procedimiento estadístico utilizado para estimar valores faltantes en series temporales, con el fin de garantizar su continuidad y consistencia. Entre los métodos más utilizados se encuentran el método del promedio normal, el método de regresión, el método de correlación regional y los métodos probabilísticos basados en el ajuste de distribuciones de probabilidad (Chow et al., 1994; Tucci, 2001).

Para el completado de datos faltantes en las estaciones meteorológicas, se adoptó un enfoque probabilístico, basado en el ajuste de distribuciones de probabilidad a las series disponibles. Para tal fin, se utilizó el software estadístico EasyFit versión 5.5, el cual permite evaluar diversas distribuciones mediante pruebas de bondad de ajuste, tales como Kolmogorov–Smirnov, Anderson–Darling y Chi-cuadrado.

Se analizaron las distribuciones Normal, Log Normal (2 y 3 parámetros), Log Pearson tipo III, Gamma (2 y 3 parámetros), Gumbel y Log Gumbel, seleccionándose aquella que presentó el mejor ajuste estadístico. Una vez definida la distribución óptima y estimados sus parámetros, los valores faltantes fueron estimados de forma probabilística, manteniendo la continuidad estadística del comportamiento hidrológico de la variable analizada.

Los datos completados fueron utilizados únicamente para el análisis estadístico y no modifican la tendencia histórica de los registros originales.

Tabla 31*Estación completa Tambobamba*

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1980	240.0	294.2	316.6	92.0	5.0	7.1	4.7	8.1	12.6	72.6	152.7	273.7	1479.33
2	1981	174.2	213.6	293.0	63.0	8.6	8.1	3.0	19.1	49.1	91.1	96.2	211.6	1230.67
3	1982	128.3	130.0	51.5	65.8	41.0	0.0	9.4	21.6	27.0	75.6	172.8	185.6	908.62
4	1983	185.1	147.8	89.5	60.8	22.0	6.6	3.1	0.0	30.3	121.7	160.3	223.1	1050.30
5	1984	260.9	258.8	226.2	87.9	38.0	5.3	8.4	18.3	18.6	99.1	86.7	192.9	1301.07
6	1985	192.6	210.7	159.2	72.9	2.1	10.1	0.3	26.5	33.2	28.4	43.1	138.1	917.02
7	1986	224.2	318.7	197.8	82.7	0.4	0.3	4.9	20.3	28.8	36.5	81.2	198.5	1194.04
8	1987	208.9	360.2	164.5	80.3	19.5	9.5	12.8	0.0	27.8	75.5	54.6	177.2	1190.83
9	1988	223.5	137.0	326.7	62.7	34.4	18.6	6.6	4.9	15.4	36.9	75.4	156.2	1098.26
10	1989	151.2	195.3	137.0	113.9	8.6	0.0	0.0	6.4	29.9	39.8	94.9	113.2	890.24
11	1990	222.1	371.5	119.9	20.4	3.4	0.0	0.0	3.4	21.4	84.1	145.8	199.1	1191.14
12	1991	159.9	179.4	85.7	70.7	9.0	3.2	15.4	2.2	22.7	37.1	92.2	174.0	851.59
13	1992	196.8	272.6	123.0	76.7	13.8	0.0	8.3	8.4	16.6	63.5	152.1	164.9	1096.85
14	1993	191.0	192.2	242.0	99.6	13.2	0.0	11.3	0.0	6.1	19.9	76.4	168.1	1019.91
15	1994	136.6	206.5	113.5	57.8	24.9	13.3	4.4	1.3	56.2	80.3	49.8	148.9	893.49
16	1995	131.1	124.1	221.1	55.2	5.0	0.0	0.4	15.0	24.3	105.7	60.8	157.0	899.87
17	1996	226.7	162.2	133.6	55.6	4.9	0.0	0.0	38.7	15.8	113.8	90.1	188.1	1029.50
18	1997	205.1	204.9	171.0	59.5	10.7	0.0	0.0	21.2	16.9	42.2	120.7	111.8	964.00
19	1998	279.8	315.3	136.5	67.6	0.0	2.4	0.0	5.7	7.1	67.9	78.8	265.9	1226.89
20	1999	163.3	165.9	177.1	84.4	2.3	0.0	0.7	4.3	37.8	21.7	24.6	171.9	854.00
21	2000	180.4	233.7	122.5	47.4	26.5	5.1	4.9	19.1	29.1	93.8	42.6	189.1	994.25
22	2001	325.6	293.9	181.3	38.7	14.8	3.0	14.8	9.1	17.0	75.9	92.7	78.4	1145.20
23	2002	193.5	260.1	214.9	83.8	18.0	7.2	13.4	2.5	40.5	120.5	75.3	160.0	1189.70
24	2003	224.3	143.5	152.6	46.3	14.1	1.2	0.0	22.8	26.2	35.1	51.9	200.5	918.50
25	2004	224.7	250.8	71.6	46.1	0.9	1.9	15.3	22.2	53.1	62.3	60.0	256.2	1065.06
26	2005	144.0	209.5	158.9	50.5	0.0	0.0	2.4	6.0	4.2	105.1	74.9	150.6	906.09
27	2006	210.2	169.0	155.4	98.7	0.0	8.8	0.0	0.0	10.1	55.2	111.9	136.7	956.02
28	2007	149.9	317.5	216.2	30.7	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0	35.2	117.2	165.0	1036.73
29	2008	199.3	141.4	72.5	25.8	4.0	1.0	0.0	3.2	22.4	65.5	100.0	205.0	840.10
30	2009	167.0	171.1	80.2	31.5	4.8	0.0	2.0	0.8	16.4	99.8	237.3	170.6	981.50
31	2010	229.1	167.5	103.4	23.9	34.2	0.0	0.0	0.0	7.4	37.4	65.8	173.2	841.90
32	2011	160.9	261.5	246.9	47.7	3.5	0.0	3.4	5.6	56.9	42.8	51.2	149.2	1029.60
33	2012	221.0	254.3	232.6	85.2	3.0	5.8	1.4	0.0	19.0	110.4	139.3	337.5	1409.50
34	2013	138.5	217.6	121.0	38.6	0.5	9.9	3.4	23.8	16.4	131.9	139.9	231.6	1073.10
35	2014	229.3	187.2	143.9	43.5	33.2	0.0	4.8	1.4	29.6	55.7	59.0	194.8	982.40
36	2015	255.4	193.1	180.1	110.5	6.1	1.3	5.4	24.7	19.4	46.1	94.8	185.1	1122.00
37	2016	167.2	331.9	108.5	96.7	4.8	2.4	7.7	9.1	25.1	100.7	73.4	196.8	1124.30
38	2017	210.6	232.7	249.1	105.9	34.9	0.0	0.0	0.0	25.4	89.5	92.4	165.1	1205.60
39	2018	198.9	371.9	263.6	80.2	19.8	35.2	5.8	4.4	24.1	82.1	123.2	151.6	1360.79
40	2019	300.0	217.7	171.7	84.1	1.4	10.0	2.0	0.0	8.6	32.2	167.1	193.5	1188.30
41	2020	111.1	306.9	148.8	52.2	21.2	15.3	0.0	2.8	22.5	63.6	47.4	175.4	967.24
42	2021	205.0	164.2	200.4	100.2	20.6	0.0	22.0	0.0	17.9	92.0	125.3	189.8	1137.42
43	2022	257.4	196.7	172.2	51.8	0.0	0.0	0.0	0.0	40.4	90.8	99.1	154.0	1062.43
44	2023	176.3	178.4	237.3	76.2	47.8	0.0	0.0	13.8	30.1	56.7	167.7	310.1	1294.40
45	2024	203.0	112.1	168.3	112.3	9.2	16.6	0.0	0.0	25.6	67.2	260.5	227.3	1202.10

Tabla 32*Estación completa Granja Kayra*

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1980	106.2	126.4	135.0	23.2	3.7	0.0	5.3	1.0	12.6	62.9	60.2	83.1	619.60
2	1981	225.4	80.8	124.4	56.9	1.8	3.9	0.0	9.8	45.9	108.9	120.8	144.3	922.90
3	1982	178.9	115.5	143.1	58.8	0.0	9.2	3.4	4.9	14.0	37.9	122.5	98.6	786.80
4	1983	128.4	84.0	54.5	29.8	3.4	6.2	0.5	0.9	5.5	26.0	44.3	100.2	483.70
5	1984	198.6	142.4	71.0	82.8	0.0	2.0	1.3	11.4	4.2	114.6	68.5	102.8	799.60
6	1985	129.1	119.4	74.2	33.2	15.6	11.6	0.9	0.0	43.3	62.1	116.5	113.9	719.75
7	1986	76.4	92.2	125.7	65.5	6.2	0.0	1.8	4.2	7.5	17.3	69.6	102.7	569.10
8	1987	224.3	87.9	48.6	13.1	2.1	1.3	9.2	0.0	8.2	26.5	101.8	107.6	630.60
9	1988	163.8	84.3	166.5	108.9	4.6	0.0	0.0	0.0	9.9	36.2	47.6	103.7	725.50
10	1989	151.4	126.8	119.3	38.6	6.4	9.1	0.0	6.1	30.7	75.8	60.7	88.5	713.40
11	1990	157.6	90.4	60.2	47.4	7.5	31.8	0.0	5.8	13.3	73.7	86.9	66.5	641.10
12	1991	97.6	163.6	105.2	45.1	11.0	5.1	1.5	0.0	21.4	49.3	83.6	99.0	682.40
13	1992	114.1	102.4	104.0	14.9	0.0	19.4	0.0	21.4	8.0	50.7	117.4	57.0	609.30
14	1993	206.7	110.5	75.8	18.8	0.9	0.0	2.7	6.9	18.0	46.2	111.9	201.5	799.90
15	1994	177.0	163.9	173.9	45.5	11.8	0.0	0.0	0.0	25.7	40.2	40.5	119.9	798.40
16	1995	122.0	94.8	95.3	17.8	0.0	0.0	0.6	1.2	28.8	26.7	70.2	102.6	560.00
17	1996	131.9	98.0	70.5	32.3	11.0	0.0	0.0	6.3	5.7	73.7	87.8	143.6	660.74
18	1997	123.3	127.7	104.8	31.0	4.8	0.0	0.0	7.1	12.3	44.4	201.5	148.4	805.30
19	1998	116.3	156.2	22.6	31.0	1.6	1.9	11.6	1.6	4.3	49.8	49.7	58.9	505.52
20	1999	89.3	92.2	92.0	42.8	1.3	3.4	1.0	0.0	43.1	18.8	39.7	119.5	543.10
21	2000	197.4	137.3	119.5	10.9	2.6	5.8	2.7	4.5	10.7	49.3	29.3	82.0	652.00
22	2001	233.0	173.1	137.4	36.4	11.5	0.0	17.4	10.2	20.6	38.3	96.8	89.4	864.10
23	2002	134.5	184.6	112.7	21.6	16.2	2.5	27.1	3.7	10.3	78.7	97.8	132.4	822.10
24	2003	163.9	135.5	142.9	56.5	2.0	6.4	0.0	21.3	3.7	34.6	23.1	123.8	713.70
25	2004	173.7	125.8	66.5	21.0	2.4	20.5	17.0	9.0	21.7	25.6	60.9	87.9	632.00
26	2005	150.5	129.6	120.2	33.1	3.2	0.4	1.2	4.0	4.5	39.1	59.3	102.5	647.62
27	2006	203.4	155.5	145.9	40.9	0.2	4.9	0.0	10.5	28.1	72.5	67.8	147.2	876.92
28	2007	140.8	109.9	107.3	93.6	5.8	0.0	4.0	0.0	1.0	49.4	74.0	88.4	674.22
29	2008	108.8	109.2	64.4	7.6	8.7	2.1	0.0	3.9	13.9	51.7	90.2	147.5	607.95
30	2009	112.5	108.3	79.1	21.3	5.3	0.0	3.3	0.7	15.1	8.3	88.7	82.9	525.50
31	2010	268.5	168.5	129.2	16.6	1.3	0.0	1.4	4.7	8.2	70.0	40.0	174.1	882.50
32	2011	103.4	187.0	131.9	67.6	3.9	3.2	3.7	0.0	38.9	38.2	60.2	110.2	748.20
33	2012	70.5	157.9	41.7	48.1	4.5	1.2	0.0	0.0	18.4	19.5	138.2	179.5	679.50
34	2013	189.6	137.2	75.5	15.1	25.3	6.1	2.0	12.4	6.3	105.0	86.0	159.4	819.90
35	2014	161.9	116.5	40.0	35.0	10.1	0.0	3.2	5.8	14.7	34.6	89.3	156.0	667.08
36	2015	169.8	146.5	66.7	69.8	18.6	3.9	10.3	4.6	16.1	19.1	48.6	113.0	687.00
37	2016	104.0	153.1	54.3	24.4	3.0	0.0	4.5	0.5	7.0	79.5	28.0	89.8	548.10
38	2017	111.2	99.9	122.8	47.5	11.2	5.9	0.0	8.4	19.0	33.7	61.4	101.7	622.71
39	2018	154.8	162.5	146.3	20.3	0.2	16.0	11.6	7.1	9.1	84.8	80.8	95.0	788.40
40	2019	127.8	117.2	171.4	30.0	28.2	1.5	3.7	0.0	9.8	82.4	111.7	154.4	838.10
41	2020	126.7	156.4	131.7	39.6	12.3	7.1	8.2	1.0	5.6	7.5	46.6	138.2	680.88
42	2021	154.4	127.0	75.7	19.4	8.7	10.7	0.0	4.3	1.5	46.1	101.6	106.1	655.48
43	2022	214.4	107.2	142.2	12.9	1.0	0.5	0.0	2.5	21.9	1.2	29.3	54.6	587.70
44	2023	96.2	106.2	66.1	42.5	45.8	0.0	0.0	5.7	13.4	21.8	120.6	147.0	665.30
45	2024	73.6	87.3	133.5	56.2	14.8	0.1	0.5	0.0	24.4	29.6	131.6	89.2	640.80

Tabla 33*Estación completa Paruro*

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1980	179.7	112.4	72.8	6.6	0.0	1.4	7.0	0.0	14.4	42.4	116.2	162.8	715.68
2	1981	173.2	158.8	205.5	34.5	0.0	4.0	0.0	12.0	26.4	42.4	41.0	45.4	743.20
3	1982	59.4	40.4	24.4	4.0	7.7	4.1	14.3	5.9	6.4	75.6	42.9	125.9	410.96
4	1983	177.2	81.9	155.2	37.8	2.1	0.0	2.4	10.9	26.6	35.5	120.4	255.8	905.59
5	1984	134.7	193.0	200.2	3.2	20.0	1.7	9.4	14.9	11.3	38.5	127.0	80.5	834.48
6	1985	87.3	219.1	184.5	44.7	6.4	3.7	12.1	9.8	2.3	22.1	80.6	155.0	827.86
7	1986	208.5	137.1	174.9	49.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	90.0	171.6	833.29
8	1987	363.2	75.2	91.0	47.1	0.0	0.0	8.6	0.0	6.4	55.5	71.0	130.6	848.57
9	1988	128.4	174.7	182.4	97.2	8.6	3.9	1.7	15.5	6.4	52.9	97.5	159.3	928.46
10	1989	108.6	247.5	150.8	25.5	0.0	0.0	2.6	7.0	3.8	64.4	83.0	169.2	862.51
11	1990	212.9	130.5	155.9	8.8	18.4	2.0	2.3	0.0	7.0	105.3	161.7	143.7	948.63
12	1991	116.3	114.7	179.6	60.5	11.3	0.1	3.2	7.2	18.1	27.9	144.0	208.0	890.86
13	1992	175.1	106.0	149.3	39.6	13.9	1.0	13.4	12.5	23.7	131.6	66.0	110.6	842.81
14	1993	129.1	165.5	160.1	38.0	0.0	0.0	0.6	5.0	18.0	57.0	90.5	239.0	902.80
15	1994	202.0	163.0	166.0	88.0	12.0	0.0	1.0	1.0	33.0	91.0	112.0	159.0	1028.00
16	1995	165.0	72.0	126.0	24.0	0.0	0.0	7.0	0.0	38.0	34.0	60.4	157.0	683.40
17	1996	210.0	110.0	95.3	71.3	21.6	0.0	0.0	34.5	26.1	76.3	82.9	195.9	923.86
18	1997	125.6	152.5	173.5	60.0	13.0	0.0	0.0	9.0	4.0	69.5	180.0	125.5	912.57
19	1998	177.5	149.2	96.2	56.0	0.3	3.0	0.0	1.5	0.7	105.5	94.5	105.0	789.40
20	1999	188.5	98.2	156.8	52.0	0.0	2.0	0.0	0.0	28.5	61.0	37.5	133.5	758.00
21	2000	160.5	198.5	115.0	13.5	4.5	10.0	9.0	11.0	7.0	70.5	15.4	95.4	710.30
22	2001	249.6	172.9	162.4	21.3	5.4	3.5	10.5	6.7	16.0	78.1	75.4	91.5	893.30
23	2002	142.8	255.9	149.1	43.9	22.6	4.2	18.5	18.8	29.7	70.9	114.0	156.3	1026.74
24	2003	164.7	165.8	157.7	50.5	5.9	2.6	0.0	8.7	7.4	65.1	38.2	161.7	828.30
25	2004	189.5	219.7	56.8	22.6	14.1	12.2	8.7	0.0	34.4	59.8	53.8	148.1	819.70
26	2005	113.0	107.1	96.0	23.3	1.9	0.0	2.5	2.2	0.4	43.3	96.6	105.6	591.90
27	2006	202.8	133.0	132.5	90.0	0.0	6.2	0.0	8.8	11.0	42.3	77.2	109.8	813.57
28	2007	176.5	123.4	172.0	46.7	2.1	0.0	0.6	0.0	11.3	39.5	101.7	127.7	801.48
29	2008	137.5	77.8	100.3	22.5	21.4	4.5	0.0	3.2	28.4	52.0	75.1	118.7	641.35
30	2009	178.3	123.2	92.7	33.4	6.5	0.0	6.4	0.3	11.8	16.3	213.0	150.7	832.60
31	2010	339.5	153.9	126.7	45.1	4.5	0.0	0.0	6.9	2.5	59.1	62.1	183.5	983.80
32	2011	84.1	241.1	164.4	51.1	2.4	3.2	4.9	0.7	40.3	72.1	47.3	208.8	920.40
33	2012	139.8	213.8	111.0	30.7	1.4	4.4	1.6	0.0	41.0	28.8	156.9	241.6	971.00
34	2013	171.7	188.9	97.9	27.6	0.0	7.0	1.5	15.4	14.7	106.9	101.2	203.9	936.70
35	2014	252.0	168.5	96.5	62.0	6.1	0.0	4.0	2.1	12.3	42.9	24.4	212.6	883.40
36	2015	231.1	207.8	58.7	74.6	17.9	0.0	3.2	6.5	47.7	21.0	80.0	167.6	916.08
37	2016	103.3	254.7	85.8	31.3	4.8	0.0	7.2	3.2	20.0	88.1	45.3	122.9	766.60
38	2017	143.0	181.3	184.3	83.2	25.6	2.2	2.3	11.6	16.3	45.0	76.7	115.5	887.00
39	2018	133.3	248.2	190.4	31.7	0.0	10.9	21.0	14.1	10.5	110.1	71.5	99.4	941.10
40	2019	154.5	162.8	194.0	50.4	12.3	0.0	8.1	0.5	4.1	71.7	160.5	196.9	1015.80
41	2020	138.7	205.5	158.5	29.7	18.7	7.6	1.2	0.0	7.6	17.9	74.1	147.3	806.80
42	2021	173.3	117.7	156.8	81.9	20.6	0.9	2.6	0.0	17.2	42.6	136.1	183.6	933.30
43	2022	208.7	220.9	189.2	33.3	0.3	0.0	0.0	1.2	17.5	12.0	28.6	44.4	756.10
44	2023	79.2	154.5	141.7	52.0	40.5	0.0	0.0	11.2	52.4	83.7	139.9	154.4	909.56
45	2024	167.3	125.7	205.6	47.0	17.5	2.3	0.0	0.0	32.5	36.4	173.2	148.3	955.80

Tabla 34*Estación completa Abancay*

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1980	158.3	197.0	194.0	71.3	1.3	0.5	45.1	33.5	16.1	133.7	167.1	100.7	1118.58
2	1981	217.6	149.2	81.2	68.6	8.0	2.3	10.3	17.6	0.0	109.8	43.4	68.4	776.46
3	1982	206.1	199.6	170.7	91.4	3.5	2.2	14.1	10.7	45.8	57.2	63.4	106.8	971.56
4	1983	148.1	267.1	111.6	94.3	2.2	16.2	8.1	19.6	4.9	55.1	221.7	215.1	1163.92
5	1984	246.5	177.4	113.9	0.0	10.3	0.6	23.5	4.7	29.7	17.3	57.2	153.1	834.27
6	1985	195.2	114.9	90.8	60.6	12.4	0.0	12.7	44.6	70.1	55.0	84.5	138.8	879.49
7	1986	189.2	163.4	124.7	53.6	53.5	0.3	2.8	0.0	24.6	74.8	55.4	116.3	858.66
8	1987	168.3	159.3	118.2	69.6	12.6	5.8	12.6	5.7	96.1	51.0	45.3	161.9	906.46
9	1988	80.3	161.4	125.2	72.6	28.0	1.4	10.7	39.5	2.3	82.4	137.1	165.3	906.23
10	1989	176.5	294.1	90.4	63.9	42.6	8.5	11.3	18.2	67.6	40.0	82.5	103.6	999.18
11	1990	189.3	221.6	145.4	58.1	42.1	6.3	0.0	37.3	25.2	46.1	120.5	82.3	974.14
12	1991	247.0	271.1	180.9	58.5	36.6	9.1	6.7	0.0	25.4	30.2	42.5	156.7	1064.76
13	1992	185.3	270.6	190.6	63.6	8.7	3.6	68.8	19.5	7.2	41.4	29.4	121.1	1009.84
14	1993	143.9	195.8	123.0	73.0	3.5	1.2	0.0	19.9	23.8	77.3	28.3	139.4	829.33
15	1994	197.1	297.4	138.6	35.7	8.9	0.0	13.1	28.9	10.4	51.8	88.5	155.3	1025.59
16	1995	195.9	168.3	115.2	42.1	6.5	0.9	11.9	32.1	3.1	21.4	31.3	78.7	707.48
17	1996	275.6	247.5	114.7	64.0	4.5	2.0	6.0	28.1	23.0	66.7	51.8	62.5	946.40
18	1997	256.3	177.6	180.4	56.6	21.2	2.7	0.0	35.0	25.6	25.4	85.2	86.9	952.84
19	1998	171.9	102.1	157.8	22.0	9.1	3.0	0.0	1.0	9.0	92.0	52.1	89.6	709.60
20	1999	203.3	291.6	162.0	77.9	12.2	9.3	3.4	0.0	71.1	27.9	73.6	132.8	1065.13
21	2000	213.5	299.2	115.3	49.9	7.1	18.9	19.5	28.8	16.9	92.9	51.2	196.1	1109.30
22	2001	256.2	180.0	193.8	26.0	51.4	1.1	29.5	24.6	10.6	32.6	33.1	102.6	941.47
23	2002	125.6	202.3	133.9	76.0	22.8	11.0	58.0	16.3	63.2	77.0	84.0	107.4	977.48
24	2003	208.2	182.9	199.6	20.5	6.7	0.0	1.6	35.8	35.7	94.9	35.5	136.6	958.00
25	2004	138.7	217.2	110.1	55.6	10.5	22.2	37.0	17.9	34.9	23.3	40.4	145.3	853.13
26	2005	78.7	150.6	131.2	57.1	15.1	0.0	16.3	19.3	24.8	83.4	69.2	137.0	782.69
27	2006	210.3	143.0	87.9	42.0	0.0	13.3	0.0	0.0	60.1	81.2	129.3	141.1	908.19
28	2007	153.1	125.5	177.0	17.8	16.5	1.9	17.9	11.5	1.3	69.4	46.1	200.0	837.97
29	2008	163.9	98.9	101.9	0.0	22.0	25.6	0.0	10.3	9.6	32.3	64.0	126.2	654.73
30	2009	169.6	191.1	126.2	69.7	4.5	1.0	17.4	16.1	0.0	34.5	145.1	55.5	830.64
31	2010	178.0	177.5	94.3	68.7	24.5	0.0	3.5	9.1	5.4	51.1	34.9	139.2	786.20
32	2011	226.5	239.2	192.4	13.9	13.2	2.3	3.6	0.0	34.3	52.6	104.2	92.5	974.63
33	2012	70.3	306.9	157.4	67.4	15.6	14.9	6.3	3.8	29.2	60.6	25.9	267.4	1025.76
34	2013	268.2	203.9	135.6	71.4	5.0	23.7	18.1	27.8	17.0	8.6	56.2	188.9	1024.31
35	2014	271.1	206.0	126.4	67.1	24.2	1.4	21.6	20.1	15.2	92.4	42.3	124.5	1012.38
36	2015	166.1	215.7	104.0	21.1	3.9	1.7	10.9	20.2	25.3	66.0	80.4	128.3	843.48
37	2016	217.1	99.6	159.7	86.0	17.2	0.9	20.4	41.4	13.6	54.2	56.4	239.9	1006.36
38	2017	161.1	256.2	114.8	72.6	27.3	7.9	27.8	27.6	21.0	43.4	40.5	38.5	838.63
39	2018	159.8	172.7	120.8	60.0	14.1	15.9	21.8	26.0	41.9	22.2	217.6	141.9	1014.61
40	2019	263.4	208.3	160.6	42.6	5.4	0.1	34.0	27.3	23.9	140.3	29.9	175.3	1110.95
41	2020	211.8	214.6	151.0	71.5	19.8	1.1	1.4	27.3	0.0	70.7	89.8	122.2	981.25
42	2021	195.7	269.0	130.5	54.3	27.7	0.4	3.1	21.6	14.9	103.5	112.7	108.7	1042.14
43	2022	64.7	264.0	129.1	65.5	3.3	0.3	13.0	2.9	38.9	121.7	74.8	133.7	911.89
44	2023	244.8	188.1	81.7	59.7	7.4	0.3	13.3	33.3	22.1	59.5	61.7	189.6	961.53
45	2024	278.8	225.1	187.1	42.9	23.5	9.2	15.2	14.5	39.7	102.3	67.3	97.9	1103.63

Tabla 35*Estación completa Curahuasi*

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1	1980	47.4	99.3	81.7	11.3	4.1	0.0	4.9	1.7	2.3	24.9	13.1	87.3	378.00
2	1981	114.7	122.7	64.1	46.8	0.0	6.0	0.9	18.3	24.5	53.0	146.2	103.1	700.30
3	1982	206.4	177.2	113.1	30.4	0.0	3.4	0.0	13.6	4.7	8.7	125.1	55.2	737.80
4	1983	138.5	87.5	67.8	45.8	0.8	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	53.7	93.8	490.07
5	1984	182.1	157.9	0.0	0.5	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	130.2	472.48
6	1985	167.5	115.3	78.9	93.3	35.9	10.9	2.5	0.3	7.5	33.4	78.3	99.8	723.60
7	1986	98.3	96.9	157.5	34.0	6.8	0.0	0.0	9.2	29.5	26.8	28.1	54.4	541.50
8	1987	150.4	81.9	26.8	54.1	11.6	0.0	8.0	0.0	7.6	41.3	43.1	63.9	488.70
9	1988	178.6	113.6	124.2	81.6	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.6	0.0	118.2	657.75
10	1989	185.8	204.0	133.9	35.8	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	101.2	128.5	792.12
11	1990	208.0	48.5	105.8	18.8	2.0	1.9	0.0	0.0	0.0	21.1	0.0	0.0	406.06
12	1991	24.7	81.1	25.0	12.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	61.3	0.0	204.70
13	1992	40.0	61.3	29.0	37.9	0.0	0.0	0.0	24.7	10.8	42.1	54.0	85.0	384.80
14	1993	164.5	113.2	119.4	83.9	6.4	0.0	5.1	38.8	0.0	40.1	134.0	164.6	870.00
15	1994	167.6	81.3	61.7	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	229.3	95.6	156.1	810.60
16	1995	129.1	89.7	139.5	34.5	6.8	0.0	0.0	0.0	5.9	4.4	105.8	119.2	634.90
17	1996	120.9	165.8	77.1	48.7	0.8	0.0	0.0	21.4	17.9	64.1	62.2	63.7	642.60
18	1997	171.3	136.6	115.1	21.2	18.2	0.0	0.0	19.2	4.7	14.2	91.3	129.3	721.10
19	1998	176.0	106.6	85.7	12.7	2.2	3.9	0.0	1.7	2.2	35.1	35.8	99.3	561.20
20	1999	182.3	171.1	119.8	60.0	8.1	3.8	2.4	0.0	16.4	64.9	65.1	107.0	800.94
21	2000	202.8	180.5	85.8	27.8	7.1	11.2	16.0	14.1	15.5	51.5	40.5	124.9	777.71
22	2001	197.2	68.5	127.9	23.3	13.5	0.0	12.6	23.1	4.0	48.5	81.1	69.3	669.00
23	2002	114.3	158.8	107.2	87.4	15.0	7.2	32.2	12.9	27.4	102.4	108.0	106.0	878.80
24	2003	168.2	239.4	198.1	43.3	6.3	2.0	0.4	14.4	18.6	33.0	112.0	145.2	980.90
25	2004	123.8	134.1	67.7	47.9	17.9	2.6	14.5	12.4	43.9	46.9	75.8	171.7	759.20
26	2005	77.7	97.9	102.0	28.7	2.7	0.0	11.2	2.1	8.7	31.5	66.9	141.4	570.80
27	2006	183.0	116.9	103.9	77.0	0.0	6.0	0.0	1.1	20.8	51.4	87.8	121.2	769.11
28	2007	75.6	85.0	151.6	19.1	7.0	0.0	7.8	1.5	1.0	47.4	84.1	174.5	654.61
29	2008	107.5	127.3	109.4	18.7	8.4	6.3	0.0	10.6	5.5	48.2	93.3	152.1	687.30
30	2009	84.2	185.3	86.5	47.1	13.0	0.0	4.6	5.8	13.5	36.5	119.4	95.0	690.90
31	2010	175.5	91.2	114.6	35.5	7.1	0.0	1.8	4.6	9.9	43.0	58.7	113.0	654.90
32	2011	145.9	185.7	152.4	52.2	5.4	1.5	6.8	18.6	33.4	36.9	90.4	102.8	832.00
33	2012	135.7	240.1	209.5	69.0	0.0	5.6	7.0	1.4	17.1	57.0	44.6	233.6	1020.60
34	2013	113.2	186.9	64.6	22.1	3.7	1.0	2.3	27.0	7.9	51.7	124.2	146.8	751.40
35	2014	182.0	121.4	134.9	60.4	5.0	0.0	2.1	1.6	21.4	43.1	52.7	169.1	793.70
36	2015	183.3	151.2	150.9	55.9	10.0	1.1	0.9	16.9	2.3	28.8	72.3	109.5	783.10
37	2016	171.4	189.4	44.1	39.2	1.3	4.2	4.9	17.2	21.4	65.0	56.7	139.7	754.46
38	2017	152.3	131.3	119.7	31.1	14.5	0.0	0.0	6.5	12.6	66.2	81.5	80.0	695.70
39	2018	126.9	102.7	98.6	54.6	5.6	4.2	1.0	9.7	7.6	118.2	75.8	64.8	669.77
40	2019	154.6	104.7	149.8	20.8	12.0	0.8	2.9	9.4	5.4	27.2	151.0	164.8	803.40
41	2020	79.8	141.0	112.4	21.0	10.9	0.8	0.0	2.0	1.6	78.2	41.8	179.8	669.30
42	2021	193.6	112.0	172.0	103.4	20.1	1.4	0.0	0.5	8.6	87.9	93.2	90.2	882.90
43	2022	203.7	159.0	174.1	8.5	2.7	1.9	0.0	1.3	17.1	1.4	25.9	97.4	693.00
44	2023	129.2	156.9	145.3	38.5	49.6	0.0	0.0	0.0	11.6	55.2	169.2	191.9	947.40
45	2024	118.0	168.5	191.5	52.7	6.0	12.5	0.0	0.0	29.6	91.1	133.9	139.3	943.05

Análisis de consistencia

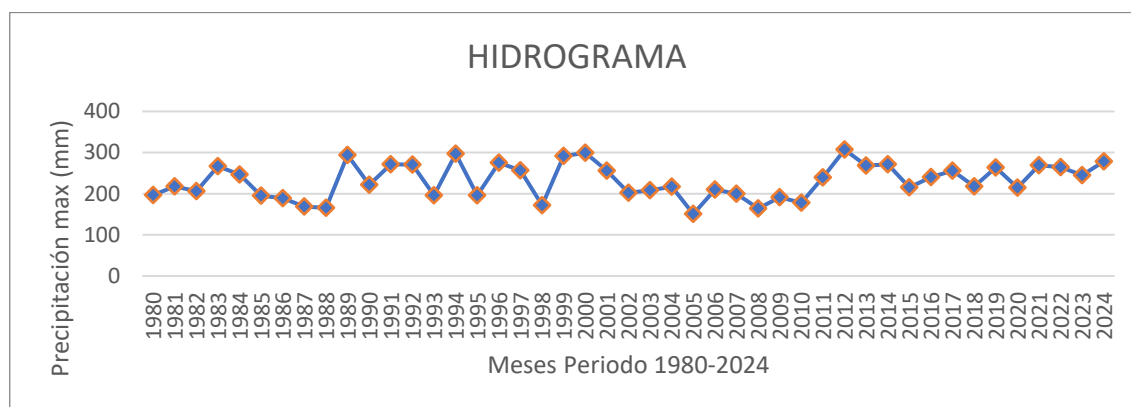
El análisis de consistencia es un proceso que nos permite identificar, evaluar y eliminar un posible déficit en la toma de datos. Antes de utilizar un registro es necesario realizar un análisis de consistencia con el fin de obtener una serie confiable (consistente y homogénea). En el análisis de consistencia, se realiza los siguientes procesos:

Análisis visual gráfico

Se realiza para analizar la consistencia de los datos de forma visual mediante hidrogramas, se podrá indicar en que periodos la información es dudosa, lo que se verá reflejado en picos, saltos y/o tendencias, estos datos deberán comprobarse si son fenómenos naturales o errores sistemáticos.

Figura 27

Hidrograma de precipitación máxima anual histórico – Estación Kayra



La figura presenta el hidrograma de precipitación máxima mensual correspondiente al periodo 1980–2024, elaborado a partir del registro histórico de las estaciones meteorológicas de la región. En el gráfico se observa la variabilidad interanual de las precipitaciones máximas, cuyos valores fluctúan predominantemente entre 180 mm y 320

mm, mostrando picos ocasionales que superan los 330 mm, propios de eventos de lluvia de alta intensidad característicos de zonas altoandinas.

5.1.2.4. Análisis doble masa

El análisis de doble masa es un método utilizado en hidrología para evaluar la consistencia y homogeneidad de las series de precipitación, mediante la comparación del acumulado de una estación con el acumulado promedio de un conjunto de estaciones de referencia. Este método permite identificar posibles inconsistencias originadas por cambios en las condiciones de medición, relocalización de instrumentos o errores sistemáticos en el registro de datos (Chow, Maidment & Mays, 1988).

Previo a la aplicación de los registros pluviométricos en el análisis hidrológico, se realizó el análisis de doble masa con la finalidad de verificar la confiabilidad de la información disponible. Para ello, se compararon los acumulados anuales de precipitación de las estaciones Tambobamba, Granja Kayra, Abancay, Paruro y Curahuasi con el acumulado promedio del conjunto, considerado como serie de referencia regional.

Tabla 36

Análisis de doble masa de estaciones

ANÁLISIS DE DOBLE MASA

AÑO	TAMBOMBAMBA		KAYRA		ABANCAY		PARURO		CURAHUASI		TOTAL	
	PARCIAL	ACUMUL.	PARCIAL	ACUMUL.	PARCIAL	ACUMUL.	PARCIAL	ACUMUL.	PARCIAL	ACUMUL.	PROMEDIO	ACUMULADO
1980	316.59	316.59	135.00	135.00	196.97	196.97	179.70	179.70	99.30	99.30	185.51	185.51
1981	293.00	609.59	225.40	360.40	217.64	414.61	205.50	385.20	146.20	245.50	217.55	403.06
1982	185.61	795.20	178.90	539.30	206.07	620.68	125.89	511.09	206.40	451.90	180.57	583.63
1983	223.06	1,018.25	128.40	667.70	267.10	887.79	255.77	766.86	138.50	590.40	202.57	786.20
1984	260.95	1,279.20	198.60	866.30	246.54	1,134.33	200.17	967.03	182.10	772.50	217.67	1,003.87
1985	210.70	1,489.90	129.10	995.40	195.17	1,329.50	219.09	1,186.13	167.53	940.03	184.32	1,188.19
1986	318.68	1,808.58	125.70	1,121.10	189.24	1,518.74	208.54	1,394.67	157.50	1,097.53	199.93	1,388.13
1987	360.24	2,168.82	224.30	1,345.40	168.34	1,687.08	363.20	1,757.87	150.40	1,247.93	253.30	1,641.42
1988	326.66	2,495.48	166.50	1,511.90	165.27	1,852.36	182.38	1,940.25	178.60	1,426.53	203.88	1,845.30
1989	195.30	2,690.78	151.40	1,663.30	294.12	2,146.48	247.52	2,187.77	203.98	1,630.52	218.46	2,063.77
1990	371.49	3,062.27	157.60	1,820.90	221.60	2,368.08	212.94	2,400.71	207.97	1,838.49	234.32	2,298.09
1991	179.42	3,241.69	163.60	1,984.50	271.09	2,639.17	208.03	2,608.73	81.10	1,919.59	180.65	2,478.74
1992	272.64	3,514.33	117.40	2,101.90	270.59	2,909.76	175.05	2,783.79	85.00	2,004.59	184.14	2,662.87
1993	242.04	3,756.37	206.70	2,308.60	195.81	3,105.57	239.00	3,022.79	164.60	2,169.19	209.63	2,872.50
1994	206.46	3,962.83	177.00	2,485.60	297.36	3,402.94	202.00	3,224.79	229.30	2,398.49	222.43	3,094.93
1995	221.13	4,183.97	122.00	2,607.60	195.91	3,598.84	165.00	3,389.79	139.50	2,537.99	168.71	3,263.64
1996	226.70	4,410.67	143.56	2,751.16	275.60	3,874.44	210.00	3,599.79	165.80	2,703.79	204.33	3,467.97
1997	205.10	4,615.77	201.50	2,952.66	256.26	4,130.70	180.00	3,779.79	171.30	2,875.09	202.83	3,670.80
1998	315.31	4,931.07	156.20	3,108.86	171.90	4,302.60	177.50	3,957.29	176.00	3,051.09	199.38	3,870.18
1999	177.10	5,108.17	119.50	3,228.36	291.60	4,594.20	188.50	4,145.79	182.30	3,233.39	191.80	4,061.98
2000	233.70	5,341.87	197.40	3,425.76	299.20	4,893.40	198.50	4,344.29	202.80	3,436.19	226.32	4,288.30
2001	325.60	5,667.47	233.00	3,658.76	256.20	5,149.60	249.60	4,593.89	197.20	3,633.39	252.32	4,540.62
2002	260.10	5,927.57	184.60	3,843.36	202.30	5,351.90	255.90	4,849.79	158.80	3,792.19	212.34	4,752.96
2003	224.30	6,151.87	163.90	4,007.26	208.20	5,560.10	165.80	5,015.59	239.40	4,031.59	200.32	4,953.28
2004	256.20	6,408.07	173.70	4,180.96	217.20	5,777.30	219.70	5,235.29	171.70	4,203.29	207.70	5,160.98
2005	209.50	6,617.57	150.47	4,331.43	150.60	5,927.90	113.00	5,348.29	141.40	4,344.69	152.99	5,313.98
2006	210.20	6,827.77	203.40	4,534.83	210.30	6,138.20	202.80	5,551.09	183.00	4,527.69	201.94	5,515.92
2007	317.53	7,145.30	140.80	4,675.63	200.00	6,338.20	176.50	5,727.59	174.50	4,702.19	201.87	5,717.78
2008	205.00	7,350.30	147.45	4,823.08	163.90	6,502.10	137.50	5,865.09	152.10	4,854.29	161.19	5,878.97
2009	237.30	7,587.60	112.50	4,935.58	191.10	6,693.20	213.00	6,078.09	185.30	5,039.59	187.84	6,066.81
2010	229.10	7,816.70	268.50	5,204.08	178.00	6,871.20	339.50	6,417.59	175.50	5,215.09	238.12	6,304.93
2011	261.50	8,078.20	187.00	5,391.08	239.20	7,110.40	241.10	6,658.69	185.70	5,400.79	222.90	6,527.83
2012	337.50	8,415.70	179.50	5,570.58	306.90	7,417.31	241.60	6,900.29	240.10	5,640.89	261.12	6,788.95
2013	231.60	8,647.30	189.60	5,760.18	268.20	7,685.50	203.90	7,104.19	186.90	5,827.79	216.04	7,004.99
2014	229.30	8,876.60	161.90	5,922.08	271.10	7,956.60	252.00	7,356.19	182.00	6,009.79	219.26	7,224.25
2015	255.40	9,132.00	169.80	6,091.88	215.74	8,172.34	231.10	7,587.29	183.30	6,193.09	211.07	7,435.32
2016	331.90	9,463.90	153.10	6,244.98	239.89	8,412.23	254.70	7,841.99	189.40	6,382.49	233.80	7,669.12
2017	249.10	9,713.00	122.80	6,367.78	256.17	8,668.40	184.30	8,026.29	152.30	6,534.79	192.93	7,862.05
2018	371.90	10,084.90	162.50	6,530.28	217.57	8,885.97	248.20	8,274.49	126.90	6,661.69	225.41	8,087.47

2019	300.00	10,384.90	171.40	6,701.68	263.42	9,149.39	196.90	8,471.39	164.80	6,826.49	219.30	8,306.77
2020	306.90	10,691.80	156.40	6,858.08	214.57	9,363.96	205.50	8,676.89	179.80	7,006.29	212.63	8,519.40
2021	205.00	10,896.80	154.40	7,012.48	269.01	9,632.97	183.60	8,860.49	193.60	7,199.89	201.12	8,720.53
2022	257.40	11,154.20	214.40	7,226.88	264.04	9,897.01	220.90	9,081.39	203.70	7,403.59	232.09	8,952.61
2023	310.10	11,464.30	147.00	7,373.88	244.81	10,141.82	154.50	9,235.89	191.90	7,595.49	209.66	9,162.28
2024	260.50	11,724.80	133.50	7,507.38	278.75	10,420.57	205.60	9,441.49	191.50	7,786.99	213.97	9,376.25

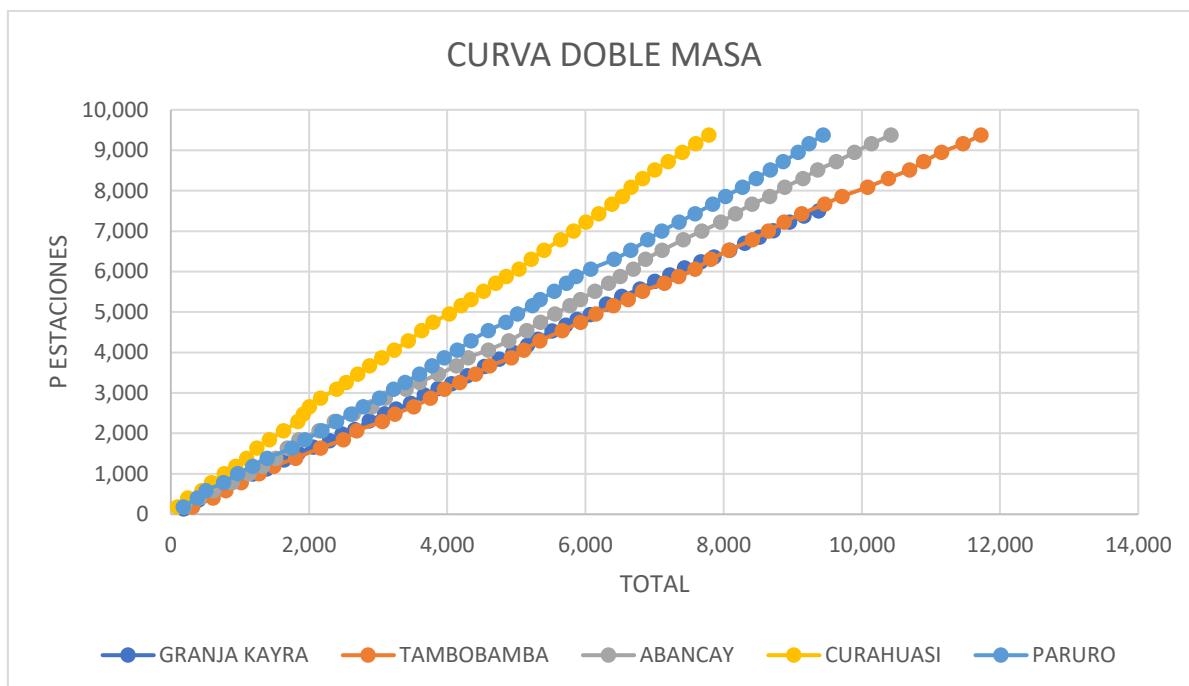
La Tabla presenta los valores anuales y acumulados de precipitación correspondientes a las estaciones analizadas, así como el promedio anual y su acumulado, empleado como base para la construcción de las curvas de doble masa.

Del análisis de los acumulados se observa un crecimiento progresivo y continuo en todas las estaciones a lo largo del período evaluado, sin evidenciar quiebres abruptos ni cambios significativos en la pendiente de las curvas. Este comportamiento indica una adecuada coherencia temporal y proporcionalidad estable entre los registros pluviométricos.

Las diferencias observadas en los valores absolutos de precipitación acumulada entre estaciones se consideran coherentes con las condiciones climáticas y altitudinales propias de cada ubicación. No obstante, dichas diferencias se mantienen constantes a lo largo del tiempo, lo que se refleja en trayectorias aproximadamente paralelas respecto al acumulado promedio regional.

Figura 28

Análisis de doble masa acumulado de las cinco estaciones



La figura muestra la curva de doble masa construida a partir de los registros acumulados de precipitación anual de cinco estaciones meteorológicas: Granja Kayra, Tambobamba, Abancay, Curahuasi y Paruro. Este tipo de gráfico es utilizado para evaluar la consistencia y homogeneidad de las series de precipitación, comparando la acumulación de los datos de cada estación con el acumulado total del conjunto (Chow, Maidment & Mays, 1988).

En el gráfico se aprecia que las cinco estaciones presentan un crecimiento lineal continuo a lo largo del período analizado, lo cual indica que los datos mantienen una proporcionalidad estable entre sí. La linealidad de las curvas es un indicador de que no existen cambios significativos en la relación de las precipitaciones entre estaciones, lo que sugiere una consistencia adecuada de los registros históricos.

La estación Curahuasi, representada en color amarillo, muestra los mayores valores acumulados debido a su mayor precipitación anual en comparación con las demás estaciones, lo cual se refleja en una curva más elevada y con pendiente pronunciada. Por otro lado, estaciones como Tambobamba y Paruro registran acumulaciones menores, manteniendo no obstante una trayectoria uniforme y paralela respecto al total acumulado, lo que evidencia estabilidad en su registro.

Asimismo, no se observan quiebres, cambios bruscos de pendiente o desviaciones inusuales en ninguna de las curvas. De haberse presentado estos cambios, podrían indicar modificaciones en el entorno de medición, desplazamiento de instrumentos o fallas en el registro. La ausencia de tales irregularidades confirma que la serie de datos utilizada es confiable y apta para su uso en análisis hidrológicos, climáticos y geotécnicos, particularmente en los estudios de infiltración, escorrentía y evaluación de la estabilidad de taludes del sector Alfergaspata.

5.1.2.5. Regionalización de datos pluviométricos

Regionalización de la precipitación

La regionalización de la precipitación es un procedimiento hidrológico que permite estimar valores de precipitación en zonas donde no se dispone de registros directos, a partir de la información proveniente de estaciones meteorológicas cercanas. En el presente estudio, la regionalización se realizó mediante el método de ponderación inversa de la distancia al cuadrado (IDW²), el cual asume que la influencia de una estación disminuye conforme aumenta la distancia respecto al punto de interés (Chow, Maidment & Mays, 1988).

Este método permite obtener una estimación representativa del régimen pluviométrico local, considerando la proximidad espacial de las estaciones y manteniendo coherencia con el comportamiento climático regional.

Estaciones meteorológicas utilizadas para la regionalización

Tabla 37

Datos de precipitación Mensual Estación Tambobamba

PARÁMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Nº DATOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Media	199.64	223.22	170.21	67.51	13.11	4.65	4.60	8.82	24.12	70.24	101.76	185.93	1073.82
Desv. Standar	45.25	68.74	64.77	24.98	12.96	6.84	5.33	9.72	12.98	29.52	49.43	47.77	156.45
Coef. Variación	0.23	0.31	0.38	0.37	0.99	1.47	1.16	1.10	0.54	0.42	0.49	0.26	0.15
Prec. Máxima	325.60	371.90	326.66	113.85	47.80	35.20	22.00	38.70	56.90	131.90	260.50	337.50	1479.33
Prec. Mínima	111.10	112.10	51.49	20.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.91	24.60	78.40	840.10

La Tabla muestra los parámetros estadísticos de precipitación mensual de la estación Tambobamba para un periodo de 45 años. Se observa una marcada estacionalidad, con mayores precipitaciones entre diciembre y marzo, alcanzando medias superiores a 170 mm y máximos de hasta 371.90 mm. En contraste, entre mayo y agosto los valores son mínimos, incluso con registros de 0.00 mm, reflejando la temporada seca típica de la región.

El coeficiente de variación es bajo en los meses húmedos, indicando estabilidad en los registros, mientras que en los meses secos presenta valores elevados debido a la alta variabilidad de los eventos de lluvia. El promedio anual estimado es de 1073.82 mm, caracterizando a la zona como de precipitación moderada a alta, información relevante para evaluar la infiltración y la saturación del suelo en los taludes del sector Alfergaspata.

Tabla 38*Datos de precipitación Mensual Estación Granja Kayra*

PARÁMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Nº DATOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Media	148.08	125.75	102.03	38.34	7.57	4.53	3.59	4.74	15.70	48.05	79.19	113.65	691.21
Desv. Standar	46.12	29.09	38.02	22.16	8.72	6.53	5.64	5.06	11.26	26.84	35.48	33.03	107.11
Coef. Variación	0.31	0.23	0.37	0.58	1.15	1.44	1.57	1.07	0.72	0.56	0.45	0.29	0.15
Prec. Máxima	268.50	187.00	173.90	108.90	45.80	31.80	27.10	21.40	45.90	114.60	201.50	201.50	922.90
Prec. Mínima	70.50	80.80	22.60	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.20	23.10	54.60	483.70

La tabla presenta los parámetros estadísticos de precipitación mensual registrados en la estación Granja Kayra durante 45 años. Los mayores valores de precipitación se concentran entre enero y marzo, con medias entre 102 y 148 mm, alcanzando máximos de hasta 268.50 mm. En los meses de mayo a agosto predominan valores muy bajos, incluso con registros de 0.00 mm, reflejando la marcada temporada seca.

El coeficiente de variación es moderado en los meses húmedos y muy alto en los meses secos, evidenciando mayor irregularidad en la ocurrencia de lluvias durante el periodo de estiaje. El total anual promedio es de 691.21 mm, lo que indica un régimen de precipitación medio, útil para la regionalización y evaluación hidrológica del área de estudio.

Tabla 39*Datos de precipitación Mensual Estación Paruro*

PARÁMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Nº DATOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Media	167.93	158.32	139.92	43.27	8.72	2.41	4.43	6.22	17.67	57.04	91.94	149.54	847.41
Desv. Standar	58.52	53.53	43.95	22.92	9.23	3.10	5.22	6.93	13.31	28.51	44.62	46.61	117.63
Coef. Variación	0.35	0.34	0.31	0.53	1.06	1.28	1.18	1.12	0.75	0.50	0.49	0.31	0.14
Prec. Máxima	363.20	255.90	205.60	97.18	40.50	12.20	21.00	34.50	52.43	131.62	213.00	255.77	1028.00
Prec. Mínima	59.40	40.40	24.40	3.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	15.40	44.40	410.96

La tabla muestra los valores estadísticos de precipitación mensual registrados en la estación Granja Kayra durante 45 años. Se evidencia una clara estacionalidad, con mayores

precipitaciones entre enero y marzo, alcanzando medias de 102 a 148 mm y máximos de hasta 268.50 mm. Durante los meses de mayo a agosto, las precipitaciones disminuyen drásticamente, con registros mínimos de 0.00 mm, lo que refleja la temporada seca en la región.

El coeficiente de variación es bajo a moderado en los meses húmedos, indicando estabilidad en los registros, mientras que en los meses secos presenta valores altos por la variabilidad propia del estiaje. El total promedio anual es de 691.21 mm, clasificando a la zona como de precipitación media dentro del comportamiento hidroclimático regional.

Tabla 40

Datos de precipitación Mensual Estación Abancay

PARÁMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Nº DATOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Media	189.93	203.65	136.71	55.04	15.92	5.58	14.94	19.54	26.23	62.82	74.52	132.70	937.58
Desv. Standar	53.48	55.65	33.53	22.38	13.03	7.04	14.82	12.49	21.67	31.29	45.57	46.78	116.61
Coef. Variación	0.28	0.27	0.25	0.41	0.82	1.26	0.99	0.64	0.83	0.50	0.61	0.35	0.12
Prec. Máxima	278.75	306.90	199.60	94.29	53.55	25.63	68.84	44.63	96.08	140.26	221.71	267.40	1163.92
Prec. Mínima	64.71	98.90	81.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.58	25.90	38.53	654.73

La tabla presenta los parámetros estadísticos de precipitación mensual de la estación Abancay, correspondientes a un registro de 45 años. Se observa una marcada estacionalidad, con mayores precipitaciones entre enero y marzo, alcanzando medias de 136 a 203 mm y valores máximos de hasta 306.90 mm. Durante los meses secos, especialmente mayo a agosto, los registros disminuyen significativamente, incluso con valores mínimos de 0.00 mm, lo que evidencia la presencia de un periodo de estiaje bien definido.

El coeficiente de variación es moderado en los meses húmedos, mientras que en los meses secos aumenta debido a la irregularidad de las lluvias. El promedio anual de

precipitación alcanza 937.58 mm, clasificando a la estación Abancay dentro de un régimen de precipitación moderado a alto a nivel regional.

Tabla 41

Datos de precipitación Mensual Estación Curahuasi

PARÁMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Nº DATOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Media	143.41	132.16	108.90	41.51	7.95	2.32	3.40	8.08	11.19	46.32	76.33	115.17	696.72
Desv. Standar	46.24	44.94	46.54	23.96	9.39	3.21	6.00	9.36	10.41	38.41	40.31	46.10	166.38
Coef. Variación	0.32	0.34	0.43	0.58	1.18	1.39	1.77	1.16	0.93	0.83	0.53	0.40	0.24
Prec. Máxima	207.97	240.10	209.50	103.40	49.60	12.50	32.20	38.80	43.90	229.30	169.20	233.60	1020.60
Prec. Mínima	24.70	48.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	204.70

La tabla presenta los parámetros estadísticos de precipitación mensual de la estación Curahuasi para un periodo de 45 años. Se identifica una estacionalidad marcada, con mayores precipitaciones entre enero y marzo, registrando medias entre 108.90 y 143.41 mm, y máximos que alcanzan hasta 240.10 mm. En los meses secos, especialmente entre mayo y agosto, las precipitaciones disminuyen drásticamente, llegando a valores mínimos de 0.00 mm, lo que refleja la presencia de un periodo de estiaje prolongado.

El coeficiente de variación es bajo a moderado en la temporada húmeda y elevado en los meses secos, lo que denota mayor variabilidad en la ocurrencia de lluvias durante el estiaje. El total promedio anual es de 696.72 mm, clasificando a Curahuasi dentro de un régimen de precipitación medio, útil para la regionalización y análisis hidrológico del área de estudio.

En la siguiente tabla se puede observar las estaciones meteorológicas utilizadas para el análisis regional de la Microcuenca Sector Alfergaspata donde se puede apreciar las constantes y el cálculo de la precipitación de la misma.

Tabla 42

Matriz de Regionalización distancias y ecuaciones para precipitación de Microcuenca de Sector Alfergaspata

ESTACIÓN	ALTITUD	PRECIPIIT	ESTE	NORTE	D	1/D ²	PESO	PREC
Tambobamba	3317	1073.82	805,232.51	8,456,551.29	31456.84	1.01058E-09	0.410025602	440.29
Granja Kayra	3214	691.21	188,805.29	8,499,462.96	54266.62	3.39574E-10	0.137776685	95.23
Paruro	3070	847.41	192,379.37	8,476,226.77	54829.45	3.32638E-10	0.134962619	114.37
Abancay	2776	937.58	730,399.23	8,495,411.67	57712.46	3.00235E-10	0.121815358	114.21
Curahuasi	2763	696.72	745,152.58	8,500,658.73	45565.53	4.81645E-10	0.195419736	136.15
					Suma	2.46467E-09	1	
Microcuenca S. Alfergaspata	2830		786710.00	8481972.00				900.26

La matriz presenta el proceso de regionalización de la precipitación para la microcuenca del sector Alfergaspata utilizando el método de ponderación inversa de la distancia al cuadrado (IDW²). Se incluyen las estaciones meteorológicas más cercanas: Tambobamba, Granja Kayra, Paruro, Abancay y Curahuasi, considerando su altitud, precipitación media anual y coordenadas UTM.

Para cada estación se calcula la distancia D respecto al punto representativo de la microcuenca, así como el término $1/D^2$, a partir del cual se obtiene el peso relativo que cada estación aporta en la estimación. Las estaciones más cercanas, como Tambobamba y Curahuasi, presentan mayor influencia en la ponderación, mientras que las más alejadas contribuyen en menor proporción.

El proceso culmina con la obtención de la precipitación regionalizada para la microcuenca, que resulta en 900.26 mm, valor que representa la mejor aproximación del régimen pluviométrico local al combinar la información de todas las estaciones según su proximidad. Este resultado es fundamental para los análisis hidrológicos posteriores, como la estimación de escorrentía, infiltración y evaluación de la estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Tabla 43*Ecuaciones de influencia*

ECUACIONES DE INFLUENCIA		
Tambobamba	E1	0.41003
Granja Kayra	E2	0.13778
Paruro	E3	0.13496
Abancay	E4	0.12182
Curahuasi	E5	0.19542

La tabla muestra los coeficientes de influencia asignados a cada estación meteorológica como resultado del proceso de regionalización mediante el método de ponderación inversa de la distancia al cuadrado (IDW²). Estos valores representan el peso relativo que cada estación aporta en la estimación final de la precipitación para el sector Alfergaspata.

La estación Tambobamba presenta la mayor influencia (0.41003) debido a su proximidad y similitud climática con la microcuena. Le siguen Curahuasi (0.19542) y Granja Kayra (0.13778), que también contribuyen significativamente al valor regionalizado. Las estaciones Paruro y Abancay también contribuyen significativamente (0.13496 y 0.12182), reflejando su distancia representatividad directa sobre el punto de análisis.

Estos coeficientes permiten ponderar adecuadamente las precipitaciones de cada estación para obtener un valor regionalizado más preciso y representativo de las condiciones reales de la microcuena Alfergaspata.

Precipitación media mensual regionalizada para la microcuena sector alfergaspata

Reemplazamos en la Ecuación de Regionalización:

$$PPI = 0.41003 * E_1 + 0.13778 * E_2 + 0.13496 * E_3 + 0.12182 * E_4 + 0.19542 * E_5$$

Dónde:

PPI: Precipitación para el mes i

E_{1,2,3,4,5}: Estación para el mes i

Utilizando la ecuación de Regionalización se pudo generar precipitación mensual para la

Microcuenca Sector Alfergaspata.

Tabla 44

Datos geográficos del centroide de la microcuenca Sector Alfergaspata

ZONA DE ESTUDIO	ALTITUD	COORDENADAS UTM		PRECIPITACIÓN HISTÓRICA
		Este	Norte	
Mc. Sector Alfergaspata	2830	786710.00	8481972.00	900.26

Tabla 45

Precipitación media mensual regionalizada para la microcuenca Sector Alfergaspata

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
1	1980	165.9	196.6	197.8	52.7	3.5	3.1	10.1	7.9	11.2	65.3	109.5	175.0	998.65	83.22
2	1981	174.8	162.3	187.4	55.8	4.8	5.9	2.7	16.5	34.8	81.8	95.5	141.3	963.50	80.29
3	1982	150.7	133.6	87.0	52.7	18.3	2.8	8.0	14.3	20.4	55.1	125.7	130.5	798.95	66.58
4	1983	162.6	132.8	92.0	54.6	10.2	6.0	2.6	4.0	17.4	65.0	125.6	184.3	857.07	71.42
5	1984	218.2	204.3	143.4	48.0	19.5	3.1	7.7	11.7	13.4	63.7	69.1	148.2	950.22	79.19
6	1985	165.1	168.9	126.9	66.1	12.4	8.4	3.9	17.7	29.9	36.4	70.2	129.6	835.44	69.62
7	1986	172.8	200.7	168.0	62.7	8.9	0.1	2.6	10.7	21.6	31.9	67.3	143.5	890.88	74.24
8	1987	215.5	205.4	106.1	60.1	12.1	4.8	10.8	0.7	26.6	56.4	59.9	137.3	895.60	74.63
9	1988	176.2	133.2	221.0	78.6	21.1	8.3	4.2	8.9	8.8	43.7	67.3	143.1	914.51	76.21
10	1989	155.3	206.6	130.1	70.2	9.6	2.3	1.7	6.6	25.8	40.3	88.3	119.2	856.23	71.35
11	1990	205.2	218.9	116.9	26.8	10.4	5.8	0.3	6.7	14.6	68.6	108.3	120.2	902.77	75.23
12	1991	129.6	160.5	100.8	53.0	11.2	3.1	7.8	1.9	17.8	29.5	85.9	132.1	733.13	61.09
13	1992	150.4	185.1	113.8	54.0	8.6	3.2	13.6	15.3	14.1	64.1	101.6	121.8	845.64	70.47
14	1993	173.9	162.3	169.6	73.8	7.2	0.1	6.1	11.6	10.3	39.5	88.6	178.1	921.28	76.77
15	1994	164.4	181.3	121.9	49.9	14.5	5.5	3.5	4.2	32.3	101.9	70.6	148.4	898.44	74.87
16	1995	141.9	111.7	162.1	40.2	4.2	0.1	2.6	10.2	20.6	55.1	67.2	132.6	748.61	62.38

17	1996	196.7	157.4	106.4	54.2	7.1	0.2	0.7	29.0	17.1	87.8	78.7	143.4	878.71	73.23
18	1997	182.7	170.5	152.4	47.8	12.9	0.3	0.0	18.9	13.2	38.7	129.8	119.1	886.37	73.86
19	1998	210.0	204.2	108.0	44.7	1.8	2.8	1.6	3.2	5.1	67.0	65.3	161.6	875.36	72.95
20	1999	165.1	162.9	149.6	68.7	4.2	2.6	1.3	1.8	37.2	35.8	42.3	142.1	813.56	67.80
21	2000	188.5	213.3	113.0	34.3	14.1	8.7	9.1	16.2	19.4	76.1	37.7	150.0	880.47	73.37
22	2001	269.0	203.0	163.8	31.5	17.3	1.8	15.9	13.6	14.0	60.4	81.4	82.9	954.60	79.55
23	2002	154.8	222.3	161.0	69.6	18.4	6.6	25.1	8.6	35.1	99.2	91.1	138.7	1030.45	85.87
24	2003	195.0	168.9	166.6	44.5	8.9	2.1	0.3	20.6	20.2	46.0	55.8	166.1	895.12	74.59
25	2004	182.7	202.5	72.8	41.0	7.4	8.5	17.1	14.9	42.2	49.1	60.0	188.4	886.69	73.89
26	2005	119.8	155.7	130.6	41.0	3.1	0.1	5.7	6.1	7.1	70.6	73.4	134.4	747.52	62.29
27	2006	203.0	148.9	132.7	78.4	0.0	7.9	0.0	2.8	20.9	58.3	98.6	132.0	883.54	73.63
28	2007	138.1	193.9	177.8	37.7	4.5	0.2	6.4	1.7	2.0	44.3	94.0	155.5	856.15	71.35
29	2008	156.2	120.4	85.9	18.3	10.0	5.7	0.0	5.6	17.2	54.4	89.6	165.5	728.85	60.74
30	2009	145.2	161.2	88.6	38.1	6.7	0.1	5.2	3.6	13.0	55.6	179.3	127.0	823.41	68.62
31	2010	232.7	152.1	111.2	33.5	19.2	0.0	1.0	3.6	7.1	47.6	56.6	158.8	823.32	68.61
32	2011	147.7	231.0	194.8	47.7	5.0	1.4	4.3	6.0	44.8	46.2	66.0	135.9	930.78	77.57
33	2012	154.3	239.2	176.2	67.4	3.9	6.0	2.9	0.7	22.8	70.4	109.2	273.9	1127.00	93.92
34	2013	160.9	195.0	102.4	34.6	5.0	8.9	4.5	22.2	13.2	94.1	114.0	196.1	951.00	79.25
35	2014	218.9	164.4	119.3	51.0	19.8	0.2	6.0	4.4	21.8	53.1	55.2	178.3	892.37	74.36
36	2015	215.4	183.2	133.1	78.5	9.9	1.5	5.6	17.4	20.1	38.0	80.3	151.1	934.12	77.84
37	2016	156.8	240.7	91.6	65.4	5.4	1.9	8.2	12.6	19.8	83.4	58.0	166.2	910.00	75.83
38	2017	170.4	190.5	181.3	76.1	25.5	2.1	3.7	7.4	20.2	65.6	77.6	117.6	937.95	78.16
39	2018	165.1	249.5	187.9	57.9	11.0	20.9	9.7	9.7	19.1	86.0	112.6	118.6	1048.08	87.34
40	2019	223.8	173.2	169.0	54.7	9.1	4.5	7.1	5.2	9.4	56.6	138.7	180.7	1032.13	86.01
41	2020	123.1	228.8	140.9	43.7	17.5	8.6	1.5	5.0	11.3	53.4	55.0	160.9	849.62	70.80
42	2021	190.4	155.4	163.3	81.6	19.7	1.9	9.7	3.3	13.4	79.6	115.7	148.1	982.13	81.84
43	2022	210.9	188.5	165.5	37.1	1.1	0.5	1.6	1.1	30.0	54.1	62.7	112.0	865.15	72.10
44	2023	151.3	162.2	163.9	58.9	42.0	0.0	1.6	12.0	26.2	55.6	144.8	228.8	1047.43	87.29
45	2024	173.0	135.3	175.4	75.7	12.2	10.7	1.9	1.8	28.9	66.8	182.7	164.6	1028.91	85.74
Nº DATOS		45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Media		176.09	180.85	140.67	53.62	11.09	3.99	5.46	9.07	19.82	59.82	89.04	150.75	900.26	75.02
Desv. Standar		31.13	33.03	35.79	15.43	7.62	3.99	5.09	6.57	9.58	17.72	32.35	31.86	85.73	7.14
Coef. Variación		0.18	0.18	0.25	0.29	0.69	1.00	0.93	0.72	0.48	0.30	0.36	0.21	0.10	0.10
Prec. Máxima		269.04	249.49	221.02	81.63	41.96	20.87	25.08	29.00	44.83	101.88	182.69	273.95	1127.00	93.92
Prec. Mínima		119.80	111.70	72.83	18.32	0.03	0.00	0.00	0.70	2.02	29.46	37.73	82.85	728.85	60.74

La tabla presenta la precipitación mensual regionalizada para la microcuenca del sector Alfergaspata durante un periodo de 45 años, obtenida mediante ponderación de estaciones cercanas. Los valores muestran una marcada estacionalidad, con mayores precipitaciones entre enero y marzo, alcanzando medias de 140 a 176 mm, y máximos mensuales de hasta 180.85 mm. Durante el periodo seco, especialmente entre mayo y agosto,

los registros disminuyen considerablemente, incluso con valores mínimos de 0.00 mm, lo cual refleja el comportamiento climático típico de la región andina.

El promedio anual regionalizado asciende a 900.26 mm, con una media mensual de 75.02 mm, clasificando a la microcuenca dentro de un régimen de precipitación moderado. Los coeficientes de variación son bajos en los meses húmedos, indicando estabilidad en los registros, y altos en los meses secos, propios de la variabilidad del estiaje. Esta información resulta fundamental para la estimación de esorrentía, infiltración y análisis hidrogeológico del sector Alfergaspata.

5.1.2.6. Precipitación máxima en 24 horas

La precipitación máxima en 24 horas ($P_{\text{máx}} 24 \text{ h}$) constituye una variable hidrológica fundamental para la estimación de caudales máximos, el diseño de obras de drenaje y la evaluación de amenazas asociadas a eventos extremos de lluvia, especialmente en zonas de topografía accidentada como la microcuenca del sector Alfergaspata.

Dado que el área de estudio no cuenta con una estación meteorológica propia, se emplearon los registros históricos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones meteorológicas más cercanas, cuya altitud y condiciones climáticas resultan representativas del comportamiento pluviométrico de la microcuenca. La altitud del área de estudio se encuentra comprendida dentro del rango altitudinal de las estaciones seleccionadas, lo que garantiza la coherencia climática del análisis.

Tabla 46

Estación Considerada para el Análisis de Pmax en 24 hr

ESTACIÓN	COORDENADAS		ALTITUD
	ESTE	NORTE	
Sector Alfergaspata	786710.00	8481972.00	2830

La tabla presenta la estación meteorológica utilizada para el análisis de la precipitación máxima en 24 horas (P_{max}), considerando su ubicación geográfica y altitud. La estación considerada es la microcuenca del sector Alfergaspata, estación que se calculó con las 05 estaciones ya mencionadas.

La altitud es de 2830 msnm, lo que permite capturar adecuadamente el comportamiento pluviométrico de zonas altoandinas. La coordenada obtenida en campo garantiza la precisión espacial necesaria para la caracterización de eventos extremos, fundamentales en estudios hidrológicos, diseño de drenaje y evaluación de la estabilidad de taludes.

A partir de los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas ($P_{m\acute{a}x-24\ h}$) y mediante el uso de los softwares **HidroEsta** y **EasyFit 5.5**, se realizó el análisis probabilístico de las precipitaciones máximas correspondientes a distintos periodos de retorno, evaluándose para tal fin diversas distribuciones de probabilidad comúnmente empleadas en estudios hidrológicos, entre las que se incluyen la **distribución Normal**, **Log Normal de dos parámetros**, **Log Normal de tres parámetros**, **Log-Pearson tipo III**, **Gamma de dos parámetros**, **Gamma de tres parámetros**, **Gumbel** y **Log-Gumbel**, con el objetivo de identificar el modelo estadístico que represente de manera más adecuada el comportamiento de los eventos extremos de precipitación en el área de estudio.

Los resultados obtenidos para cada distribución y periodo de retorno se presentan en la Tabla.

Tabla 47

Resumen de Pmax EN 24 HRS (mm) en el ámbito de la microcuenca del Sector

Alfergaspata

PERIODO RETORNO	PP (mm)						
	Normal	Log. Normal	Pearson III	Log. Pearson III	Gamma	Gumbel	Log. Gumbel
10	1011.38	1013.54	1013.41	1013.96	1005.82	995.70	1013.42
25	1052.05	1060.28	1059.14	1060.84	1036.61	1018.36	1077.54
50	1078.33	1091.61	1089.55	1092.27	1055.25	1031.55	1125.11
100	1101.96	1120.58	1117.50	1121.33	1071.28	1042.58	1172.33
200	1123.60	1147.77	1143.57	1148.61	1085.37	1052.06	1219.38
500	1149.81	1181.60	1175.81	1182.56	1101.76	1062.85	1281.45
1000	1168.20	1205.92		1206.96	1112.85	1070.00	1328.36
	5	1	3	2	4	6	7

El conjunto de datos no se ajusta a la distribución Log Pearson III, de la comparación de los Delta Teóricos obtenidos con las distintas distribuciones (de acuerdo a la prueba de bondad de ajuste de Smirnov. Kolmogorov) puede apreciarse que las distribuciones de Log. Normal presenta el mejor ajuste con las series históricas de Pmáx en 24 hrs, seguidas de Log Pearson III y Pearson III. En tal sentido, se ha optado por considerar solo la distribución Log. Normal para la estimación de Pmáx correspondiente a distintos periodos de retorno, debido a que tiene una mayor precipitación máxima en 24 H.

Para un T de 50 años se tiene una precipitación máxima en 24 horas de 1091.61 mm.

5.1.2.7. Estimación de caudales máximos

Al tratarse de un área aportante pequeña la microcuenca del Sector Alfergaspata. Se ha considerado factible efectuar las estimaciones de caudales máximos mediante la aplicación de los siguientes métodos:

- Fórmula racional.

- Método de la envolvente de descargas máximas de Creager.
- Método del Hidrograma Unitario Triangular - SCS
- Metodo Mac Math

Formula racional

La fórmula racional relaciona linealmente la intensidad de lluvia y el área de la cuenca con el caudal mediante la expresión:

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Dónde:

Q: Caudal de diseño (m³/s)

C: Coeficiente de escorrentía.

I: Intensidad de lluvia de diseño, en mm/hr

A: Área de la cuenca, en Ha

Normalmente la fórmula racional tiene aplicación para cuencas pequeñas, de hasta 10 km².

En este caso, el área aportante es de pequeña extensión, tal como se muestra la siguiente tabla, por lo que resulta factible la aplicación de la fórmula racional.

Tabla 48*Parámetros de la microcuenca del Sector Alfergaspata*

PARAMETROS DE LA CUENCA SECTOR ALFERGASPATA		
Perímetro de la cuenca	1.62	km
Área de la cuenca	0.16	km ²
Longitud de la cuenca	0.41	km
Cota máxima de la cuenca	29334.00	msnm
Cota mínima de la cuenca	2740.00	msnm
Índice de compacidad	1.34	
Pendiente de la cuenca	51.05%	%
Desnivel de la cuenca	194	m
Factor de forma	0.304	
Coefficiente de Escorrentía	0.5	

La extensión del área aportante de la microcuenca del Sector Alfergaspata tiene una extensión de 0.16 km². Como se aprecia en la siguiente Figura.

Figura 29*Área aportante de la cuenca del sector alfergaspata.*

Nota: Google Earth.

El coeficiente de escorrentía se puede estimar según las características superficiales del terreno, la pendiente promedio del cauce y para un periodo de retorno determinado de la avenida de diseño.

En la siguiente tabla se muestra algunos valores característicos de C. Para el presente estudio se ha adoptado el valor 0.50.

Tabla 49

Coeficiente de Escorrentía C – Método Racional ()*

Características de la superficie	Pendiente (%)	Franco Arenosa	Franco arcillosa / Franco limosa	Arcillosa
Forestal	0–5%	0.10	0.30	0.40
	5–10%	0.25	0.25	0.50
	10–30%	0.30	0.50	0.80
Praderas	0–5%	0.10	0.30	0.40
	5–10%	0.15	0.35	0.55
	10–30%	0.20	0.40	0.60
Terrenos cultivados	0–5%	0.30	0.50	0.60
	5–10%	0.40	0.60	0.70
	10–30%	0.50	0.70	0.80

Nota: Maximo Villon Bejar. Lima - Peru

En cuanto a la intensidad de lluvia, ésta puede ser determinada a partir del método sugerido por el U.S. Soil Conservation Service, considerando perfiles de lluvia. En particular, en este caso, se ha considerado un perfil de lluvia II.

El cálculo de Q máx. según la fórmula racional se muestra en la siguiente tabla.

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Tabla 50

Estimación de Q_{max} . Según la Formula Racional

T (años)	I (mm/h)	C	A (Ha)	Q (m3/s)
10	42.23	0.50	0.16	0.95
25	44.18	0.50	0.16	0.99
50	45.48	0.50	0.16	1.02
100	46.69	0.50	0.16	1.05
200	47.82	0.50	0.16	1.08
500	49.23	0.50	0.16	1.11
1000	50.25	0.50	0.16	1.13

En la tabla mostrada puede apreciarse que la máxima intensidad de lluvia es del orden de 45.48 mm/h y un periodo de retorno de 50 años. El caudal es de 1.02 m3/s.

Cabe indicar que la intensidad de lluvia también puede ser estimada mediante el método de Dick y Peschke.

Método de la Envolvente de Descargas Máximas de Creager

Este método se basa en la utilización de una fórmula desarrollada por Creager bajo la denominación de Envolvente de Descargas Máximas de Creager. La fórmula empleada es la siguiente:

$$Q_{max} = (C1 + C2) * \log(T) * A^{mA^{-n}}$$

Dónde:

A: área de la cuenca aportante, en km²

T: periodo de retorno, en años

C1, C2, m y n: son coeficientes que dependen de la zona en estudio

Para el Caso de La microcuenca del Sector Alfergaspatase ha considera aplicar el método del Estudio de Evaluación del Potencial Hidroeléctrico Nacional que presenta en su volumen 2, la zonificación hidrológica del territorio

Para cada una de las zonas identificadas, se establece el conjunto de coeficientes, los cuales se indican en la siguiente tabla.

Tabla 51

Coficiente del Método de Creager

Región	C₁	C₂	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Nota: Estudio de evaluación del potencial hidroeléctrico nacional

En el presente estudio, puede apreciarse que la zona considerada se ubica en la región 6, con lo cual:

$$C_1 = 0.18$$

$$C_2 = 0.31$$

$$m = 1.24$$

$$n = 0.04$$

$$T = 50 \text{ años}$$

$$A = 0.16 \text{ Km}^2$$

$$Q_{max} = (C1 + C2) * \log(T) * A^{mA^{-n}}$$

Qmax para un periodo de retorno de 50 años = 0.8325 m3/s

Al aplicar este método se ha obtenido los resultados mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 52

Caudales Máximos mediante el Método de Envolvente de Descargas Máximas de Creager

T (años)	Q max (m3/s)
10	0.4926
25	0.6887
50	0.8325
100	0.9800
200	1.1275
500	1.3225
1000	1.4700

Para T (50) se tiene Qmax igual a 0.8325 m3/s

Método del Hidrograma Unitario Triangular

Corresponde al tradicional método del Hidrograma Unitario Triangular, desarrollado por Mockus y adoptado por el Soil Conservation Service (S.C.S.). Este método, a pesar de su simplicidad, proporciona los parámetros fundamentales del Hidrograma, como son: caudal pico (Qp); tiempo base (tb) y tiempo en el que se produce el pico (tp).

Determinación el tiempo de concentración (Tc)

Éste puede determinarse mediante las siguientes ecuaciones usuales:

Tc: Tiempo de concentración, en horas

Se tiene datos de entrada.

L: Longitud del cauce principal, en km	0.41
S: Pendiente del cauce, en m/m	0.5105
A: Área de la cuenca o área aportante, en km	0.16
n: Coeficiente de rugosidad de Manning	0.04

Fórmula de Kirpich:

$$Tc = 0.068 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Fórmula de Hathaway:

$$Tc = 0.606 * \frac{(L * n)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Fórmula de Bransby-Williams:

$$Tc = 0.606 * \frac{0.2433L}{A^{0.1}S^{0.2}}$$

Fórmula de Témez (US Corps of Engineers):

$$Tc = 0.3 * L^{0.76} * S - 0.19$$

Haciendo uso de EXCEL se tiene los siguientes resultados.

Tabla 53

cálculo del tiempo de concentración

MICROCUENCA SECTOR ALFERGASPATA	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (hr)					TIEMPO DE DURACION (MIN)
	KIRPICH	HATHAWAY	BRANSBY WILLIAMS	US CORP. ING.	PROMEDIO	
1	0.04	0.10	0.16	0.17	0.12	7.14

Considerando que el área aportante es pequeña, la duración efectiva se estima igual al tiempo de concentración, esto es, 7.14 min. resultado del promedio de las fórmulas de Kirpich, Hathaway, Bransby-Williams y Fórmula de Témez (US Corps of Engineers).

Cálculo del caudal pico ($Q_{\text{máx}}$):

El caudal máximo asociado a un cierto periodo de retorno T se determina con la relación:

$$Q_{\text{max}} = 0.208 * \frac{A * Pe}{t_p}$$

Dónde:

$Q_{\text{máx}}$: Caudal pico correspondiente a un cierto periodo de retorno seleccionado, en m³/s

A: Área aportante, en km²

Pe: Precipitación efectiva, en mm.

Para el cálculo de la precipitación efectiva se ha hecho uso del método del SCS. Este método considera que la precipitación efectiva (Pe) es siempre menor que la precipitación total (P). La

reducción se efectúa considerando una abstracción inicial (S) y número de curva (CN = 67 en el presente estudio) que toma en cuenta la naturaleza del suelo de la cuenca.

Los cálculos efectuados en el presente estudio han conducido a los resultados mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 54

Calculo del caudal pico para diferentes valores de T

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO									
T (años)	AREA Km2	TIEMPO DE RETRASO Tr (hr)	TIEMPO PICO Tp (hr)	TIEMPO BASE Tb (hr)	CAUDAL UNITARIO qp (m3/s/mm)	NUMERO DE CURVA	ALTURA DE LLUVIA	LLUVIA EFECTIVA Pe	CAUDAL MAXIMO
10	0.16	0.0714	0.0931	0.2485	0.3617	67	1013.54	4.58357	1.66
25	0.16	0.0714	0.0931	0.2485	0.3617	67	1060.28	4.64149	1.68
50	0.16	0.0714	0.0931	0.2485	0.3617	67	1091.61	4.67928	1.69
100	0.16	0.0714	0.0931	0.2485	0.3617	67	1120.58	4.71355	1.71
200	0.16	0.0714	0.0931	0.2485	0.3617	67	1147.77	4.74513	1.72
500	0.16	0.0714	0.0931	0.2485	0.3617	67	1181.60	4.78368	1.73
1000	0.16	0.0714	0.0931	0.2485	0.3617	67	1205.92	4.81091	1.74

Para el Método del Hidrograma Unitario Triangular se ha obtenido un caudal máximo de 1.69 m3/s para un tiempo de retorno de 50 años

Metodo Mac Math

El método Mac Math formula empírica usada para estimar caudales máximos en cuencas pequeñas a medianas, cuya expresión es la siguiente:

$$Q_{max} = \frac{C * P * A^c * I^{0.42}}{1000}$$

Dónde:

Qmax: Caudal máximo para tiempo de retorno T, (m3/s)

P: Precipitación máxima para un tiempo de retorno T, (mm)

C: Coeficiente de escorrentía.

A: Área de la cuenca (ha)

I: Pendiente media del cauce (m/km)

Normalmente la fórmula empírica tiene aplicación para cuencas pequeñas a medianas. En este caso, el área aportante es de pequeña extensión, por lo que resulta factible la aplicación de la fórmula empírica.

En la tabla mostrada puede apreciarse que el caudal máximo para un periodo de retorno $T = 50$ años que es de 0.0705 m³/seg.

Tabla 55

Calculo del caudal máximo para diferentes tipos de periodos con la formula Mac Math

T. RETORNO (años)	Precipitación anual mm	Coef. escorrentia	Intensidad max mm/hr	Qmax m3/seg
10	1013.540	0.31	42.231	0.0655
25	1060.280	0.31	44.178	0.0685
50	1091.610	0.31	45.484	0.0705
100	1120.580	0.31	46.691	0.0724
200	1147.770	0.31	47.824	0.0741
500	1181.600	0.31	49.233	0.0763
1000	1205.920	0.31	50.247	0.0779

Resumen de resultados

Se ha considerado para el diseño de estructuras de conducción de agua usar un intervalo de recurrencia de al menos 50 años para el diseño de estructuras de manejo de agua.

Se ha determinado a modo de comparativo otros métodos para la determinación de caudales máximos asociados a 50 años. Cabe señalar que algunos de estos métodos resultan demasiado conservadores teniendo en cuenta que el área de aporte es pequeña.

Tabla 56*Resumen de resultados*

TR: Años	Qmax (m3/s)				Caudal de Diseño (m3/seg) MIN	PROMEDIO	Caudal de Diseño (m3/seg) MAX
	RACIONAL	CREAGER	Hidrograma unitario- SCS	MAC MATH			
10	0.9502	0.4972	1.6581	0.0655	0.0655	1.0352	1.6581
25	0.9940	0.6951	1.6790	0.0685	0.0685	1.1227	1.6790
50	1.0234	0.8325	1.6927	0.0705	0.0705	1.1829	1.6927
100	1.0505	0.9800	1.7051	0.0724	0.0724	1.2452	1.7051
200	1.0760	1.1275	1.7165	0.0741	0.0741	1.3067	1.7165
500	1.1078	1.3225	1.7305	0.0763	0.0763	1.3869	1.7305
1000	1.1306	1.4700	1.7403	0.0779	0.0779	1.4470	1.7403

Para el dimensionamiento hidráulico del canal de coronación se adoptó un **periodo de retorno TR = 50 años**, considerando que el canal cumple una función de protección del talud al interceptar y conducir la escorrentía superficial, reduciendo la infiltración y la erosión en la corona. Un TR de 50 años representa un nivel de seguridad apropiado para obras de drenaje asociadas a estabilidad de taludes en vías.

De la estimación de caudales máximos (Tabla “Caudales máximos estimados por métodos hidrológicos”), para **TR = 50 años** se obtuvieron:

Método Racional: $Q = 1.0234 \text{ m}^3/\text{s}$

Método Creager: $Q = 0.8325 \text{ m}^3/\text{s}$

Hidrograma Unitario SCS: $Q = 1.6927 \text{ m}^3/\text{s}$

Mac Math: $Q = 0.0705 \text{ m}^3/\text{s}$

Como criterio conservador para diseño, se adoptó el **valor máximo** para TR = 50 años, correspondiente al método **SCS**, por ser el que entrega la mayor condición de exigencia hidráulica:

$$Q_{diseño} = Q_{max} = 1.6927 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para su uso en los cálculos hidráulicos y presentación de resultados, el valor se redondeó a dos decimales:

$$Q_{diseño} \approx 1.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por tanto, el **caudal de diseño adoptado** para el canal de coronación es:

$$Q_{diseño} = 1.69 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (TR = 50 años)}$$

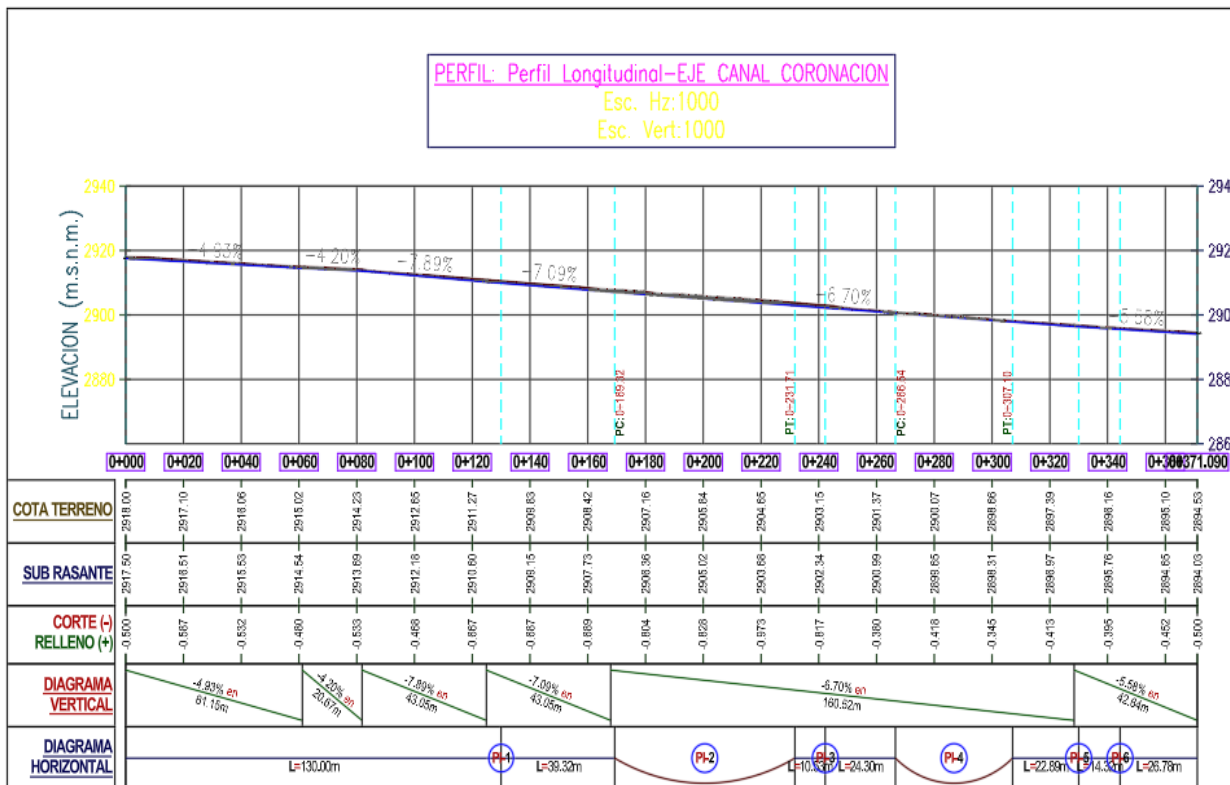
Diseño de canal de coronación

Con la finalidad de mitigar los efectos negativos de la escorrentía superficial generada por las precipitaciones pluviales y contribuir a la estabilidad del talud, se diseñó un **canal de coronación** ubicado en la parte superior del talud. Esta estructura hidráulica tiene como función principal interceptar y conducir las aguas de escorrentía fuera del talud, reduciendo la infiltración y la generación de presiones de poros que podrían comprometer la estabilidad del macizo.

El diseño hidráulico del canal se realizó considerando un **canal trapezoidal revestido de concreto**, adoptando un coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.014$, adecuado para superficies lisas de concreto, y un caudal de diseño constante de $Q = 1.69 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figura 30

Perfil longitudinal de canal de coronación



El perfil longitudinal del eje del canal de coronación muestra el comportamiento altimétrico y la variación de pendientes a lo largo del trazado, permitiendo evaluar la continuidad hidráulica y la adecuación geométrica del canal frente a las condiciones topográficas del sector Alfergaspata. El perfil fue elaborado a una **escala horizontal 1:1000** y **escala vertical 1:1000**, lo que permite una adecuada apreciación de las variaciones del terreno y del canal proyectado.

A lo largo del tramo analizado, el canal de coronación presenta seis tramos diferenciados, con pendientes longitudinales negativas que oscilan entre **4.20 %** y **7.89 %**, reflejando una topografía irregular característica de zonas altoandinas.

Los tramos iniciales, con pendientes del orden de **4.20 % y 4.93 %**, corresponden a longitudes de **20.67 m y 61.15 m**, respectivamente, donde el flujo presenta velocidades moderadas y tirantes ligeramente mayores. En los tramos intermedios, con pendientes de **7.89 % y 7.09 %**, ambos de **43.05 m** de longitud, se evidencia un incremento gradual de la energía del flujo, manteniéndose un régimen hidráulico estable y controlado.

El tramo de mayor longitud corresponde al Tramo 5, con **160.52 m** y una pendiente de **6.70 %**, el cual constituye el sector predominante del canal. En este tramo se produce una transición hidráulica suave, sin cambios bruscos de pendiente que puedan generar problemas de erosión o inestabilidad estructural. Finalmente, el Tramo 6, con una longitud de **42.65 m** y pendiente de **5.58 %**, actúa como tramo de descarga, manteniendo condiciones hidráulicas compatibles con el resto del sistema.

Las longitudes parciales de los tramos varían entre **20 m y 160 m**, garantizando una adecuada transición geométrica y evitando concentraciones excesivas de energía. La rasante del canal se adapta a la topografía natural del terreno, minimizando los movimientos de tierra y asegurando la estabilidad del talud adyacente.

En conjunto, el perfil longitudinal confirma que el canal de coronación presenta una pendiente continua, moderada y uniforme, compatible con el régimen de flujo supercrítico determinado en los cálculos hidráulicos, asegurando la rápida evacuación de la escorrentía superficial y contribuyendo eficazmente a la reducción de la infiltración y a la estabilidad del talud.

Tabla 57

Datos de entrada para canal de coronación

Datos de entrada para canal de coronación							
Tipo	TRAMO	Pendiente (%)	Pendiente (m/m)	Caudal (Q):	Ancho de solera (b) m	Talud (Z)	Rugosidad (n)
Negativo	TRAMO 1	-4.93%	0.0493	1.69 m ³ /s	0.5	1	0.014
Negativo	TRAMO 2	-4.20%	0.042	1.69 m ³ /s	0.5	1	0.014
Negativo	TRAMO 3	-7.89%	0.0789	1.69 m ³ /s	0.5	1	0.014
Negativo	TRAMO 4	-7.09%	0.0709	1.69 m ³ /s	0.5	1	0.014
Negativo	TRAMO 5	-6.70%	0.067	1.69 m ³ /s	0.5	1	0.014
Negativo	TRAMO 6	-5.58%	0.0558	1.69 m ³ /s	0.5	1	0.014

Los datos de entrada para el diseño hidráulico del canal de coronación corresponden a seis tramos, los cuales presentan pendientes longitudinales negativas comprendidas entre **4.20 % (0.0420 m/m)** y **7.89 % (0.0789 m/m)**, de acuerdo con la topografía del sector Alfergaspata.

El caudal de diseño adoptado fue constante en todos los tramos, con un valor de **1.69 m³/s**, representativo de la escorrentía superficial generada durante eventos de precipitación intensa. La **sección hidráulica** del canal se definió como trapezoidal, con un **ancho de solera de 0.50 m** y **taludes laterales 1H:1V**, manteniéndose uniformes a lo largo del trazado.

Asimismo, se consideró un **coeficiente de rugosidad de Manning n = 0.014**, correspondiente a un canal revestido de concreto liso, adecuado para estimar las pérdidas de energía por fricción en flujos de alta velocidad. Estos parámetros permiten evaluar de manera coherente el comportamiento hidráulico del canal y su eficacia como obra de drenaje superficial destinada a la protección y estabilización del talud.

Tabla 58*Resultados del cálculo hidráulico del canal de coronación*

Resultados del cálculo hidráulico del canal de coronación							
Tirante normal (y) m	Área hidráulica (A) m ²	Perímetro mojado (p) m	Radio hidráulico R m	Espejo de agua (T)	Velocidad (v) m/s	Energía específica (E) m-Kg/Kg	Número de Froude (F)
0.3588	0.3081	1.5148	0.2034	1.2175	5.4852	1.8923	3.4814
0.3740	0.3269	1.5580	0.2098	1.2481	5.1693	1.7360	3.2247
0.3170	0.2590	1.3967	0.1855	1.1340	6.5247	2.4869	4.3589
0.3261	0.2694	1.4224	0.1894	1.1522	6.2728	2.3316	4.1418
0.3310	0.2751	1.4363	0.1915	1.1621	6.1433	2.2546	4.0313
0.3473	0.2943	1.4824	0.1985	1.1947	5.7422	2.0279	3.6937

Los resultados del cálculo hidráulico del canal de coronación evidencian un comportamiento coherente con la teoría de flujo en canales abiertos sometidos a **pendientes moderadas**. El **tirante normal** obtenido para los diferentes tramos varía aproximadamente entre **0.32 m y 0.37 m**, lo que indica profundidades reducidas propias de flujos rápidos en canales revestidos.

El **área hidráulica** presenta valores comprendidos entre **0.26 m² y 0.33 m²**, incrementándose conforme aumenta el tirante del flujo. El **perímetro mojado** se encuentra en el rango de **1.40 m a 1.56 m**, mientras que el radio hidráulico varía entre **0.18 m y 0.21 m**, valores característicos de secciones trapezoidales de pequeña dimensión empleadas en obras de drenaje superficial.

La **velocidad media del flujo** oscila entre **5.17 m/s y 6.52 m/s**, resultado directo de las pendientes longitudinales adoptadas y del bajo coeficiente de rugosidad del revestimiento de concreto. Estas velocidades generan energías específicas comprendidas entre **1.74 m y 2.49 m**, manteniéndose dentro de rangos aceptables para canales revestidos.

El **número de Froude** presenta valores entre **3.22 y 4.36**, siendo en todos los casos **mayores que la unidad**, lo que clasifica el flujo como **supercrítico** en la totalidad de los

tramos analizados. Este régimen hidráulico favorece la rápida evacuación de la escorrentía superficial, evitando acumulaciones de agua y reduciendo el riesgo de infiltración en el talud.

Tabla 59

Dimensiones geométricas adoptadas para el canal de coronación

Dimensiones geométricas adoptadas para el canal de coronación				
b	z	y	T	borde libre
0.5	1	0.40	1.30	0.2
0.5	1	0.40	1.30	0.2
0.5	1	0.40	1.20	0.2
0.5	1	0.40	1.20	0.2
0.5	1	0.40	1.20	0.2
0.5	1	0.40	1.20	0.2

Las dimensiones geométricas adoptadas para el canal de coronación corresponden a una **sección trapezoidal revestida de concreto**, definida por un **ancho de solera constante de 0.50 m y taludes laterales de 1H:1V**, manteniéndose uniformes en todos los tramos con el fin de facilitar la construcción y garantizar un comportamiento hidráulico homogéneo.

El **tirante de diseño (y)** presenta valores entre **0.20 m y 0.40 m**, seleccionados en función de los resultados hidráulicos obtenidos para cada tramo y de las variaciones de pendiente longitudinal. En correspondencia, el **ancho del espejo de agua (T)** varía entre **0.90 m y 1.30 m**, asegurando la capacidad necesaria para conducir el caudal de diseño sin generar desbordes.

Asimismo, se adoptó un **borde libre constante de 0.20 m** en todos los tramos, proporcionando un margen de seguridad frente a incrementos eventuales del caudal, irregularidades constructivas o condiciones transitorias de flujo. En conjunto, las dimensiones definidas garantizan una conducción hidráulica eficiente, compatible con el régimen supercrítico identificado, y contribuyen a la función del canal de coronación como medida de drenaje superficial para la estabilización del talud.

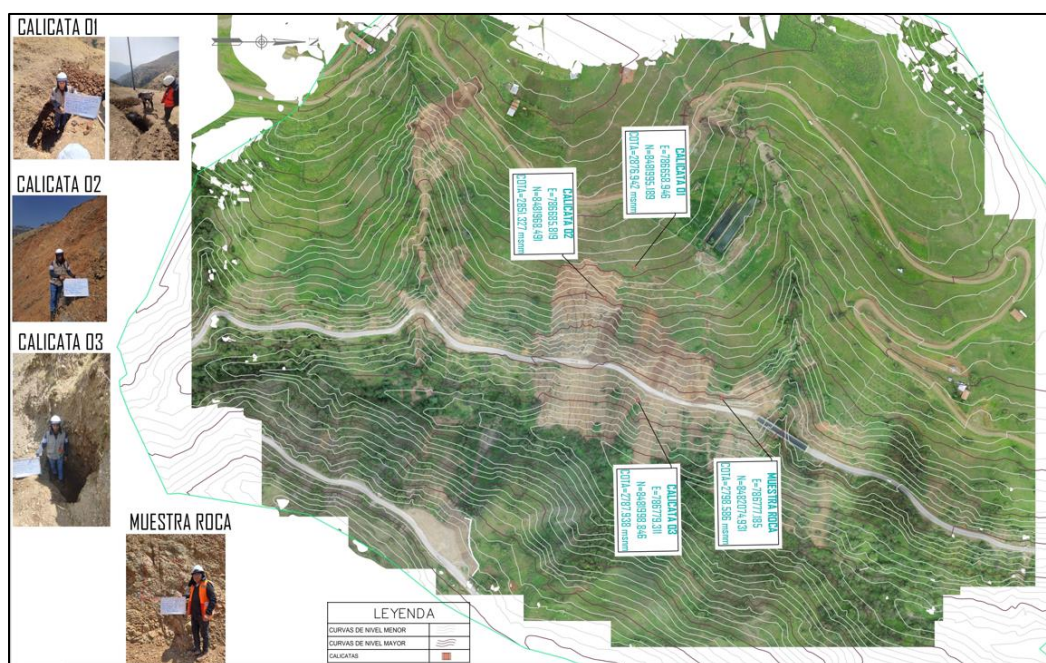
5.1.3. Resultados del análisis geotécnico

5.1.3.1. Calicatas de campo

Para el análisis geotécnico se ha realizado el mapeo en campo de los geo materiales existentes, posterior se procedió a realizar calicatas de exploración para la obtención de muestras y su posterior procesamiento en laboratorio.

Figura 31

Plano de Calicatas



Se ha realizado 3 calitas de los materiales de suelo y una muestra de roca.

Tabla 60*Resumen de Calicatas y Muestreos*

CALICATA/ MUESTRA	coordenadas UTM		Nivel Agua (m)	Suelo Orgánico (m)	Nivel Roca (m)	Prof. Total (m)
	Norte	Este				
CALICATA 1	8481995.189	786658.946	N.E.	0.20	N.E.	1.5
CALICATA 2	8481968.491	786685.819	N.E.	0.20	N.E.	1.5
CALICATA 3	8481998.846	786779.311	N.E.	0.20	N.E.	1.5
MUESTRA	8482074.931	786777.185	N.E.	0.00	0.0	1.5

Ubicación (Coordenadas UTM):

Las calicatas se distribuyen entre las coordenadas N 8 481 968 – 8 482 075 y E 786 658 – 786 779, mostrando un alineamiento progresivo Este–Oeste, correspondiente al eje de la carretera evaluada.

Esta disposición permitió identificar la continuidad litológica del terreno y variaciones locales en su composición.

Nivel freático (Nivel de agua):

En todas las calicatas se reporta “N.E.” (No encontrado), lo que indica ausencia de nivel freático visible hasta la profundidad de excavación (1.5 m).

Esto sugiere un suelo seco o de baja permeabilidad superficial, sin presencia de saturación significativa.

Suelo orgánico:

Se identificó una capa orgánica superficial promedio de 0.20 m en las tres calicatas, lo cual representa un horizonte delgado de cobertura vegetal, típico en zonas con leve acumulación de humus.

Este estrato debe retirarse o reemplazarse antes de cualquier obra de cimentación o conformación de taludes, ya que reduce la capacidad portante del terreno.

Nivel de roca:

En ninguno de los puntos se encontró afloramiento rocoso dentro del rango de excavación (1.5 m), lo que confirma la presencia de depósitos de suelo residual o coluvial en el área superficial.

El material de base rocosa se encontraría a mayor profundidad.

Profundidad total de exploración:

Las calicatas alcanzaron una profundidad uniforme de 1.5 m, suficiente para identificar las características del estrato superficial donde se desarrollan los procesos de erosión y estabilidad inicial del talud.

5.1.3.2. Ensayos de laboratorio

Durante la exploración geotécnica en campo se recolectaron muestras representativas disturbadas provenientes de las calicatas ejecutadas. Los materiales obtenidos fueron sometidos a ensayos de mecánica de suelos, con el propósito de determinar sus características físicas y mecánicas, las cuales servirán como base para el diseño geotécnico y estructural del talud.

Tabla 61*Ensayos realizados*

Ensayo	Norma aplicada	Código MTC / ASTM	Propiedad determinada
1. Contenido de humedad natural	ASTM D2216	MTC E-108	Determina el porcentaje de humedad del suelo.
2. Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D422	MTC E-107	Define la distribución de partículas (grava, arena, finos).
3. Límites de consistencia (líquido y plástico)	ASTM D4318	MTC E-110 / MTC E-111	Evalúa la plasticidad del suelo.
4. Peso unitario (parafina) y densidad relativa	ASTM D2049-69 / D4531	MTC (no específica)	Determina el peso unitario húmedo y seco, densidades mínima y máxima.
5. Ensayo de corte directo consolidado drenado (CD)	ASTM D3080	MTC E-123-2016	Determina la resistencia al corte (cohesión c y ángulo de fricción ϕ).
6. Ensayo de capacidad portante y asentamiento (Meyerhof)	—	—	Estima capacidad de carga y asentamientos admisibles de cimentación superficial.
7. Descripción y clasificación visual-manual del suelo (perfil estratigráfico)	ASTM D2488	—	Identificación de tipo de suelo y condiciones estratigráficas.

Los ensayos de contenido de humedad (ASTM D2216) y granulometría (ASTM D422) definen el estado natural del suelo y su textura predominante, identificando proporciones de gravas, arenas y finos.

Los límites de Atterberg (ASTM D4318) indican una baja plasticidad, típica de suelos limosos y arenosos poco cohesivos.

El peso unitario y densidad relativa permiten evaluar la compacidad del suelo, parámetro importante para estimar su comportamiento frente a cargas.

El ensayo de corte directo (ASTM D3080) proporciona los valores de cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ), parámetros fundamentales en los análisis de estabilidad de taludes.

El ensayo de capacidad portante (según Meyerhof) orienta el diseño de cimentaciones y rellenos estructurales, estableciendo la presión admisible del terreno.

Finalmente, la clasificación visual-manual (ASTM D2488) confirma el tipo de suelo predominante y su distribución estratigráfica, correlacionando con los resultados de campo (calicatas).

A partir del ensayo de suelos en laboratorio, se obtuvieron los siguientes parámetros:

Ensayos Índices en Mecánica de Suelos

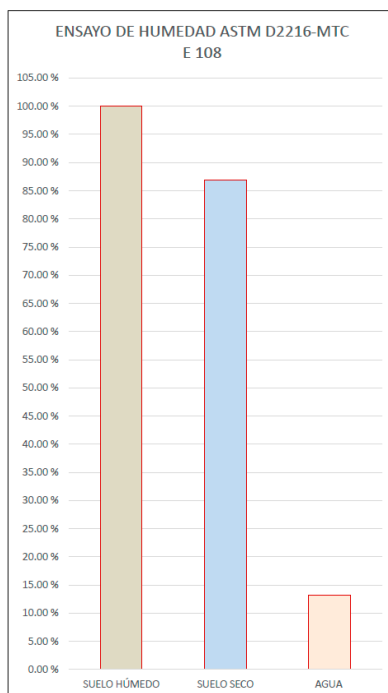
En las muestras seleccionadas obtenidas durante la exploración de campo se realizaron ensayos estándar de laboratorio con el propósito de identificar y clasificar los suelos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Las propiedades índices determinadas —como granulometría, límites de consistencia y contenido de humedad— se presentan resumidas en la tabla siguiente.

CALICATA 1**Tabla 62***Cálculo de Humedad*

Calculo de humedad	
ITEM	DATOS
Número de recipiente	X - 05
1.- Peso del recipiente + suelo húmedo (Msh)	3354.00 gr
2.- Peso del recipiente + suelo seco (Mss)	3000.00 gr
3.- Peso del recipiente (Mr)	307.48 gr
4.- Peso del agua	354.00 gr
5.- Peso del suelo seco (Ws)	2692.52 gr
6.- Contenido de humedad (W%)	13.15 %

La tabla presenta el cálculo del contenido de humedad del suelo a partir del método gravimétrico. Para ello, se registró el peso del recipiente con suelo húmedo y posteriormente con el suelo seco luego del secado en horno. La diferencia entre ambos valores permitió determinar el peso del agua (354.00 g), mientras que el peso del suelo seco se obtuvo restando el peso del recipiente vacío. Con estos datos se calculó el contenido de humedad, el cual alcanza 13.15 %, reflejando un nivel moderado de humedad en el material analizado, relevante para la evaluación del comportamiento geotécnico del talud.

Figura 32*Grafica e Humedad ASTM D2216 MTC E 108*

La figura representa los resultados del ensayo de humedad realizado según la norma ASTM D2216 – MTC E 108. En el gráfico se observa la proporción relativa del peso del suelo húmedo, suelo seco y agua contenida en la muestra. El valor más alto corresponde al suelo húmedo, mientras que el suelo seco presenta una reducción significativa tras el proceso de secado en horno. La diferencia entre ambos es representada por la barra correspondiente al agua, que constituye aproximadamente el 13 % del peso del suelo. Esta relación confirma el contenido de humedad determinado en el cálculo gravimétrico y permite visualizar de manera comparativa la variación de masa durante el proceso de secado.

Tabla 63*Análisis Granulométrico por Tamizado*

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO						
TAMIZ N°	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO PASANTE (gr)	RETENIDO (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASANTE (%)
3"	76.200	0.00	2692.5	0.00	0.00	100.00
2½"	60.350	0.00	2692.5	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	2692.5	0.00	0.00	100.00
1½"	37.500	0.00	2692.5	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	2692.5	0.00	0.00	100.00
¾"	19.100	36.26	2656.3	1.35	1.35	98.65
½"	12.700	69.60	2622.9	2.58	3.93	96.07
⅜"	9.520	78.69	2613.9	2.92	6.85	93.15
¼"	6.350	180.36	2512.2	6.70	13.55	86.45
N°4	4.750	68.11	2624.4	2.53	16.08	83.92
N°8	2.360	150.31	2542.2	5.58	21.66	78.34
N°10	2.000	65.32	2627.2	2.43	24.09	75.91
N°16	1.180	189.85	2502.7	7.05	31.14	68.86
N°20	0.850	156.17	2536.3	5.80	36.94	63.06
N°30	0.600	201.82	2490.7	7.50	44.44	55.56
N°40	0.425	249.10	2443.4	9.25	53.69	46.31
N°50	0.350	113.12	2579.4	4.20	57.89	42.11
N°60	0.250	97.52	2595.0	3.62	61.51	38.49
N°80	0.180	134.78	2557.7	5.01	66.52	33.48
N°100	0.150	43.61	2648.9	1.62	68.14	31.86
N°200	0.075	149.43	2543.1	5.55	73.69	26.31
< N°200 (FONDO)	—	708.51	1984.0	26.31	100.00	0.00

La tabla presenta los resultados del análisis granulométrico por tamizado, realizado para determinar la distribución de tamaños de partículas del suelo. Se observa que no existe retención en tamices de gran abertura (3" a 1"), lo que indica ausencia de gravas gruesas. La mayor parte del material comienza a retenerse a partir del tamiz ¾" (19.1 mm) y continúa aumentando progresivamente en los tamices intermedios.

El porcentaje retenido acumulado alcanza valores significativos en los tamices N°40 a N°200, destacándose retenciones entre 4 % y 9 %, lo que evidencia un predominio de

fracciones finas y arenas. El material que pasa el tamiz N°200 representa un 26.31 %, lo cual indica presencia de finos (limo y arcilla) en proporción considerable.

La curva granulométrica derivada de estos datos permitirá clasificar el suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y determinar sus propiedades mecánicas, relevantes para el análisis de estabilidad de taludes del sector Alfergaspata.

Tabla 64

Datos Análisis Granulométrico por Tamizado

DATOS ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	
DATOS	
Descripción	Valor / Observación
Peso total muestra (gr)	2692.52 gr
Humedad (W%)	13.15
Límite Líquido (LL)	N.T.
Límite Plástico (LP)	NP
Índice Plástico (IP)	NP
Clasificación SUCS	SM
Clasificación AASHTO	A-2-4 (0)
Índice de consistencia	NP
Materia orgánica	—

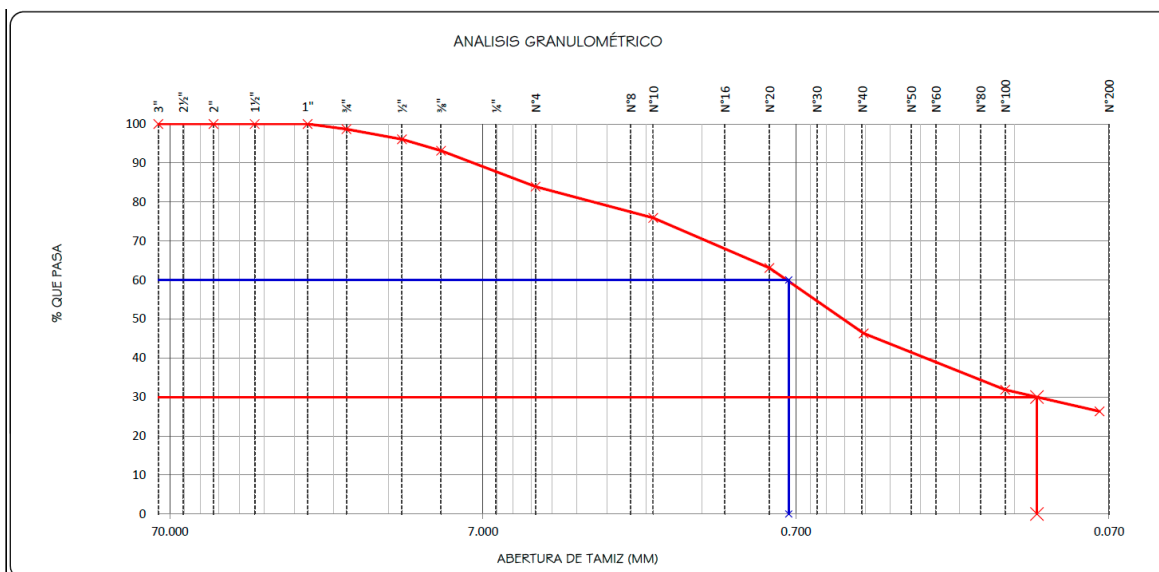
La tabla resume las características básicas del material analizado en el ensayo granulométrico. La muestra presenta un peso total de 2692.52 g y un contenido de humedad de 13.15 %, valor coherente con su condición natural en campo. Los límites de Atterberg no pudieron determinarse (LL y LP no trabajables), lo que indica un suelo no plástico, situación típica en materiales arenosos.

Según la clasificación SUCS, el suelo corresponde a un SM (arena limosa), mientras que bajo el sistema AASHTO se clasifica como A-2-4(0), categoría que agrupa suelos con buen comportamiento en obras viales. El índice de consistencia es no plástico y no se

evidenció presencia de materia orgánica. Estos resultados permiten inferir que el suelo posee baja plasticidad y comportamiento granular dominante, aspectos relevantes para el análisis geotécnico y la evaluación de estabilidad de taludes.

Figura 33

Analisis Granulometrico



La figura muestra la curva granulométrica obtenida del ensayo de tamizado, expresada como porcentaje que pasa en función de la abertura del tamiz. La curva presenta una pendiente continua y descendente, comenzando con valores cercanos al 100 % en tamices gruesos (3" a 1/2"), lo que indica ausencia de partículas grandes. A medida que disminuye la abertura del tamiz, el porcentaje que pasa se reduce progresivamente, evidenciando un predominio de fracciones arenosas y finas.

Se observa que el material presenta un porcentaje significativo que pasa por el tamiz N°40 y N°200, ubicándose en torno al rango característico de arenas limosas (SM). La curva no muestra quiebres abruptos, lo que es típico de un suelo bien distribuido dentro de su fracción arenosa, con una cantidad moderada de finos. Estos resultados confirman la

clasificación obtenida por SUCS y son fundamentales para determinar el comportamiento mecánico del suelo en análisis de estabilidad de taludes.

Tabla 65

Ensayo de Peso Unitario (Parafina) Y Densidad Relativa Astm D2049-69, Astm 1973

ENSAYO DE PESO UNITARIO (PARAFINA) Y DENSIDAD RELATIVA ASTM D2049-69, ASTM 1973		
Toma de datos		
ITEM	DATOS	ENSAYOS
1	Contenido de humedad (W%)	13.15 %
2	Peso del suelo húmedo (Wh)	211.59 gr
3	Peso del suelo + parafina al aire (Wh + Wp)	213.65 gr
4	Peso de la probeta + agua + muestra parafinada	1322.12 gr
5	Peso de la probeta + agua	1235.42 gr
6	Densidad de la parafina (ρ)	0.87 gr/cm ³
7	Peso de la muestra sumergida + parafina	86.70 gr
8	Volumen de la muestra + parafina	126.95 ml
9	Peso de la parafina	2.06 gr
10	Volumen de la parafina	2.37 cm ³
11	Volumen de la muestra por desplazamiento	124.58 cm ³
12	Peso unitario húmedo aparente (γ_h)	1.698 gr/cm ³
13	Peso unitario seco (γ_{seco})	1.501 gr/cm ³

La tabla presenta los datos obtenidos en el ensayo de peso unitario mediante el método de recubrimiento con parafina, conforme a las normas ASTM D2049-69 y ASTM 1973. El procedimiento permite determinar el volumen real de la muestra a partir del desplazamiento de agua y corregir el aporte de la parafina aplicada en su superficie.

Se registró un contenido de humedad del 13.15 %, y el peso del suelo húmedo fue de 211.59 g. Mediante la inmersión de la muestra recubierta se obtuvo un volumen de 126.95 ml, del cual se descontó el volumen correspondiente a la parafina, resultando un volumen neto de la muestra de 124.58 cm³. Con estos valores se calcularon el peso unitario húmedo aparente (1.698 g/cm³) y el peso unitario seco (1.501 g/cm³), parámetros fundamentales para

la caracterización física del suelo y su comportamiento en los análisis de estabilidad de taludes.

Tabla 66

Determinación de la Densidad Mínima

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÍNIMA				
ENSAYO N°	1	2	3	4
Peso del molde + muestra	6154.0	6154.5	6111.1	6203.7
Peso del molde + base	4645.0	4645.0	4645.0	4645.0
Peso de la muestra	1509.0	1509.5	1466.1	1558.7
Volumen del molde (cm³)	939	939	939	939
Densidad mínima (gr/cm³)	1.607	1.608	1.561	1.660
Densidad mínima promedio (gr/cm³)	1.56 gr/cm³			
Densidad mínima seca (gr/cm³)	1.56 gr/cm³			

La tabla presenta los resultados del ensayo de determinación de la densidad mínima del suelo, realizado mediante el uso de un molde de volumen constante de 939 cm³. Para cada repetición se obtuvo el peso del molde con muestra y el peso del molde vacío con base, lo que permitió calcular el peso de la muestra suelta. Con estos valores se determinaron las densidades mínimas, cuyos resultados varían entre 1.561 y 1.660 g/cm³.

El valor promedio obtenido para la densidad mínima fue de 1.56 g/cm³, tanto en condición natural como seca, lo que indica que el suelo presenta una estructura relativamente suelta en su estado de mínima compactación. Este parámetro es esencial para la evaluación de la densidad relativa y el comportamiento mecánico del suelo en los análisis geotécnicos del sector Alfergaspata.

Tabla 67*Determinación de la Densidad Máxima*

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÁXIMA				
ENSAYO N°	1	2	3	4
Peso del molde + muestra	7141.00	7119.00	7153.00	7144.00
Peso del molde	4645.00	4645.00	4645.00	4645.00
Peso de la muestra	2496.00	2474.00	2508.00	2499.00
Volumen del molde (cm³)	939	939	939	939
Densidad máxima (gr/cm³)	2.658	2.635	2.671	2.661
Proctor modificado	2.63 gr/cm ³			
Densidad máxima seca (gr/cm³)	2.63 gr/cm³			

La tabla presenta los resultados del ensayo para determinar la densidad máxima del suelo utilizando un molde de volumen constante de 939 cm³. En cada repetición se calculó el peso de la muestra compactada dentro del molde, obteniéndose densidades máximas entre 2.635 y 2.671 g/cm³, lo que evidencia una compactación elevada del material.

El valor promedio determinado corresponde a una densidad máxima de 2.63 g/cm³, equivalente al resultado del Proctor modificado, y se mantiene igual en condición seca. Este parámetro es fundamental para evaluar la densidad relativa (D_r) y el potencial de compactación del suelo, aspectos críticos para el comportamiento mecánico y estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

5.1.4. Determinación de la densidad relativa (Suelos friccionantes)

$$D_r = \frac{(\gamma_{nat} - \gamma_{min}) \times (\gamma_{max})}{(\gamma_{max} - \gamma_{min}) \times \gamma_{nat}} \times 100$$

Tabla 68*Determinación de la Densidad Relativa*

Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad Natural	γ_n	1.70	gr/cm ³
Densidad Mínima	γ_{\min}	1.56	gr/cm ³
Densidad Máxima	γ_{\max}	2.63	gr/cm ³
Densidad Relativa	D_r	20 %	—

La tabla muestra los parámetros utilizados para calcular la densidad relativa del suelo, aplicando la expresión correspondiente para materiales friccionantes. A partir de la densidad natural (1.70 g/cm³), así como de las densidades mínima (1.56 g/cm³) y máxima (2.63 g/cm³), se obtuvo una densidad relativa del 20 %. Este valor indica que el suelo se encuentra en un estado suelo suelto, típico de materiales arenosos con baja compacidad inicial. El resultado es esencial para evaluar la resistencia al corte, deformabilidad y comportamiento del suelo frente a cargas, factores directamente relacionados con la estabilidad de taludes en el sector Alfergaspatá.

5.1.5. Ángulo de fricción interna del suelo

$$\phi = 25^\circ + 0.15D_r = 28^\circ$$

Tabla 69*Ensayo de Corte Directo – Resultados*

Ensayo de Corte Directo – Resultados						
ESFUERZO NORMAL	25.4 kPa		50.8 kPa		101.5 kPa	
Etapa	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (cm)	2.03	2.02	2.03	2.02	2.03	2.01
Volumen (cm³)	60.01	59.72	60.01	59.67	60.01	59.50
Humedad (%)	13.15	16.42	13.15	16.36	13.15	16.31
Densidad seca (g/cm³)	1.013	1.018	1.013	1.018	1.013	1.021
Esfuerzo cortante (Kg/cm²)	0.206		0.392		0.776	

La tabla presenta los resultados del ensayo de corte directo realizado bajo tres niveles de esfuerzo normal: 25.4 kPa, 50.8 kPa y 101.5 kPa. Durante el proceso se registraron variaciones mínimas en la altura y el volumen de la muestra, lo que indica deformaciones controladas y un comportamiento estable del material durante el corte.

La humedad aumentó ligeramente al finalizar cada etapa, pasando de 13.15 % a valores entre 16.31 % y 16.42 %, debido al reacomodo de partículas y la liberación de agua interna. La densidad seca mostró pequeñas variaciones, ubicándose entre 1.013 y 1.021 g/cm³, lo cual es coherente con suelos de tipo arenoso-limoso.

Los esfuerzos cortantes alcanzados para cada nivel de carga fueron 0.206 kg/cm², 0.392 kg/cm² y 0.776 kg/cm², permitiendo trazar la envolvente de resistencia al corte del suelo. Estos valores son fundamentales para determinar los parámetros cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ), indispensables en el análisis de estabilidad de taludes del sector Alfergaspata.

Tabla 70

Resultados del Ensayo de Corte Directo

Desplaz. Horiz. (mm)	ESFUERZO NORMAL 25.4 kPa				ESFUERZO NORMAL 50.8 kPa				ESFUERZO NORMAL 101.5 kPa			
	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	3.23	3.23	0.110	0.000	6.40	6.40	0.22
0.25	-0.086	1.70	1.70	0.058	-0.102	5.05	5.05	0.17	-0.154	9.91	9.91	0.34
0.50	-0.090	2.63	2.63	0.089	-0.104	7.17	6.25	0.24	-0.158	12.38	12.38	0.43
0.75	-0.092	3.77	3.77	0.128	-0.107	7.17	7.17	0.24	-0.161	14.19	14.19	0.48
1.00	-0.093	4.14	4.14	0.140	-0.108	7.87	7.87	0.27	-0.163	15.58	15.58	0.53
1.25	-0.093	4.48	4.48	0.151	-0.109	8.63	8.63	0.29	-0.164	17.08	17.08	0.58
1.50	-0.094	4.94	4.94	0.167	-0.109	9.39	9.39	0.32	-0.165	18.60	18.60	0.63
1.75	-0.094	5.23	5.23	0.177	-0.109	9.94	9.94	0.34	-0.165	19.69	19.69	0.67
2.00	-0.094	5.52	5.52	0.187	-0.109	10.49	10.49	0.35	-0.165	20.78	20.78	0.70
2.25	-0.094	5.92	5.92	0.200	-0.110	10.86	10.86	0.37	-0.167	21.50	21.50	0.73
2.50	-0.095	6.10	6.10	0.206	-0.110	11.59	11.59	0.39	-0.167	22.29	22.29	0.75
2.75	-0.095	6.28	6.28	0.212	-0.110	11.93	11.93	0.40	-0.167	23.62	23.62	0.80
3.00	-0.096	6.41	6.41	0.217	-0.111	12.18	12.18	0.41	-0.168	24.10	24.10	0.82

Desplaz. Horiz. (mm)	ESFUERZO NORMAL 25.4 kPa			ESFUERZO NORMAL 50.8 kPa			ESFUERZO NORMAL 101.5 kPa					
3.25	-0.096	6.52	6.52	0.221	-0.111	12.54	12.54	0.43	-0.168	24.82	24.82	0.84
3.50	-0.096	6.60	6.60	0.224	-0.111	12.69	12.69	0.43	-0.168	25.13	25.13	0.85
3.75	-0.096	6.68	6.68	0.226	-0.111	12.96	12.96	0.44	-0.168	25.55	25.55	0.86
4.00	-0.096	6.79	6.79	0.230	-0.113	12.93	12.93	0.44	-0.170	25.67	25.67	0.87
4.25	-0.096	6.84	6.84	0.231	-0.113	12.96	12.96	0.44	-0.170	25.73	25.73	0.87
4.50	-0.097	6.81	6.81	0.231	-0.113	12.96	12.96	0.44	-0.170	25.67	25.67	0.87
4.75	-0.097	6.86	6.86	0.232	-0.113	13.02	13.02	0.44	-0.170	25.79	25.79	0.87
5.00	-0.097	6.94	6.94	0.235	-0.113	13.08	13.08	0.45	-0.170	26.09	26.09	0.88
5.25	-0.097	7.00	7.00	0.237	-0.113	13.30	13.30	0.45	-0.170	26.33	26.33	0.89
5.50	-0.097	7.13	7.13	0.241	-0.113	13.54	13.54	0.46	-0.170	26.82	26.82	0.91
5.75	-0.097	7.19	7.19	0.243	-0.113	13.94	13.94	0.47	-0.170	27.06	27.06	0.92
6.00	-0.097	7.34	7.34	0.248	-0.113	14.12	14.12	0.47	-0.170	27.60	27.60	0.93
6.25	-0.097	7.43	7.43	0.251	-0.113	14.40	14.40	0.48	-0.170	27.97	27.97	0.95
6.50	-0.097	7.48	7.48	0.253	-0.114	14.37	14.37	0.49	-0.172	28.45	28.45	0.96

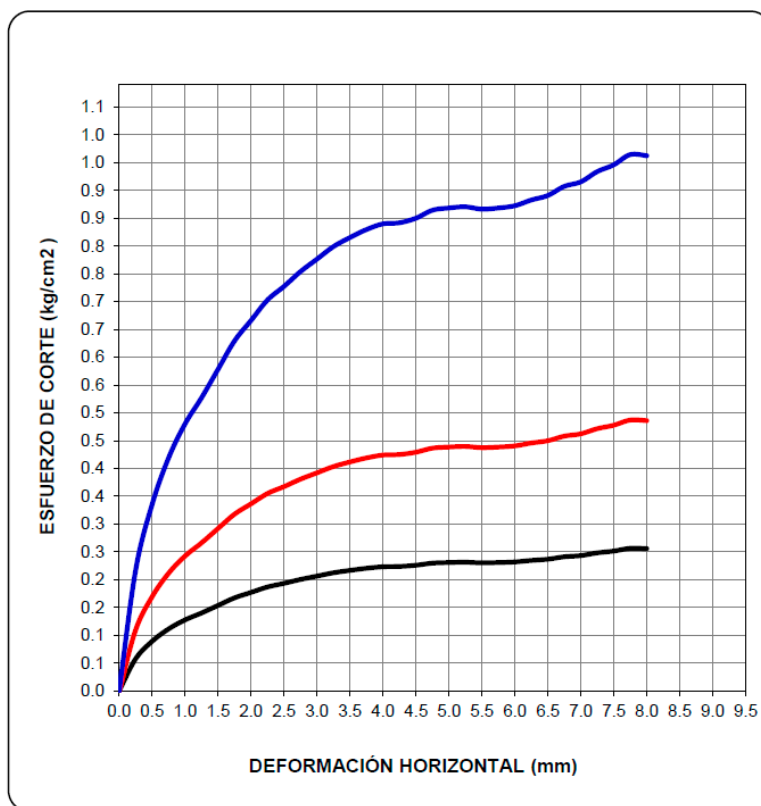
La tabla presenta los valores obtenidos durante el ensayo de corte directo para tres niveles de esfuerzo normal: 25.4 kPa, 50.8 kPa y 101.5 kPa, evaluando el comportamiento del suelo frente al incremento del desplazamiento horizontal. A medida que aumenta el desplazamiento, los esfuerzos cortantes también incrementan progresivamente, mostrando la típica curva ascendente característica de los materiales granulares.

El esfuerzo cortante máximo registrado para cada condición normal es aproximadamente 0.235 kg/cm² (25.4 kPa), 0.47 kg/cm² (50.8 kPa) y 0.96 kg/cm² (101.5 kPa), valores que evidencian una relación directa entre la carga normal aplicada y la resistencia al corte movilizada. Las variaciones verticales negativas (asentamientos) se mantienen mínimas, lo que indica un comportamiento estable durante el proceso de corte.

Estos resultados permiten construir la envolvente de resistencia al corte, a partir de la cual pueden determinarse los parámetros geotécnicos fundamentales del suelo: cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ), insumos esenciales para el análisis de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Figura 34

Esfuerzo cortante en función de la deformación horizontal



La figura muestra las curvas de esfuerzo cortante en función de la deformación horizontal obtenidas en el ensayo de corte directo consolidado drenado (CD), realizado conforme a las normas MTC E 123 y ASTM D3080. Las tres curvas corresponden a los niveles de esfuerzo normal aplicados: 25.4 kPa (curva negra), 50.8 kPa (curva roja) y 101.5 kPa (curva azul).

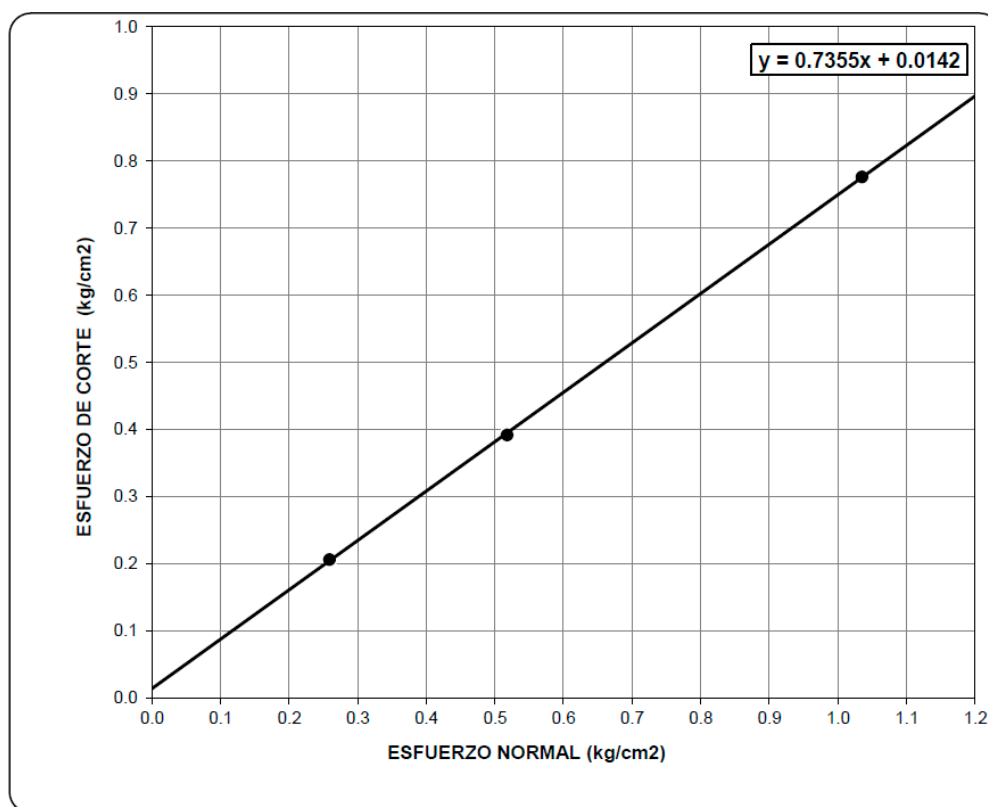
A medida que aumenta la deformación horizontal, el esfuerzo cortante se incrementa progresivamente para cada condición de carga. La curva asociada al mayor esfuerzo normal (101.5 kPa) alcanza el valor máximo de resistencia, cercano a 1.0 kg/cm², mientras que las curvas de 50.8 kPa y 25.4 kPa alcanzan aproximadamente 0.55 kg/cm² y 0.30 kg/cm²,

respectivamente. Este comportamiento confirma la relación directa entre el confinamiento aplicado y la resistencia al corte movilizada.

Las curvas presentan una tendencia típica de suelos granulares, con incrementos rápidos de esfuerzo cortante en las primeras deformaciones y una aproximación gradual hacia la resistencia máxima. Estos resultados sirven para definir la envolvente de Mohr-Coulomb, determinando los parámetros fundamentales del suelo: cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ), esenciales para el análisis de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Figura 35

Esfuerzo cortante vs esfuerzo normal



La figura presenta la relación entre el esfuerzo cortante máximo obtenido en el ensayo de corte directo y los distintos niveles de esfuerzo normal aplicados. Los tres puntos

experimentales se ajustan a una línea recta que representa la envolvente de resistencia de Mohr-Coulomb, cuya ecuación es:

$$\tau = 0.7355 \sigma + 0.0142$$

A partir de esta ecuación, la pendiente corresponde al ángulo de fricción interna ($\tan \phi = 0.7355$), mientras que la ordenada al origen representa la cohesión del suelo ($c \approx 0.0142 \text{ kg/cm}^2$). La tendencia lineal indica un comportamiento típico de suelos granulares con cohesión prácticamente nula y resistencia dominada por fricción. Estos parámetros son fundamentales para el cálculo del factor de seguridad y la evaluación de la estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

CALICATA 2

Tabla 71

Cálculo de Humedad

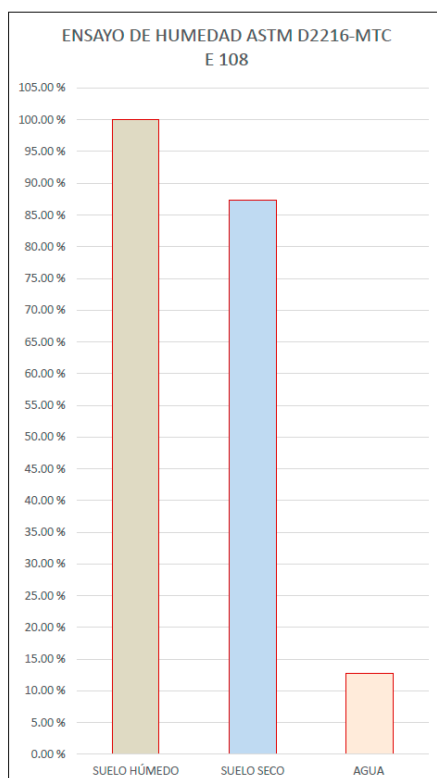
CÁLCULO DE HUMEDAD	
ITEM	DATOS
Número de recipiente	X – 03
1.- Peso del recipiente + suelo húmedo ($M_{(cws)}$)	4756.00 gr
2.- Peso del recipiente + suelo seco ($M_{(cs)}$)	4240.00 gr
3.- Peso del recipiente (M_r)	181.70 gr
4.- Peso del agua	516.00 gr
5.- Peso del suelo seco (W_s)	4058.30 gr
6.- Contenido de humedad ($W\%$)	12.71 %

La tabla muestra los resultados del cálculo de humedad del suelo correspondiente a la Calicata 2, determinado mediante el método gravimétrico. Se registró el peso del recipiente con suelo húmedo y, posteriormente, el peso del recipiente con el suelo completamente seco. A partir de estas mediciones fue posible obtener el peso del agua (516 g) y el peso del suelo seco (4058.30 g).

Con estos valores se calculó el contenido de humedad, obteniéndose un valor de 12.71 %, el cual indica una humedad moderada presente en el material. Este parámetro resulta fundamental para la caracterización física del suelo y constituye un insumo clave para el análisis geotécnico y la evaluación de la estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Figura 36

Ensayo de humedad realizado según la norma ASTM D2216 – MTC E 108



La figura muestra los resultados del ensayo de humedad realizado según la norma ASTM D2216 – MTC E 108 para la muestra correspondiente a la Calicata 2. El gráfico compara visualmente el porcentaje relativo del suelo húmedo, suelo seco y el agua contenida en la muestra.

Se observa que la barra del suelo húmedo presenta el mayor valor, mientras que la del suelo seco evidencia la disminución de peso tras el proceso de secado. La diferencia entre

ambas está representada por la barra correspondiente al agua, equivalente a un contenido de humedad del 12.71 %, valor obtenido mediante el cálculo gravimétrico. El gráfico refuerza visualmente la proporción de masa antes y después del secado, evidenciando el contenido de humedad real del suelo en su condición natural.

Tabla 72

Análisis Granulométrico por Tamizado

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO						
TAMIZ N°	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO PASANTE (gr)	RETENIDO (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASANTE (%)
3"	76.200	0.00	4058.3	0.00	0.00	100.00
2½"	60.350	0.00	4058.3	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	4058.3	0.00	0.00	100.00
1½"	37.500	0.00	4058.3	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	60.87	3997.4	1.50	1.50	98.50
¾"	19.100	143.26	3915.0	3.53	5.03	94.97
½"	12.700	301.61	3756.7	7.43	12.46	87.54
⅜"	9.520	311.02	3747.3	7.66	20.13	79.87
¼"	6.350	761.76	3296.5	18.77	38.90	61.10
N°4	4.750	305.10	3745.4	7.52	46.41	53.59
N°8	2.360	615.81	3442.5	15.17	61.59	38.41
N°10	2.000	182.35	3875.9	4.49	66.08	33.92
N°16	1.180	262.26	3796.0	6.46	72.54	27.46
N°20	0.850	106.96	3951.3	2.64	75.18	24.82
N°30	0.600	106.06	3952.2	2.61	77.79	22.21
N°40	0.425	79.76	3978.5	1.97	79.76	20.24
N°50	0.300	35.70	4022.6	0.88	80.64	19.36
N°60	0.250	29.62	4028.7	0.73	81.37	18.63
N°80	0.180	57.40	4000.9	1.41	82.78	17.22
N°100	0.150	22.03	4036.3	0.54	83.33	16.67
N°200	0.075	72.78	3985.4	1.79	85.12	14.88
< N°200 (FONDO)	—	603.94	3454.4	14.88	100.00	0.00

La tabla presenta los resultados del análisis granulométrico del material proveniente de la Calicata 2, mostrando la distribución porcentual de tamaños de partículas desde tamices

gruesos hasta finos. No se registra retención en tamices mayores a 1½", lo que indica ausencia de gravas gruesas en la muestra.

La mayor parte del material comienza a retenerse significativamente desde los tamices 1" (1.50 %), ¾" (3.53 %) y ½" (7.43 %), incrementándose de manera notable en los tamices más finos, especialmente en ¼" (18.77 %), el tamiz N°4 (7.52 %) y el N°8 (15.17 %). Esto evidencia un predominio de partículas arenosas con una distribución relativamente amplia.

Los porcentajes de material que pasan los tamices intermedios y finos disminuyen progresivamente hasta el tamiz N°200, donde el material retenido alcanza 1.79 %. Finalmente, la fracción menor al tamiz N°200 (material fino, limo-arcilla) corresponde al 14.88 %, que se acumula hasta completar el 100 % de la muestra.

Estos resultados confirman que se trata de un suelo arenoso con presencia moderada de finos, coherente con su clasificación para análisis geotécnicos y con su aplicabilidad en la evaluación de estabilidad de taludes del sector Alfergaspata.

Tabla 73

Análisis Granulométrico por Tamizado Datos Generales

Análisis granulométrico por tamizado datos generales	
Descripción	Valor / Observación
Peso total muestra (gr)	4058.30 gr
Humedad (W%)	12.71 %
Límite líquido (LL)	N.T.
Límite plástico (LP)	NP
Índice plástico (IP)	NP
Clasificación (SUCS)	GM
Clasificación (AASHTO)	A-1-a (0)
Índice de consistencia	NP
Materia orgánica	—

La tabla presenta los datos generales correspondientes al análisis granulométrico de la muestra obtenida en la Calicata 2. El peso total de la muestra fue de 4058.30 g, con un contenido de humedad de 12.71 %, valor coherente con las condiciones naturales del suelo al momento de la extracción.

Los límites de Atterberg no fueron determinados (LL: N.T.; LP: NP), indicando que el material no posee plasticidad apreciable. Según la clasificación SUCS, el suelo corresponde a un GM (grava limosa), mientras que bajo la clasificación AASHTO se categoriza como A-1-a(0), grupo de suelos bien graduados con excelente comportamiento para estructuras viales y rellenos.

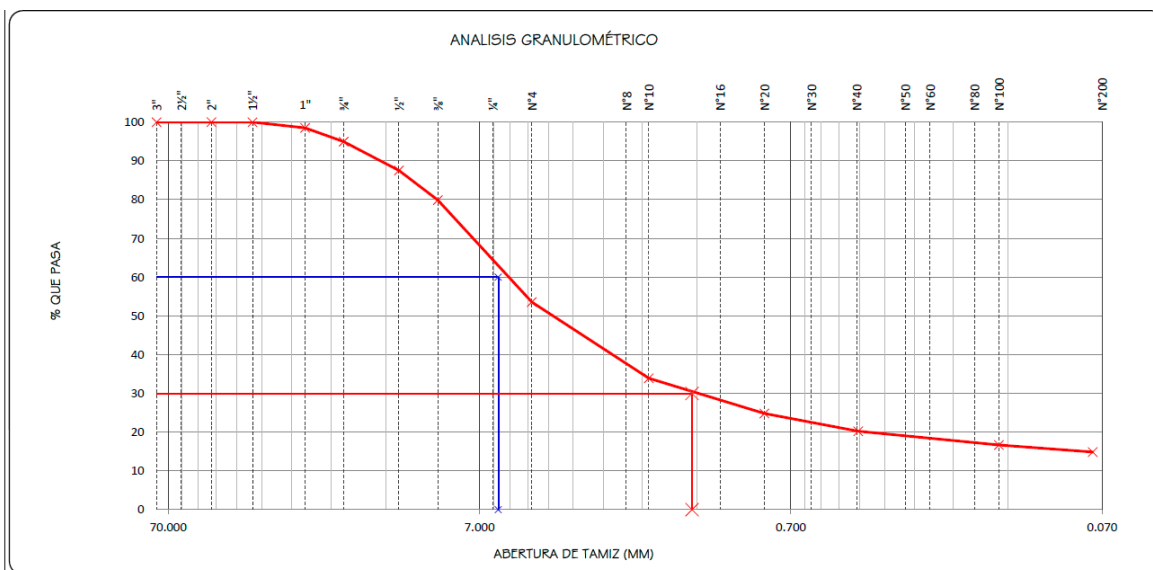
El índice de consistencia se reporta como no plástico (NP) y no se evidencia presencia de materia orgánica. Estos parámetros confirman que se trata de un material granular predominante, apropiado para análisis geotécnicos y especialmente relevante en la evaluación de estabilidad de taludes del sector Alfergaspata

5.1.6. Descripción del suelo

- **(SUCS):** Grava limosa con arena
- **(AASHTO):** BUENO

5.1.7. Observaciones

- Grava 3" – N°4 : **46.41 %**
- Arena N°4 – N°200 : **38.70 %**
- Finos < N°200 : **14.88 %**
- % > 3" : **0.00 %**

Figura 37*Análisis Granulométrico*

La figura muestra la curva granulométrica correspondiente a la muestra de la Calicata 2, representada como porcentaje que pasa en función de la abertura de los tamices. La curva inicia con valores cercanos al 100 % para tamices gruesos, indicando ausencia de partículas mayores, y desciende progresivamente conforme se reduce el tamaño de abertura de los tamices.

Se observan cambios importantes en el tramo de tamices intermedios, especialmente entre los tamices $\frac{1}{2}$ " y N°8, donde la pendiente aumenta debido al predominio de fracciones arenosas y gravas finas. Hacia los tamices más finos (N°40 a N°200), la curva continúa descendiendo suavemente, reflejando la presencia de un porcentaje moderado de finos. El material menor al tamiz N°200 corresponde aproximadamente al 14.88 %, lo que confirma la clasificación del suelo como GM (grava limosa).

La forma continua de la curva evidencia una distribución granulométrica relativamente bien graduada dentro del rango granular, información esencial para el análisis geotécnico y la evaluación de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Tabla 74

Ensayo de Peso Unitario (Parafina) Y Densidad Relativa Astm D2049-69, Astm 1973

Ensayo De Peso Unitario (Parafina) Y Densidad Relativa Astm D2049-69, Astm 1973		
TOMA DE DATOS		
ITEM	DATOS	ENSAYOS
1	Contenido de humedad (W%)	12.71 %
2	Peso del suelo húmedo (W _s)	189.50 gr
3	Peso del suelo + parafina al aire (W _s + W _p)	194.34 gr
4	Peso de la probeta + agua + muestra parafinada	1312.41 gr
5	Peso de la probeta + agua	1235.42 gr
6	Densidad de la parafina (ρ)	0.87 gr/cm³
7	Peso de la muestra sumergida + parafina	76.99 gr
8	Volumen de la muestra + parafina	117.35 ml
9	Peso de la parafina	4.84 gr
10	Volumen de la parafina	5.56 cm³
11	Volumen de la muestra por desplazamiento	111.79 cm³
12	Peso unitario húmedo aparente (γ _h)	1.695 gr/cm³
13	Peso unitario seco (γ _{sec})**	1.504 gr/cm³

La tabla muestra los resultados del ensayo de peso unitario realizado mediante el método de recubrimiento con parafina conforme a ASTM D2049-69 y ASTM 1973. El contenido de humedad de la muestra es 12.71 %, y el peso del suelo húmedo registrado es 189.50 g.

A partir del peso de la muestra recubierta en aire y sumergida, se determinó el volumen total (117.35 ml) y el volumen de la parafina, obteniéndose un volumen neto de la muestra de 111.79 cm³ mediante desplazamiento de agua. Con estos valores se calcularon el

peso unitario húmedo aparente (1.695 g/cm^3) y el peso unitario seco (1.504 g/cm^3), ambos representativos del estado natural del material.

Estos resultados son esenciales para evaluar la densidad relativa y las propiedades mecánicas del suelo, parámetros fundamentales para el análisis geotécnico y la estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Tabla 75

Determinación de la Densidad Mínima

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÍNIMA				
ENSAYO N°	1	2	3	4
Peso del molde + muestra	6154.0	6154.5	6111.1	6203.7
Peso del molde + base	4645.0	4645.0	4645.0	4645.0
Peso de la muestra	1509.0	1509.5	1466.1	1558.7
Volumen del molde (cm^3)	939	939	939	939
Densidad mínima (gr/cm^3)	1.607	1.608	1.561	1.660
Densidad mínima promedio (gr/cm^3)	1.56 gr/cm^3			
Densidad mínima seca (gr/cm^3)	1.56 gr/cm^3			

La tabla presenta los resultados del ensayo de densidad mínima realizado utilizando un molde de volumen constante de 939 cm^3 . Para cada repetición se calculó el peso de la muestra suelta por diferencia entre el peso del molde con muestra y el peso del molde con base. Las densidades mínimas obtenidas varían entre 1.561 y 1.660 g/cm^3 , valores consistentes para un suelo granular.

El valor promedio de densidad mínima fue de 1.56 g/cm^3 , tanto en condición húmeda como seca, lo cual indica que el suelo alcanza su estado más suelto con una compacidad relativamente baja. Este parámetro es esencial para el cálculo de la densidad relativa, así como para la evaluación del comportamiento mecánico y la resistencia al corte del suelo en el análisis de estabilidad de taludes del sector Alfergaspata.

Tabla 76*Determinación de la Densidad Máxima*

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÁXIMA				
ENSAYO N°	1	2	3	4
Peso del molde + muestra	7141.00	7119.00	7153.00	7144.00
Peso del molde	4645.00	4645.00	4645.00	4645.00
Peso de la muestra	2496.00	2474.00	2508.00	2499.00
Volumen del molde (cm³)	939	939	939	939
Densidad máxima (gr/cm³)	2.658	2.635	2.671	2.661
Proctor modificado (gr/cm³)	2.63 gr/cm³			
Densidad máxima seca (gr/cm³)	2.63 gr/cm³			

La tabla presenta los resultados del ensayo de densidad máxima del suelo, realizado mediante compactación en un molde de volumen constante de 939 cm³. En cada repetición se obtuvo el peso compactado de la muestra, generando densidades máximas comprendidas entre 2.635 y 2.671 g/cm³, valores que reflejan un nivel elevado de compactación del material.

El promedio corresponde a una densidad máxima de 2.63 g/cm³, equivalente al valor del Proctor modificado, y se mantiene igual en condición seca. Este parámetro es fundamental para el cálculo de la densidad relativa (D_r) y para evaluar el comportamiento mecánico del suelo frente a cargas, información clave para la estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

$$D_r = \frac{(\gamma_{nat} - \gamma_{min}) \times \gamma_{max}}{(\gamma_{max} - \gamma_{min}) \times \gamma_{nat}} \times 100$$

Tabla 77*Determinación de la Densidad Relativa (Suelos Friccionantes)*

Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad Natural	γ_n	1.70	gr/cm ³
Densidad Mínima	γ_{min}	1.56	gr/cm ³
Densidad Máxima	γ_{max}	2.63	gr/cm ³
Densidad Relativa	D_r	19 %	—

La tabla presenta las propiedades empleadas para determinar la densidad relativa del suelo correspondiente a la Calicata 2. A partir de la densidad natural (1.70 g/cm³), junto con las densidades mínima (1.56 g/cm³) y máxima (2.63 g/cm³), se calculó una densidad relativa (D_r) de 19 %. Este valor indica que el suelo se encuentra en un estado suelto, característico de materiales granulares con baja compacidad inicial.

La densidad relativa obtenida constituye un parámetro clave para evaluar la resistencia al corte, deformabilidad y comportamiento del suelo frente a esfuerzos, aspectos fundamentales en el análisis geotécnico y en la estabilidad de taludes del sector Alfergaspata.

5.1.8. Ángulo de Fricción Interna del Suelo

$$\phi = 25^\circ + 0.15D_r = 28^\circ$$

Tabla 78*Ensayo de Corte Directo Consolidado Drenado (Cd) Mtc E 123 - Astm D 3080*

ESFUERZO NORMAL	25.4 KPa		50.8 KPa		101.5 KPa	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Etapas						
Altura (cm)	2.03	2.02	2.03	2.02	2.03	2.01
Volumen (cm ³)	60.01	59.65	60.01	59.59	60.01	59.38
Humedad (%)	12.71	15.98	12.71	15.91	12.71	15.86
Densidad seca (g/cm ³)	1.017	1.023	1.016	1.024	1.017	1.027
Esfuerzo cortante (Kg/cm ²)	0.249		0.401		0.816	

La tabla presenta los resultados del ensayo de corte directo consolidado drenado realizado bajo tres niveles de esfuerzo normal: 25.4 kPa, 50.8 kPa y 101.5 kPa. Durante el proceso de aplicación de carga, se registraron ligeras variaciones en la altura y volumen de la muestra, lo que indica un comportamiento estable del suelo durante el corte.

El contenido de humedad aumentó ligeramente al finalizar el ensayo, alcanzando valores entre 15.86 % y 15.98 %, mientras que la densidad seca se mantuvo prácticamente constante, con valores entre 1.016 y 1.027 g/cm³, característicos de suelos granulares.

Los esfuerzos cortantes máximos movilizados fueron 0.249 kg/cm², 0.401 kg/cm² y 0.816 kg/cm², correspondientes al incremento de los esfuerzos normales aplicados. Estos valores permiten definir la envolvente de resistencia al corte, a partir de la cual se determinan los parámetros cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ), fundamentales para el análisis de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Tabla 79

Resultados del Ensayo de Corte Directo

Desplaz. Horiz. (mm)	ESFUERZO NORMAL 25.4 kPa				ESFUERZO NORMAL 50.8 kPa				ESFUERZO NORMAL 101.5 kPa			
	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	7.97	7.97	0.00
0.25	-0.098	2.44	2.44	0.082	-0.114	3.92	3.92	0.13	-0.172	7.97	7.97	0.27
0.50	-0.102	3.13	3.13	0.106	-0.118	5.03	5.03	0.17	-0.179	10.22	10.22	0.35
0.75	-0.110	3.50	3.50	0.118	-0.123	6.43	6.43	0.22	-0.186	11.45	11.45	0.39
1.00	-0.110	4.00	4.00	0.135	-0.128	6.43	6.43	0.22	-0.193	13.08	13.08	0.44
1.25	-0.114	4.56	4.56	0.154	-0.132	7.34	7.34	0.25	-0.200	14.92	14.92	0.50
1.50	-0.118	5.00	5.00	0.169	-0.136	8.64	8.64	0.29	-0.205	16.35	16.35	0.55
1.75	-0.118	5.38	5.38	0.182	-0.137	9.60	9.60	0.32	-0.207	17.58	17.58	0.59
2.00	-0.118	5.75	5.75	0.195	-0.137	9.25	9.25	0.31	-0.207	18.80	18.80	0.64
2.25	-0.118	6.44	6.44	0.218	-0.137	10.35	10.35	0.35	-0.207	21.05	21.05	0.71
2.50	-0.118	6.75	6.75	0.228	-0.137	10.85	10.85	0.37	-0.207	22.08	22.08	0.75
2.75	-0.118	7.06	7.06	0.239	-0.137	11.36	11.36	0.38	-0.207	23.10	23.10	0.78
3.00	-0.118	7.38	7.38	0.249	-0.137	11.86	11.86	0.39	-0.207	24.12	24.12	0.82
3.25	-0.119	7.69	7.69	0.260	-0.138	12.36	12.36	0.42	-0.209	25.14	25.14	0.85

Desplaz. Horiz. (mm)	ESFUERZO NORMAL 25.4 kPa				ESFUERZO NORMAL 50.8 kPa				ESFUERZO NORMAL 101.5 kPa			
	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)
3.50	-0.119	7.88	7.88	0.267	-0.138	12.66	12.66	0.43	-0.209	25.75	25.75	0.87
3.75	-0.119	8.00	8.00	0.271	-0.138	12.86	12.86	0.44	-0.209	26.16	26.16	0.89
4.00	-0.119	8.06	8.06	0.273	-0.138	12.96	12.96	0.44	-0.209	26.37	26.37	0.89
4.25	-0.119	8.19	8.19	0.277	-0.138	13.17	13.17	0.45	-0.209	26.73	26.73	0.91
4.50	-0.120	8.25	8.25	0.279	-0.139	13.27	13.27	0.45	-0.211	26.96	26.96	0.91
4.75	-0.120	8.31	8.31	0.281	-0.139	13.37	13.37	0.45	-0.211	27.19	27.19	0.92
5.00	-0.120	8.44	8.44	0.285	-0.139	13.57	13.57	0.46	-0.211	27.59	27.59	0.93
5.25	-0.120	8.50	8.50	0.288	-0.139	13.67	13.67	0.46	-0.211	27.80	27.80	0.94
5.50	-0.120	8.56	8.56	0.290	-0.139	13.77	13.77	0.47	-0.211	28.00	28.00	0.95
5.75	-0.120	8.61	8.61	0.298	-0.139	14.17	14.17	0.48	-0.211	28.82	28.82	0.97
6.00	-0.120	9.00	9.00	0.304	-0.139	14.47	14.47	0.49	-0.211	29.43	29.43	1.00
6.25	-0.120	9.31	9.31	0.315	-0.139	14.97	14.97	0.51	-0.211	30.19	30.19	1.03
6.50	-0.120	9.56	9.56	0.323	-0.139	15.38	15.38	0.52	-0.211	31.27	31.27	1.06
6.75	-0.120	9.81	9.81	0.332	-0.139	15.78	15.78	0.53	-0.211	32.09	32.09	1.09
7.00	-0.120	10.00	10.00	0.338	-0.139	16.05	16.05	0.54	-0.211	32.70	32.70	1.11
7.25	-0.121	10.19	10.19	0.345	-0.140	16.35	16.35	0.55	-0.212	33.32	33.32	1.13
7.50	-0.121	10.31	10.31	0.349	-0.140	16.58	16.58	0.56	-0.212	33.73	33.73	1.14
7.75	-0.121	10.38	10.38	0.351	-0.140	16.68	16.68	0.56	-0.212	33.93	33.93	1.15
8.00	-0.121	10.50	10.50	0.355	-0.140	16.88	16.88	0.57	-0.212	34.34	34.34	1.16

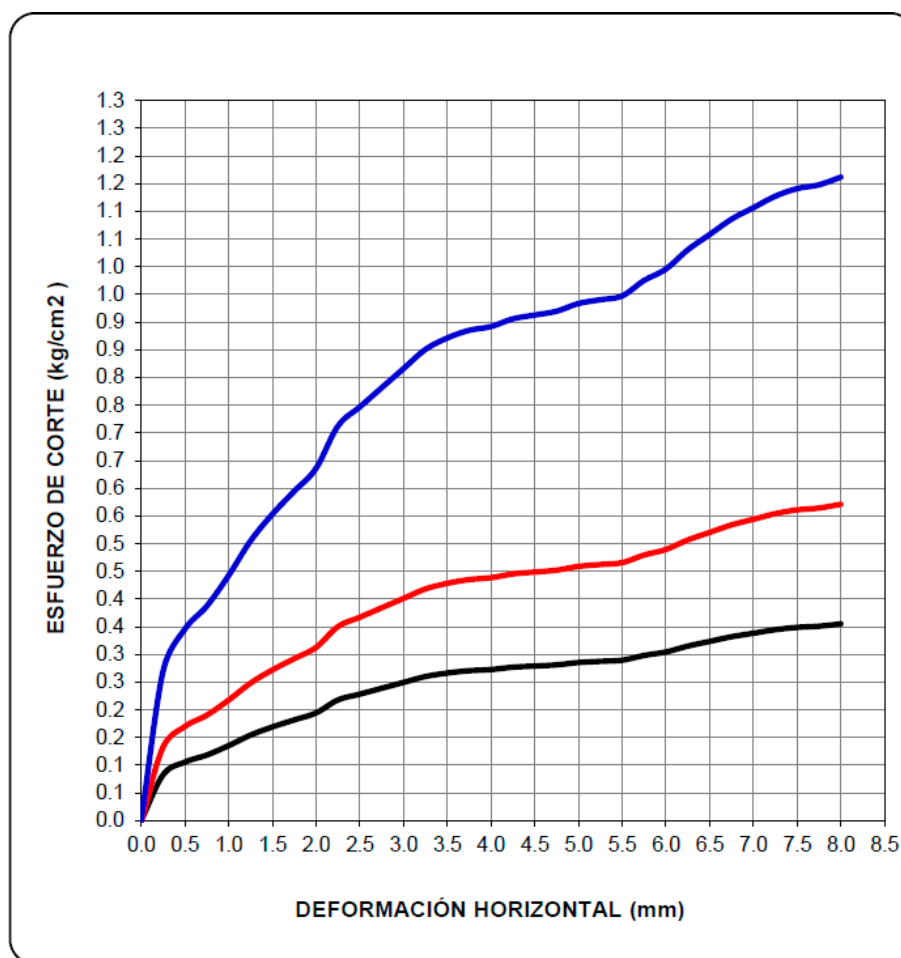
La tabla presenta los valores obtenidos en el ensayo de corte directo consolidado drenado para los tres niveles de esfuerzo normal aplicados: 25.4 kPa, 50.8 kPa y 101.5 kPa. A medida que aumenta el desplazamiento horizontal, el esfuerzo cortante se incrementa de manera progresiva en todos los casos, mostrando un comportamiento típico de suelos granulares.

Los esfuerzos cortantes máximos movilizados alcanzan aproximadamente 0.355 kg/cm² para 25.4 kPa, 0.57 kg/cm² para 50.8 kPa y 1.16 kg/cm² para 101.5 kPa, evidenciando una relación directamente proporcional entre el confinamiento aplicado y la resistencia al corte del material. Las variaciones verticales registradas son mínimas, lo que indica una deformación controlada del suelo durante el proceso de corte.

Estos resultados permiten definir la envolvente de Mohr–Coulomb, a partir de la cual se obtienen los parámetros geotécnicos fundamentales: cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ). Estos parámetros son esenciales para el análisis de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Figura 38

Esfuerzo Cortante En Función De La Deformación Horizontal



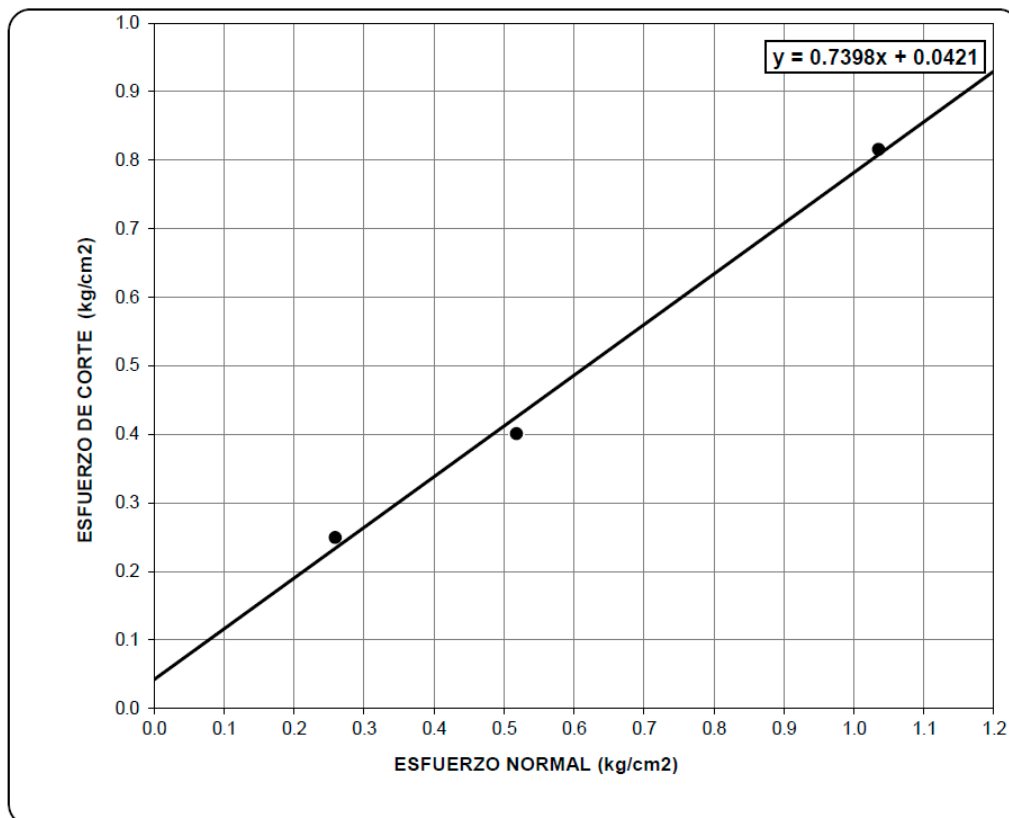
La figura muestra las curvas de esfuerzo cortante en función de la deformación horizontal obtenidas durante el ensayo de corte directo consolidado drenado (CD) para los esfuerzos normales de 25.4 kPa, 50.8 kPa y 101.5 kPa. Cada curva refleja el incremento progresivo del esfuerzo cortante conforme aumenta la deformación, característico del comportamiento de suelos granulares.

La curva correspondiente al mayor esfuerzo normal (101.5 kPa), representada en color azul, alcanza la resistencia cortante más alta, con valores cercanos a 1.2 kg/cm². La curva roja, asociada a 50.8 kPa, registra esfuerzos en torno a 0.55–0.60 kg/cm², mientras que la curva negra (25.4 kPa) presenta valores cercanos a 0.35 kg/cm². En todas las curvas se observa un crecimiento rápido al inicio seguido de un incremento gradual, típico de suelos no cohesivos.

Este comportamiento permite definir con claridad la envolvente de resistencia al corte, de la cual se obtienen los parámetros geotécnicos fundamentales del suelo: cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ), elementos esenciales para el análisis de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Figura 39

Relación Entre el Esfuerzo Cortante Máximo y los Valores de Esfuerzo Normal



La figura presenta la relación entre el esfuerzo cortante máximo y los valores de esfuerzo normal aplicados durante el ensayo de corte directo consolidado drenado (CD). Los tres puntos experimentales se ajustan a una línea recta que representa la envolvente de falla de Mohr–Coulomb, cuya ecuación es:

$$\tau = 0.7398 \sigma + 0.0421$$

La pendiente de la recta corresponde al coeficiente de fricción del suelo ($\tan \varphi = 0.7398$), mientras que la ordenada al origen representa la cohesión ($c \approx 0.0421 \text{ kg/cm}^2$). Esta tendencia lineal confirma que el material presenta un comportamiento típico de suelos granulares con baja cohesión y resistencia al corte controlada principalmente por fricción interna.

Estos parámetros son esenciales para el análisis geotécnico, pues permiten evaluar la capacidad del suelo para resistir esfuerzos cortantes y constituyen insumos fundamentales para los modelos de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Tabla 80

Resultados de Ensayo

Propiedad	Valor
Cohesión (c)	4.13 kPa
Ángulo de fricción (φ)	36.50°

CALICATA 3**Tabla 81***Cálculo de humedad*

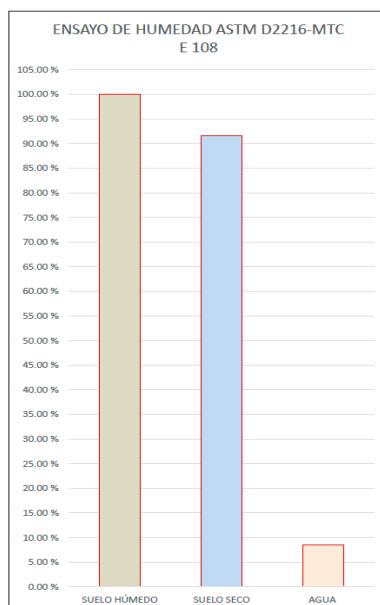
CÁLCULO DE HUMEDAD		
ITEM	DATOS	ENSAYO
	Número de recipiente	X - 07
1.-	Peso del recipiente + suelo húmedo ($M_{(cws)}$)	4784.00 gr
2.-	Peso del recipiente + suelo seco ($M_{(cs)}$)	4430.00 gr
3.-	Peso del recipiente ($M_{(c)}$)	261.15 gr
4.-	Peso del agua	354.00 gr
5.-	Peso del suelo seco ($W_{(s)}$)	4168.85 gr
6.-	Contenido de humedad ($W\%$)	8.49 %

La tabla muestra los resultados del cálculo de humedad de la muestra correspondiente a la Calicata 3, determinado mediante el método gravimétrico. Se registró el peso del recipiente con suelo húmedo y luego con el suelo totalmente seco, permitiendo obtener el peso del agua (354 g) presente en la muestra. El peso del suelo seco fue de 4168.85 g, valor empleado para el cálculo del contenido de humedad.

El contenido de humedad obtenido es 8.49 %, lo que indica un nivel de humedad relativamente bajo, característico de un material granular con limitada retención de agua. Este parámetro es fundamental para la caracterización física del suelo y constituye un insumo relevante para los análisis geotécnicos y de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspatha.

OBSERVACIONES:

La CALICATA C-03 no presentó nivel freático a la profundidad de **0.00 – 1.50 m**, la prospección fue realizada por el solicitante.

Figura 40*Ensayo De Humedad Astm D2216- Mtc 108*

La figura muestra la representación gráfica del ensayo de humedad realizado según la norma **ASTM D2216 – MTC E 108** para la muestra correspondiente a la Calicata 3. En el gráfico se aprecia la comparación entre el **suelo húmedo**, el **suelo seco** y el **agua** contenida en la muestra.

La barra correspondiente al **suelo húmedo** presenta el valor más alto, mientras que la barra del **suelo seco** evidencia la reducción de masa tras el proceso de secado. La barra que representa el **agua** muestra la proporción correspondiente al contenido de humedad, equivalente al **8.49 %**, resultado obtenido mediante el método gravimétrico. El gráfico permite visualizar de manera sencilla la relación entre la masa inicial, la masa seca y la cantidad de agua retenida en el suelo en su condición natural.

Tabla 82*Análisis Granulométrico por Tamizado*

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO						
TAMIZ N°	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO PASANTE (gr)	RETENIDO (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASANTE (%)
3"	76.200	0.00	4168.9	0.00	0.00	100.00
2½"	60.350	0.00	4168.9	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	351.84	3817.0	8.44	8.44	91.56
1½"	37.500	190.31	3978.5	4.57	13.00	87.00
1"	25.400	634.96	3533.9	15.23	28.24	71.76
¾"	19.100	559.82	3609.0	13.43	41.66	58.34
½"	12.700	320.41	3848.4	7.69	49.35	50.65
⅜"	9.520	108.43	4060.4	2.60	51.95	48.05
¼"	6.350	235.27	3933.6	5.64	57.59	42.41
N°4	4.750	69.83	4099.0	1.68	59.27	40.73
N°8	2.360	158.68	4010.2	3.81	63.08	36.92
N°10	2.000	60.35	4108.5	1.45	64.52	35.48
N°16	1.180	140.20	4028.7	3.36	67.89	32.11
N°20	0.850	90.64	4078.2	2.17	70.06	29.94
N°30	0.600	113.96	4054.9	2.73	72.79	27.21
N°40	0.425	99.86	4069.0	2.40	75.19	24.81
N°50	0.300	57.65	4111.2	1.38	76.57	23.43
N°60	0.250	40.04	4128.8	0.96	77.53	22.47
N°80	0.180	91.13	4077.7	2.19	79.72	20.28
N°100	0.150	38.99	4129.9	0.94	80.65	19.35
N°200	0.075	134.13	4034.7	3.22	83.87	16.13
< N°200 (FONDO)	FONDO	672.35	3496.5	16.13	100.00	0.00

La tabla presenta los resultados del análisis granulométrico de la muestra proveniente de la Calicata 3. El material comienza a mostrar retención significativa desde el tamiz 2" (8.44 %), lo que indica la presencia de gravas de tamaño medio. La retención acumulada aumenta de forma progresiva en los tamices posteriores, destacándose porcentajes relevantes en los tamices 1" (15.23 %) y ¾" (13.43 %), evidenciando un predominio de partículas gruesas dentro del espectro granular.

En los tamices intermedios y finos, como el N°8 (3.81 %), N°16 (3.36 %) y N°200 (3.22 %), se observa una disminución gradual de la fracción retenida. La fracción que pasa el tamiz N°200 corresponde al 16.13 %, lo que representa el contenido de finos (limo–arcilla) en la muestra.

El comportamiento de la curva granulométrica derivada confirma que se trata de un suelo granular con una proporción considerable de gravas y arenas, acompañado de un porcentaje moderado de finos. Esta distribución es clave para la clasificación del suelo y su evaluación geotécnica en la estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Tabla 83

Datos Análisis Granulométrico por Tamizado

Datos Análisis Granulométrico Por Tamizado	
Descripción	Valor / Observación
Peso total muestra (gr)	4168.85 gr
Humedad (W%)	8.49
Límite Líquido (LL)	18
Límite Plástico (LP)	15
Índice Plástico (IP)	3
Clasificación (SUCS)	GM
Clasificación (AASHTO)	A-1-b (0)
Índice de consistencia	3.29
Materia orgánica	—

La tabla presenta los datos generales correspondientes al análisis granulométrico de la muestra obtenida en la Calicata 3. El peso total de la muestra fue de 4168.85 g, con un contenido de humedad de 8.49 %, lo que refleja un material relativamente seco al momento del muestreo.

Los límites de Atterberg muestran valores bajos ($LL = 18$, $LP = 15$, $IP = 3$), indicando una muy baja plasticidad del suelo. Según la clasificación SUCS, el material corresponde a un GM (grava limosa), mientras que bajo la clasificación AASHTO se categoriza como A-1-b(0), grupo típico de suelos granulares de buena calidad para obras de infraestructura.

El índice de consistencia es 3.29, asociado a un comportamiento firme pero de baja plasticidad. No se detectó presencia de materia orgánica. Estos parámetros confirman que el suelo es predominantemente granular con un pequeño porcentaje de finos, lo cual es relevante para la evaluación geotécnica y la estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

5.1.9. Descripción del suelo (SUCS)

Grava limosa con arena

5.1.10. Descripción del suelo (AASHTO)

Bueno

Tabla 84

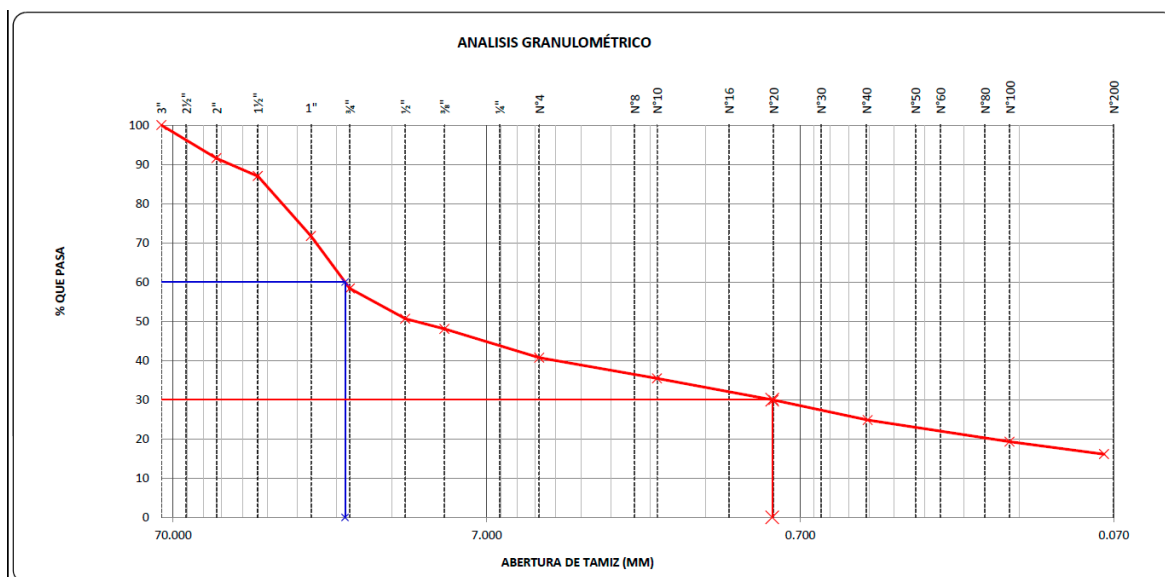
Observaciones

Descripción	Valor (%)
Grava 3" - N°4	59.27
Arena N°4 - N°200	24.60
Finos < N°200	16.13
% > 3"	0.00

Nota: Elaboración propia

Figura 41

Curva Granulométrica



La figura muestra la curva granulométrica correspondiente a la muestra de la Calicata 3, representada como porcentaje que pasa en función de la abertura del tamiz. La curva inicia con porcentajes cercanos al 100 % para tamices gruesos (3", 2½"), lo que indica ausencia de partículas de gran tamaño, y desciende de manera progresiva conforme disminuye la abertura del tamiz, reflejando la distribución típica de un suelo granular con presencia apreciable de gravas y arenas.

Se observan cambios significativos en el tramo entre los tamices 2" y ½", donde se registra el mayor porcentaje retenido acumulado, evidenciando predominancia de gravas medianas y finas. La curva continúa descendiendo suavemente hacia los tamices más finos, manteniendo una pendiente continua que indica una gradación relativamente uniforme. El porcentaje que pasa el tamiz Nº200 se reduce a aproximadamente 16 %, lo que señala una presencia moderada de finos (limo-arcilla).

El comportamiento observado confirma la clasificación del material como GM (grava limosa) y proporciona información esencial para la interpretación geotécnica del suelo en los análisis de estabilidad de taludes del sector Alfergaspata.

Figura 42

Límite líquido Ensayo de Límites de Consistencia Astm d 4318 -mtc e 110 y mtc e 111

Límite líquido				
ITEM	DATOS	LL - 02	LL - 04	LL - 06
1	Peso recipiente + suelo húmedo ($M_{(cws)}$)	32.45 gr	33.95 gr	32.45 gr
2	Peso recipiente + suelo seco ($M_{(cs)}$)	28.15 gr	29.65 gr	28.45 gr
3	Peso del recipiente ($M_{(c)}$)	6.12 gr	6.24 gr	6.18 gr
4	Número de golpes (N)	15	22	30
5	Peso del agua	4.30 gr	4.30 gr	4.00 gr
6	Peso del suelo seco (W_s)	22.03 gr	23.41 gr	22.27 gr
7	Contenido de humedad (W%)	19.52	18.37	17.96
8	Límite Líquido (L.L)	18.35	18.09	18.36

La tabla presenta los resultados del ensayo de límite líquido realizado conforme a las normas ASTM D4318, MTC E 110 y MTC E 111, mediante el método de la copa de Casagrande. Se efectuaron tres determinaciones (LL-02, LL-04 y LL-06) con diferentes números de golpes: 15, 22 y 30 respectivamente.

Para cada determinación se registraron los pesos del recipiente con suelo húmedo y seco, obteniéndose los pesos del agua y del suelo seco. Con estos valores se calculó el contenido de humedad, cuyos resultados variaron entre 17.96 % y 19.52 %. A partir de estos contenidos se interpolaron los valores obtenidos, obteniéndose un límite líquido promedio aproximado de 18.27 %, típico de un suelo con muy baja plasticidad.

Este resultado confirma que la muestra posee un comportamiento granular con escasa capacidad de retención de agua, lo cual es coherente con la clasificación granulométrica y relevante para el análisis geotécnico y la estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Tabla 85*Límite Plástico*

Límite Plástico				
ITEM	DATOS	LP - 02	LP - 04	LP - 06
1	Peso recipiente + suelo húmedo ($M_{(cws)}$)	12.57 gr	11.44 gr	13.03 gr
2	Peso recipiente + suelo seco ($M_{(cs)}$)	11.31 gr	10.38 gr	11.74 gr
3	Peso del recipiente ($M_{(c)}$)	3.14 gr	3.45 gr	3.27 gr
4	Peso del agua	1.26 gr	1.06 gr	1.29 gr
5	Peso del suelo seco (W_s)	8.17 gr	6.93 gr	8.47 gr
6	Contenido de humedad (W%)	15.42	15.30	15.23

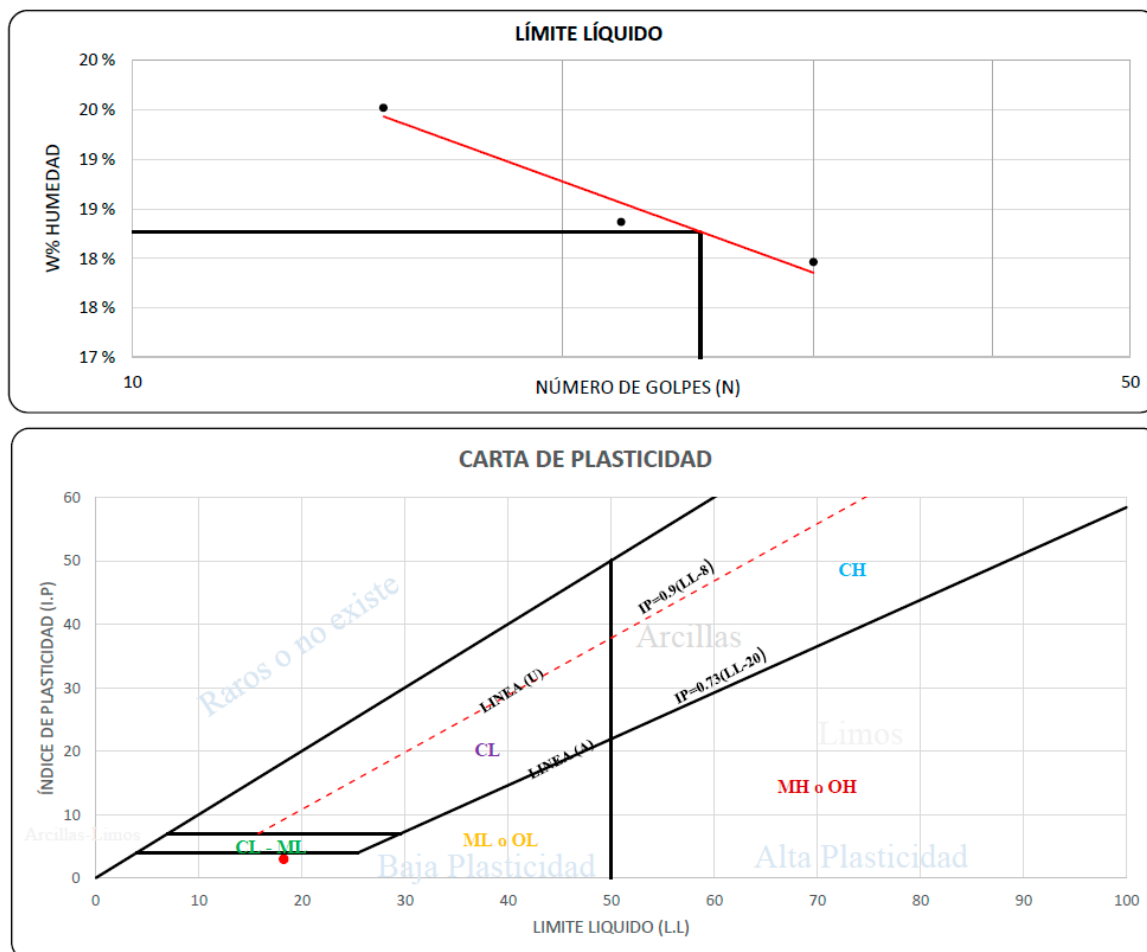
La tabla muestra los resultados del ensayo de límite plástico realizado mediante el método de amasado manual, según las normas ASTM D4318, MTC E 110 y MTC E 111. Se efectuaron tres determinaciones (LP-02, LP-04 y LP-06), registrándose los pesos del recipiente con suelo húmedo y seco, así como el peso del suelo seco utilizado.

El contenido de humedad calculado para cada determinación fue de 15.42 %, 15.30 % y 15.23 %, valores muy próximos entre sí, lo que indica una adecuada repetibilidad del ensayo. Estos resultados confirman que el suelo posee un límite plástico bajo, coherente con su naturaleza granular y con la presencia mínima de arcillas activas.

El valor promedio del límite plástico se ubica alrededor de 15.3 %, el cual se utilizará para determinar el índice plástico (IP) y clasificar el comportamiento del suelo dentro del sistema SUCS y AASHTO en el análisis geotécnico del sector Alfergaspata.

Figura 43

Representación Gráfica del Ensayo de Límite líquido Mediante la Relación entre el Número de Golpes (N) y el Contenido de Humedad (W%)



La figura superior muestra la representación gráfica del ensayo de límite líquido mediante la relación entre el número de golpes (N) y el contenido de humedad (W%). Los tres puntos experimentales definen una tendencia lineal descendente, típica del método de Casagrande. A partir de la intersección con la línea estándar de 25 golpes, se obtiene un límite líquido aproximado de 18.3 %, valor coherente con suelos de muy baja plasticidad.

Este comportamiento confirma la consistencia de los datos obtenidos y respalda la clasificación del suelo como material granular con presencia mínima de finos.

La figura inferior presenta la ubicación del suelo en la Carta de Plasticidad de Casagrande, utilizando los valores obtenidos de Límite Líquido ($LL \approx 18$) e Índice Plástico ($IP \approx 3$). El punto representativo se sitúa por debajo de la Línea A, en el campo correspondiente a limos de baja plasticidad (ML), coincidiendo con la clasificación SUCS obtenida a partir del análisis granulométrico.

El gráfico confirma que el suelo posee muy baja plasticidad, comportamiento típico de materiales arenosos o gravosos con un contenido reducido de finos no plásticos. Esta información es esencial para definir la respuesta mecánica del suelo y contribuye directamente al análisis de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

LÍMITE LÍQUIDO (L.L)	18
LÍMITE PLÁSTICO (L.P)	15
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (I.P)	3

ENSAYO DE PESO UNITARIO (PARAFINA) Y DENSIDAD RELATIVA ASTM D2049-69, ASTM 1973

Tabla 86

Toma de Datos Ensayo de Peso Unitario (Parafina) y Densidad Relativa Astm D2049-69, Astm 1973

TOMA DE DATOS ENSAYO DE PESO UNITARIO (PARAFINA) Y DENSIDAD RELATIVA ASTM D2049-69, ASTM 1973		
ITEM	DATOS	ENSAYOS
1	Contenido de humedad (W%)	8.49 %
2	Peso del suelo húmedo (W_s)	124.36 gr
3	Peso del suelo + parafina al aire ($W_s + W_p$)	127.54 gr
4	Peso de la probeta + agua + muestra parafinada	1284.14 gr
5	Peso de la probeta + agua	1235.42 gr
6	Densidad de la parafina (ρ)	0.87 gr/cm³
7	Peso de la muestra sumergida + parafina	48.72 gr
8	Volumen de la muestra + parafina	78.82 ml
9	Peso de la parafina	3.18 gr
10	Volumen de la parafina	3.66 cm ³
11	Volumen de la muestra por desplazamiento	75.16 cm ³
12	Peso unitario húmedo aparente (γ_a)	1.654 gr/cm ³
13	Peso unitario seco (γ_{sec_0})	1.525 gr/cm ³

La tabla presenta los resultados del ensayo de peso unitario realizado mediante el método de recubrimiento con parafina, conforme a las normas ASTM D2049-69 y ASTM 1973. El contenido de humedad de la muestra es 8.49 %, y el peso del suelo húmedo utilizado para el ensayo es 124.36 g.

A partir de los pesos del suelo recubierto en aire y sumergido, se determinó el volumen total (78.82 ml) y el volumen correspondiente a la parafina, obteniéndose un volumen neto de la muestra de 75.16 cm³ mediante desplazamiento de agua. Con estos valores se calcularon el peso unitario húmedo aparente ($\gamma_a = 1.654 \text{ g/cm}^3$) y el peso unitario seco ($\gamma_{sec_0} = 1.525 \text{ g/cm}^3$), representativos del estado natural del material.

Estos parámetros son esenciales para determinar la densidad relativa y, en conjunto con otros ensayos de laboratorio, permiten evaluar el comportamiento mecánico del suelo y su influencia en la estabilidad de taludes del sector Alfergaspata.

Tabla 87

Determinación de la Densidad Mínima

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÍNIMA				
ENSAYO N°	1	2	3	4
Peso del molde + muestra	6154.0	6154.5	6111.1	6203.7
Peso del molde + base	4645.0	4645.0	4645.0	4645.0
Peso de la muestra	1509.0	1509.5	1466.1	1558.7
Volumen del molde (cm³)	939	939	939	939
Densidad mínima (gr/cm³)	1.607	1.608	1.561	1.660
Densidad mínima promedio (gr/cm³)	1.56 gr/cm³			
Densidad mínima seca (gr/cm³)	1.56 gr/cm³			

La tabla presenta los resultados del ensayo de densidad mínima realizado conforme a los procedimientos de suelos granulares establecidos en la norma ASTM D2049-69. Para ello se utilizaron cuatro determinaciones independientes, registrándose los pesos del molde con muestra, el peso del molde y base, así como el volumen constante del molde (939 cm³).

A partir de estos datos se calculó el peso seco de la muestra en cada ensayo y, posteriormente, la densidad mínima, cuyos valores oscilaron entre 1.561 y 1.660 g/cm³. El valor promedio obtenido es 1.56 g/cm³, que también corresponde a la densidad mínima seca del material analizado.

Este parámetro es fundamental para la evaluación de la densidad relativa (D_r) y para establecer el grado de compactación natural de los suelos friccionantes presentes en el sector Alfergaspata, contribuyendo al análisis de su comportamiento mecánico y su influencia en la estabilidad de taludes.

Tabla 88*Determinación de la Densidad Máxima*

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÁXIMA				
ENSAYO N°	1	2	3	4
Peso del molde + muestra	7141.00	7119.00	7153.00	7144.00
Peso del molde	4645.00	4645.00	4645.00	4645.00
Peso de la muestra	2496.00	2474.00	2508.00	2499.00
Volumen del molde (cm³)	939	939	939	939
Densidad máxima (gr/cm³)	2.658	2.635	2.671	2.661
Proctor modificado (gr/cm³)	2.63 gr/cm³			
Densidad máxima seca (gr/cm³)	2.63 gr/cm³			

La tabla resume los resultados obtenidos en el ensayo de densidad máxima para suelos granulares, ejecutado según los procedimientos establecidos en ASTM D2049-69. Se realizaron cuatro determinaciones utilizando un molde de 939 cm³. En cada caso se registró el peso del molde con muestra compactada y el peso del molde vacío, permitiendo calcular el peso seco del suelo colocado en el volumen conocido.

Los valores de densidad máxima obtenidos en los cuatro ensayos se ubicaron entre 2.635 y 2.671 g/cm³, evidenciando una adecuada repetibilidad del procedimiento. El valor representativo, equivalente al Proctor Modificado, es 2.63 g/cm³, el cual también se considera como densidad máxima seca del material.

Este parámetro es indispensable para el cálculo de la densidad relativa (D_r) y para interpretar el grado de compactación natural del suelo, contribuyendo a la caracterización geotécnica y al análisis de estabilidad de los taludes evaluados en el sector Alfergaspata.

$$D_r = \frac{\gamma_{nat} - \gamma_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} \times \frac{\gamma_{max}}{\gamma_{nat}} \times 100$$

Determinación De La densidad relativa (D_r)

Tabla 89*Determinación de la Densidad Relativa (Suelos Friccionantes)*

Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad Natural	γ_n	1.65	gr/cm ³
Densidad Mínima	γ_{\min}	1.56	gr/cm ³
Densidad Máxima	γ_{\max}	2.63	gr/cm ³
Densidad Relativa	D_r	14 %	—

La determinación de la densidad relativa (D_r) se realizó aplicando la expresión establecida para suelos friccionantes, en función de la densidad natural (γ_n), densidad mínima (γ_{\min}) y densidad máxima (γ_{\max}). Los valores utilizados corresponden a los obtenidos en los ensayos de laboratorio: $\gamma_n = 1.65 \text{ g/cm}^3$, $\gamma_{\min} = 1.56 \text{ g/cm}^3$, y $\gamma_{\max} = 2.63 \text{ g/cm}^3$.

El cálculo arroja una densidad relativa de 14 %, lo cual indica que el material se encuentra en un estado de compactación muy suelto, característico de suelos granulares con baja densidad in situ. Este nivel de densificación natural tiene implicancias directas en la resistencia al corte y en la respuesta del suelo frente a esfuerzos, siendo un factor relevante en el análisis de estabilidad de los taludes evaluados.

El valor obtenido sirve como referencia para interpretar el comportamiento mecánico del suelo y su susceptibilidad a deformaciones en el sector Alfergaspata.

Ángulo de fricción interna del suelo

$$\phi = 25^\circ + 0.15D_r = 27^\circ$$

Tabla 90

Ensayo De Corte Directo Consolidado Drenado (CD) MTC E 123 - ASTM D 3080

Resultados Del Ensayo De Corte Directo Consolidado Drenado						
ESFUERZO NORMAL	25.4 KPa		50.8 KPa		101.5 KPa	
Etapas	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (cm)	2.03	2.02	2.03	2.02	2.03	2.01
Volumen (cm³)	60.01	59.65	60.01	59.59	60.01	59.38
Humedad (%)	8.49	11.63	8.49	11.57	8.49	11.52
Densidad seca (g/cm³)	1.056	1.062	1.056	1.063	1.056	1.067
Esfuerzo cortante (Kg/cm²)	0.200 Kg/cm²		0.375 Kg/cm²		0.610 Kg/cm²	

La tabla presenta los resultados del ensayo de corte directo consolidado drenado realizado conforme a las normas MTC E 123 y ASTM D3080, utilizando tres niveles de esfuerzo normal: 25.4 kPa, 50.8 kPa y 101.5 kPa. Durante el ensayo se registraron ligeros cambios en la altura y el volumen de la muestra, lo que evidencia una deformación controlada del material durante el proceso de corte.

El contenido de humedad aumentó al finalizar cada etapa, pasando de 8.49 % a valores entre 11.52 % y 11.63 %, mientras que la densidad seca se mantuvo casi constante, variando entre 1.056 y 1.067 g/cm³. Los esfuerzos cortantes máximos movilizados fueron 0.200 kg/cm², 0.375 kg/cm² y 0.610 kg/cm², correspondientes al incremento progresivo de los esfuerzos normales.

Estos resultados permiten determinar la envolvente de resistencia al corte de Mohr–Coulomb, a partir de la cual se derivan los parámetros geotécnicos fundamentales: cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo evaluado, los cuales son esenciales para el análisis de estabilidad de taludes del sector Alfergaspata.

Tabla 91

Valores Obtenidos Durante El Ensayo De Corte Directo Consolidado Drenado (Cd)

ESFUERZO NORMAL 25.4 KPa				ESFUERZO NORMAL 50.8 KPa				ESFUERZO NORMAL 101.5 KPa			
Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)	Desplaz. Vert. (mm)	Lect. Celda (kgf)	Fuerza (kgf)	Esfuerzo Corte (kg/cm ²)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.098	1.84	1.84	0.062	-0.114	3.44	3.44	0.12	-0.172	5.59	5.59	0.19
-0.102	2.6	2.6	0.088	-0.118	4.88	4.88	0.16	-0.179	7.93	7.93	0.27
-0.106	3.42	3.42	0.116	-0.123	6.41	6.41	0.22	-0.186	10.41	10.41	0.35
-0.11	3.88	3.88	0.131	-0.128	7.27	7.27	0.25	-0.193	11.81	11.81	0.4
-0.114	4.28	4.28	0.145	-0.132	8.03	8.03	0.27	-0.2	13.05	13.05	0.44
-0.118	4.59	4.59	0.155	-0.137	8.8	8.8	0.29	-0.207	13.99	13.99	0.47
-0.118	4.95	4.95	0.167	-0.137	9.7	9.7	0.31	-0.207	15.07	15.07	0.51
-0.118	5.2	5.2	0.176	-0.137	9.75	9.75	0.33	-0.207	15.85	15.85	0.54
-0.118	5.41	5.41	0.183	-0.137	10.13	10.13	0.34	-0.207	16.47	16.47	0.56
-0.118	5.61	5.61	0.19	-0.137	10.52	10.52	0.36	-0.207	17.09	17.09	0.58
-0.118	5.76	5.76	0.195	-0.137	10.8	10.8	0.37	-0.207	17.56	17.56	0.59
-0.118	5.92	5.92	0.2	-0.137	11.09	11.09	0.38	-0.207	18.03	18.03	0.61
-0.119	6.07	6.07	0.205	-0.138	11.38	11.38	0.38	-0.209	18.49	18.49	0.63
-0.119	6.22	6.22	0.21	-0.138	11.66	11.66	0.39	-0.209	18.96	18.96	0.64
-0.119	6.43	6.43	0.217	-0.138	12.05	12.05	0.41	-0.209	19.58	19.58	0.66
-0.119	6.53	6.53	0.221	-0.138	12.24	12.24	0.41	-0.209	19.89	19.89	0.67
-0.119	6.73	6.73	0.228	-0.138	12.62	12.62	0.42	-0.209	20.51	20.51	0.69
-0.12	6.83	6.83	0.231	-0.139	12.81	12.81	0.43	-0.211	20.82	20.82	0.7
-0.12	6.99	6.99	0.236	-0.139	13.1	13.1	0.44	-0.211	21.29	21.29	0.72
-0.12	7.14	7.14	0.242	-0.139	13.38	13.38	0.45	-0.211	21.76	21.76	0.74
-0.12	7.29	7.29	0.247	-0.139	13.67	13.67	0.46	-0.211	22.22	22.22	0.75
-0.12	7.55	7.55	0.255	-0.139	14.15	14.15	0.48	-0.211	23	23	0.78
-0.12	7.6	7.6	0.257	-0.139	14.24	14.24	0.48	-0.211	23.15	23.15	0.78
-0.12	7.6	7.6	0.257	-0.139	14.24	14.24	0.48	-0.211	23.15	23.15	0.78
-0.12	7.65	7.65	0.259	-0.139	14.34	14.34	0.49	-0.211	23.31	23.31	0.79
-0.12	7.75	7.75	0.262	-0.139	14.53	14.53	0.49	-0.211	23.62	23.62	0.8
-0.12	7.85	7.85	0.266	-0.139	14.72	14.72	0.5	-0.211	23.93	23.93	0.81
-0.12	7.91	7.91	0.267	-0.139	14.82	14.82	0.5	-0.211	24.09	24.09	0.81
-0.121	7.96	7.96	0.269	-0.14	14.91	14.91	0.5	-0.212	24.24	24.24	0.82
-0.121	8.11	8.11	0.274	-0.14	15.2	15.2	0.51	-0.212	24.71	24.71	0.84
-0.121	8.11	8.11	0.274	-0.14	15.2	15.2	0.51	-0.212	24.71	24.71	0.84
-0.121	8.11	8.11	0.274	-0.14	15.2	15.2	0.51	-0.212	24.71	24.71	0.84

La tabla presenta los valores obtenidos durante el ensayo de corte directo consolidado drenado (CD) bajo tres niveles de esfuerzo normal: 25.4 kPa, 50.8 kPa y 101.5 kPa. A

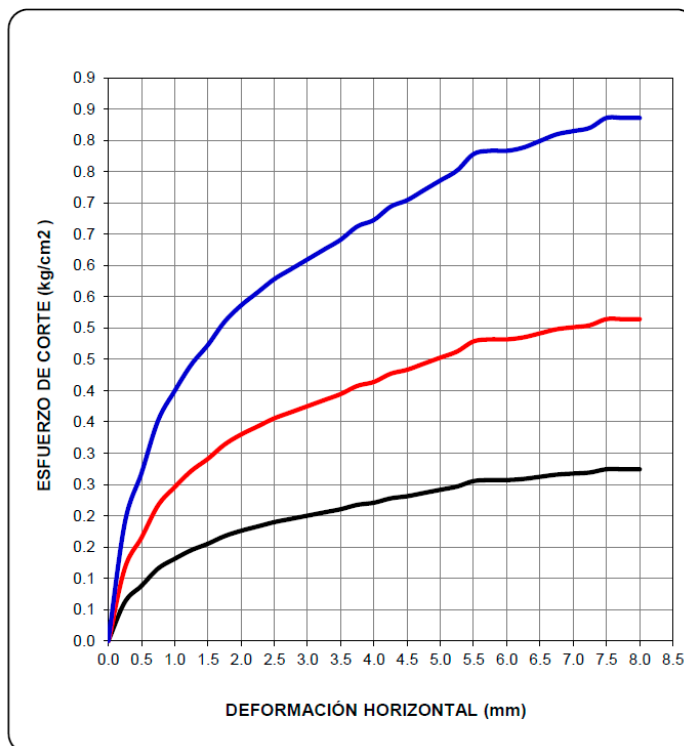
medida que aumenta el desplazamiento horizontal, el esfuerzo cortante se incrementa progresivamente, mostrando el comportamiento típico de un suelo granular sometido a corte.

Para el esfuerzo normal de 25.4 kPa, el esfuerzo cortante alcanza valores cercanos a 0.27 kg/cm². Bajo 50.8 kPa, la resistencia movilizada llega aproximadamente a 0.51 kg/cm², mientras que para 101.5 kPa se obtiene un valor máximo en torno a 0.84–0.85 kg/cm². Las deformaciones verticales registradas son mínimas, lo que indica un comportamiento estable y sin colapso significativo durante el proceso de corte.

Los resultados permiten construir la envolvente de Mohr–Coulomb, a partir de la cual se determinan los parámetros de resistencia al corte del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna), fundamentales para el análisis geotécnico y la evaluación de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Figura 44

Relación Entre El Esfuerzo Cortante (Kg/Cm²) Y La Deformación Horizontal (Mm)



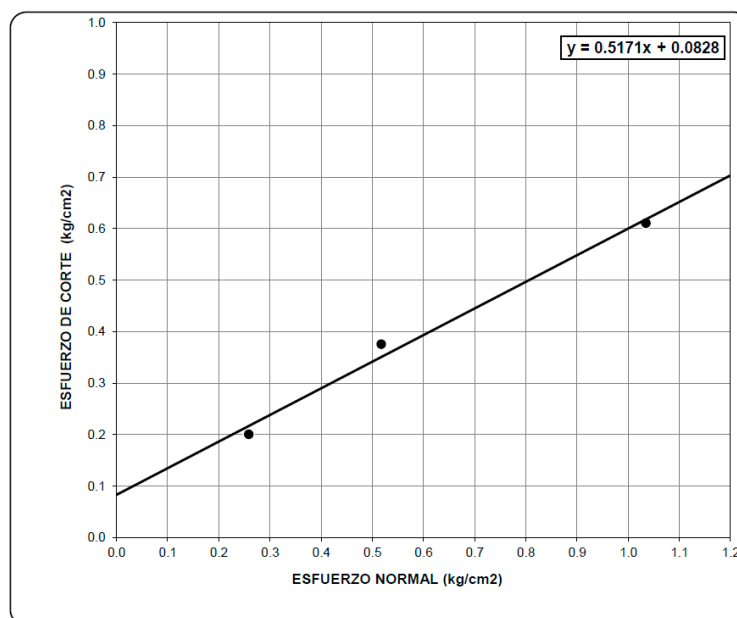
El gráfico muestra la relación entre el esfuerzo cortante (kg/cm^2) y la deformación horizontal (mm) obtenida en el ensayo de corte directo consolidado drenado (CD) para los tres esfuerzos normales aplicados: 25.4 kPa, 50.8 kPa y 101.5 kPa. Cada curva evidencia un incremento progresivo del esfuerzo cortante conforme aumenta la deformación, reflejando el comportamiento friccional característico de los suelos granulares de la zona.

La curva correspondiente al esfuerzo normal más alto (101.5 kPa, línea azul) alcanza un esfuerzo cortante cercano a 0.88 kg/cm^2 , mientras que la curva de 50.8 kPa (línea roja) llega aproximadamente a 0.52 kg/cm^2 y la curva de 25.4 kPa (línea negra) alcanza alrededor de 0.32 kg/cm^2 . Todas las curvas presentan una pendiente inicial elevada, seguida de una tendencia de estabilización a medida que la muestra se acerca a la falla.

Este comportamiento permite definir con claridad los valores máximos de resistencia movilizada, necesarios para construir la envolvente de Mohr–Coulomb y determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo, fundamentales para el análisis de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata.

Figura 45

Relación Entre El Esfuerzo Cortante Máximo (Kg/Cm²) Y El Esfuerzo Normal Aplicado (Kg/Cm²)



El gráfico presenta la relación entre el esfuerzo cortante máximo (kg/cm²) y el esfuerzo normal aplicado (kg/cm²) obtenidos en el ensayo de corte directo consolidado drenado (CD). Los tres puntos experimentales correspondientes a los niveles de carga normal (25.4 kPa, 50.8 kPa y 101.5 kPa) se ajustan mediante una línea recta que representa la envolvente de falla de Mohr–Coulomb, definida por la ecuación:

$$y = 0.5171x + 0.0828$$

En esta expresión, la pendiente (0.5171) corresponde al ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo, mientras que el intercepto en el eje cortante (0.0828 kg/cm²) representa la cohesión (c). El ajuste lineal muestra una buena correspondencia entre los valores obtenidos en laboratorio y el modelo teórico de resistencia.

El comportamiento observado es consistente con el de un suelo granular con ligera cohesión aparente, donde el componente friccional domina la resistencia al corte. Estos parámetros (c y ϕ) son fundamentales para el análisis de estabilidad de taludes en el sector Alfergaspata, especialmente en condiciones de carga gravitacional y esfuerzos inducidos por la geometría del talud.

RESULTADOS DE ENSAYO

Cohesión: 8.12 KPa

Ángulo de fricción (ϕ): 27.34°

MUESTRA

DATOS GENERALES

Zona: L19

Procedencia: Macizo rocoso

Roca: Andesita

Estación Geomecánica: EGM-01

Coordenada Este: 233924

Coordenada Norte: 8505232

Tipo de roca: Volcánico

Estado de la roca: Altamente alterado

Fecha de inicio de ensayo: 03/01/2025

CONTEO DE NÚMERO DE FRACTURAS VISIBLES EN UN m²

Cuadros	Número de fracturas
---------	---------------------

Banco 01	28
Banco 02	25
Banco 03	29
Banco 04	27
Banco 05	28
Banco 06	20
Banco 07	27
Banco 08	27
Banco 09	30
Banco 10	29
Promedio	27

CÁLCULO DEL RQD – Bieniawski (1989)

Fórmula:

$$RQD = 115 - 3.3 \times J_v$$

Donde:

J_v = Cantidad de fisuras o juntas por m^2

Valor obtenido:

$$J_v = 3.3 \text{ (para roca sin arcilla)}$$

$$RQD = 25.90 \%$$

RQD (%) Calidad de roca

< 25 Muy mala

25 – 50 Mala

RQD (%) Calidad de roca

50 – 75 Regular

75 – 90 Buena

90 – 100 Excelente

Conclusión:

RQD = 25.90 %

Calidad de roca: Mala

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS

- Lectura máxima: 161.72 kN
- Resistencia f'_c ensayo: 15.86 MPa
- Peso unitario (parafinado): 2.074 g/cm³
- Contenido de humedad (W%): 2.65 %
- Peso muestra húmedo (Ws): 213.65 g
- Peso de muestra + parafina al aire: 217.84 g
- Peso de la probeta + agua + muestra parafinada: 1345.45 g
- Peso de la probeta + agua: 1235.42 g
- Densidad de la parafina (ρ): 0.87 g/cm³
- Peso de muestra sumergida + parafina: 110.03 g
- Volumen de la muestra + parafina: 107.81 ml
- Peso de la parafina: 4.19 g
- Volumen de la parafina: 4.82 cm³
- Volumen de la muestra por desplazamiento: 102.99 cm³
- Peso unitario húmedo aparente: 2.074 g/cm³

Tabla 92*Valoración del Macizo Rocoso (R.M.R.)*

VALORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)	
Parámetro	Valor estimado
RQD (%)	25.9
Resistencia compresión uniaxial (MPa)	15.86
Espaciamiento (m) de juntas	0.2 – 0.6
Condición de juntas	Moderadamente alteradas
Agua subterránea	Húmedo
Orientación de discontinuidades	Desfavorable
Valor total RMR	35
Clase de macizo rocoso	IV – Mala

La tabla resume la clasificación del macizo rocoso utilizando el sistema Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski, considerando los seis parámetros fundamentales del método. El RQD obtenido es 25.9 %, indicando un macizo altamente fracturado. La resistencia a compresión uniaxial del material intacto es relativamente baja (15.86 MPa), coherente con rocas debilitadas o con proceso de alteración moderada.

El espaciamiento de juntas (0.2 – 0.6 m) demuestra una alta frecuencia de discontinuidades, mientras que la condición de juntas se clasifica como moderadamente alteradas, reduciendo aún más la calidad estructural del macizo. El macizo se presenta en condición húmeda, lo que afecta la resistencia al corte de las discontinuidades y favorece procesos de degradación. Asimismo, la orientación desfavorable de las discontinuidades frente al talud disminuye la estabilidad global.

La suma de todos los parámetros genera un RMR total igual a 35, lo que ubica al macizo dentro de la Clase IV (Mala calidad) según la clasificación de Bieniawski. Este tipo de macizo requiere medidas de sostenimiento y estabilización en taludes, especialmente en zonas expuestas, ya que su comportamiento es deficiente ante esfuerzos y susceptible a deformaciones y fallas.

PROPIEDADES MECÁNICAS OBTENIDAS

- Cohesión (C): $1.77 \text{ kg/cm}^2 = 173.68 \text{ kN/m}^2$
- Ángulo de fricción (ϕ): 22.37°
- Peso unitario: $2.074 \text{ g/cm}^3 = 20.74 \text{ kN/m}^3$

Cálculo De Parámetros De Hoek – Brown (2002)

Datos base:

- RMR = 35
- GSI = 35
- D = 0.7 (excavación mecánica)
- mi = 28
- S = 3.93×10^{-5}
- a = 0.52
- mb = 0.598

Constantes derivadas:

- Constante dependiente del GSI: 0.286
- Factor de perturbación: 0.7
- Índice de resistencia geológica (GSI): 35

Tabla 93*Resumen de Ensayos y Clasificación de Suelos*

Resumen de Ensayos y Clasificación de Suelos

Calicata y/o Trinchera	Muestra	Prof. (m)	Clasif. SUCS	D. Granulometria			Límite de Atterberg		Contenido Humedad (w%)	Densidad (gr/cm ³)	Peso Específico (kN/m ³)
				Grava (%)	Arera (%)	Fino (%)	LL	IP			
CALICATA	C-01	1.5	SM	16.08	57.6	26.31	NT	NP	13.15%	2.63	18.98
CALICATA	C-02	1.5	GM	46.41	38.7	14.88	NT	NP	12.71	2.63	25.80
CALICATA	C-03	1.5	GM	59.27	24.6	16.13	18.27	2.97	8.49	2.63	25.80

Nota: Elaboración GEOMIN HIDRO AZ

Durante los ensayos de mecánica de suelos realizados a las tres calicatas, se determinaron las siguientes características físicas y granulométricas:

Calicata C-01:

El material se clasifica como SM (arena limosa con grava), con 16.08 % de grava, 57.6 % de arena y 26.31 % de finos.

Los límites de Atterberg no son aplicables (NT, NP), indicando baja plasticidad.

Presenta un contenido de humedad natural de 13.15 %, densidad de 2.63 g/cm³ y peso específico de 18.98 kN/m³, lo que evidencia un suelo granular medianamente denso y buen comportamiento drenante.

Calicata C-02:

Corresponde a una grava limosa (GM) con 46.41 % de grava, 38.7 % de arena y 14.88 % de finos.

No presenta plasticidad (NT, NP).

Su contenido de humedad es de 12.71 %, densidad de 2.63 g/cm³ y peso específico de 25.80 kN/m³, valores característicos de un material denso y estable, con baja compresibilidad y alta resistencia al corte.

Calicata C-03:

Clasificada como GM (grava limosa), compuesta por 59.27 % de grava, 24.6 % de arena y 16.13 % de finos.

Presenta límite líquido (LL) de 18.27 % e índice plástico (IP) de 2.97, lo que indica una plasticidad muy baja.

Tiene humedad natural de 8.49 %, densidad de 2.63 g/cm³ y peso específico de 25.80 kN/m³, siendo un suelo granular denso y de alta capacidad portante.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO CONSOLIDADO DRENADO

Se utilizó el ensayo de corte directo consolidado drenado (CD) MTC E 123 - ASTM D 3080

Tabla 94

Resumen de Ensayos – parámetros de resistencia en calicatas

Calicata Trinchera	y/o Prof.(m)	Clasif. SUCS	Parámetros de Resistencia	
			C(kPA)	ϕ (°)
CALICATA 1	1.5	SM	1.39	36.33
CALICATA 2	1.5	GM	4.13	36.5
CALICATA 3	1.5	GM	8.12	27.34

Nota: Elaboración GEOMIN HIDRO AZ

En los ensayos de corte directo realizados a las muestras obtenidas de las tres calicatas, se determinaron los parámetros de resistencia al corte, expresados en términos de cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ), según la clasificación SUCS correspondiente a cada material.

Calicata C-01:

Clasificada como SM (arena limosa con grava), presenta una cohesión $c = 1.39$ kPa y un ángulo de fricción interna $\phi = 36.33^\circ$, lo que indica un suelo predominantemente friccionante, con muy baja cohesión y buen comportamiento drenante.

Calicata C-02:

Clasificada como GM (grava limosa), alcanza una cohesión $c = 4.13$ kPa y un ángulo de fricción $\phi = 36.50^\circ$.

Este material presenta mayor resistencia al corte en comparación con la C-01, conservando un comportamiento granular estable y resistente, adecuado para cargas moderadas en fundaciones superficiales.

Calicata C-03:

También clasificada como GM (grava limosa), presenta una cohesión $c = 8.12$ kPa y un ángulo de fricción $\phi = 27.34^\circ$.

Aunque la cohesión es más alta, el ángulo de fricción es menor, indicando una mayor influencia de finos en su estructura y un comportamiento ligeramente más cohesivo.

EVALUACION DEL RQD Y COMPRESION SIMPLE

El estudio se realizó sobre un macizo rocoso de andesita volcánica altamente alterada, ubicado en el sector Alfergaspata, Cotabambas – Apurímac, en la estación geomecánica EGM-01 (Coordenadas UTM: Este 233924, Norte 8505232, Zona 19L).

Los resultados del ensayo de compresión simple y del índice RQD indican una roca de calidad mala (RQD = 25.90 %), con una resistencia a la compresión simple de 15.86 MPa. El macizo presenta frecuente fracturamiento (≈ 27 juntas/m²) y grado de alteración alto, lo que reduce su integridad estructural.

La clasificación RMR (Bieniawski, 1989) arroja un valor de RMR = 35, correspondiente a una clase IV – mala, lo que confirma un macizo rocoso débil y muy fracturado.

Mediante el criterio de Hoek–Brown (2002) se obtuvo un índice GSI = 35 y un factor de perturbación $D = 0.7$, lo que permitió estimar una cohesión de 173.68 kPa, ángulo de fricción interna de 22.37° y peso unitario de 20.74 kN/m³.

Tabla 95





Resumen de ensayos – parámetros de resistencia en muestra de roca

Calicata Trinchera	y/o Prof.(m)	Clasif. SUCS	Parámetros de Resistencia	
			C(kPA)	ϕ (°)
MUESTRA	0		173.68	22.37
ROCA				

Nota: Elaboración GEOMIN HIDRO AZ

Tabla 96

Resumen de parámetros de resistencia

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Ru
GEO MATERIAL 01-SM		16.98	Mohr-Coulomb	1.39	36.33	None	0
GEO MATERIAL 02-GM		16.95	Mohr-Coulomb	4.13	36.5	None	0
GEO MATERIAL 03-GM		16.54	Mohr-Coulomb	8.12	27.34	None	0
GEO MATERIAL 04-ROCA		20.74	Mohr-Coulomb	173.68	22.37	None	0

La presente tabla muestra los parámetros geotécnicos representativos de los materiales identificados en el área de estudio, los cuales fueron empleados en el análisis de estabilidad de taludes mediante el criterio de resistencia Mohr–Coulomb. Se incluyen el peso unitario, la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ), parámetros fundamentales para la estimación de la resistencia al corte de los materiales.

Los materiales GEO MATERIAL 01-SM, GEO MATERIAL 02-GM y GEO MATERIAL 03-GM presentan pesos unitarios comprendidos entre 16.54 y 16.98 kN/m³, con valores de cohesión bajos (entre 1.39 y 8.12 kPa) y ángulos de fricción interna que varían entre 27.34° y 36.50°, comportamiento típico de suelos granulares con bajo contenido cohesivo. Por su parte, el GEO MATERIAL 04–ROCA presenta un peso unitario mayor (20.74 kN/m³) y una cohesión significativamente elevada (173.68 kPa), asociada a materiales rocosos competentes, con un ángulo de fricción interna de 22.37°.

Asimismo, se observa que en todos los materiales no se consideró la presencia de nivel freático ni presión de poros ($R_u = 0$), por lo que los análisis fueron desarrollados bajo condiciones secas. Estos parámetros constituyen la base para el cálculo del factor de seguridad en los modelos de estabilidad evaluados.

5.1.10.1. Caracterización geotécnica.

Geología regional

El área de estudio se ubica dentro del flanco oriental de la Cordillera Occidental de los Andes del Sur del Perú, dentro del Cuadrángulo Geológico de Cotabambas (Hoja 28-v), según la cartografía del INGEMMET (Boletín N.º 58, años 1977 y 1994).

La región está caracterizada por la presencia de estructuras tectónicas de plegamiento y fallamiento que siguen predominantemente una orientación sureste–noroeste (SE–NO), propia del plegamiento andino. Estas estructuras han controlado tanto el relieve actual como la disposición de las unidades litológicas.

Litológicamente, la zona está conformada por rocas sedimentarias del Grupo Puno (P-pu), compuestas por areniscas rojizas, limolitas y conglomerados, intercaladas con capas de arcillas y limos de coloración rojiza a marrón.

En sectores más elevados, afloran calizas y dolomías de la Formación Ferrobamba (Kms-Fe), de edad cretácica media a superior, con bancos masivos de calizas compactas y lutitas grises, parcialmente intruidas por cuerpos ígneos que originaron mármoles recristalizados.

Hacia las zonas bajas y valles aluviales, predominan depósitos cuaternarios recientes (Q-el), constituidos por gravas y arenas en matriz arcillo-limosa, que forman terrazas aluviales y coluviales en los márgenes de los ríos y quebradas principales.

Los depósitos coluviales corresponden a acumulaciones de materiales no consolidados, transportados principalmente por acción gravitacional desde las partes altas de las laderas, como resultado de procesos de meteorización, reptación, caídas de bloques y deslizamientos superficiales. Estos materiales presentan una granulometría heterogénea, sin

estratificación definida, con fragmentos angulosos a subangulosos inmersos en una matriz fina arcillo-limosa. Los depósitos coluviales se caracterizan por su baja cohesión, alta porosidad y alta susceptibilidad a la saturación, lo que los convierte en los materiales más propensos a procesos de inestabilidad y movimientos en masa, especialmente bajo condiciones de lluvias intensas, constituyendo un factor crítico para el diseño y evaluación de la estabilidad de taludes en el tramo de estudio.

Desde el punto de vista estructural, la región presenta pliegues suaves y fallas inversas y normales, las cuales generan cambios locales en el relieve, así como zonas de fracturamiento que favorecen procesos de erosión y movimientos en masa.

Geología Local

En el sector Alfergaspata, donde se desarrolla la carretera Cotabambas – Chinchaypujio, afloran principalmente rocas sedimentarias del Grupo Puno (P-pu) y depósitos de material suelto (Q-el).

Las areniscas de origen lacustre, finamente estratificadas, presentan tonalidades grisáceas a rojizas, y se hallan cubiertas parcialmente por conglomerados con matriz arcillo-limosa. Desde el punto de vista físico-mecánico, estas rocas presentan baja resistencia al golpe y fácil desintegración por humedad, lo que explica la susceptibilidad a deslizamientos superficiales y erosión en los taludes de la vía.

En zonas puntuales, se identifican afloramientos de areniscas y limo-arcillitas intercaladas (rocas tipo R2), con espesores menores a un metro. Estas rocas muestran resistencia media en estado fresco y una rápida pérdida de cohesión cuando se humedecen.

Los depósitos de material de cobertura (MC-3) corresponden a acumulaciones no consolidadas de gravas, arenas y limos de diversas litologías, depositadas en terrazas y

cauces fluviales. Estos materiales son poco cohesivos, fácilmente removibles mediante maquinaria y se recomienda un ángulo de talud 3:1 (V:H) para su estabilidad.

En conjunto, la geología local revela un predominio de materiales sedimentarios blandos y sueltos, con presencia de zonas fracturadas e intemperizadas, lo que constituye el principal factor geotécnico condicionante para el diseño de estabilidad de taludes en el tramo de estudio.

Formaciones geológicas

De acuerdo con la cartografía geológica elaborada por el INGEMMET y publicada en el Boletín N.º 58 “Geología de los cuadrángulos de Santo Tomás y Cotabambas” (años 1994 y 1977, respectivamente), a escala 1:100,000, se identifican las principales formaciones geológicas que, a nivel regional, afloran en el área adyacente a la carretera Chinchaypujio – Cotabambas correspondiente al ámbito del presente estudio.

- Rocas sedimentarias

Grupo Puno (P-pu):

Esta unidad comprende una secuencia de areniscas rojizas y conglomerados. Las areniscas presentan una granulometría de fina a gruesa, con predominio de composiciones arcósicas (granos de cuarzo con feldespatos parcialmente alterados) y tonalidades claras, características de depósitos sedimentarios continentales.

Los estratos conglomerádicos presentan una estructura masiva con espesores menores a 2 metros. Están conformados por areniscas gruesas intercaladas con laminaciones delgadas de limos y arcillitas, de tonalidades rojizas oscuras a marrones. A esta unidad formacional se le atribuye una edad Paleógeno, correspondiente al Cenozoico.

Depósitos de material suelto (Q-el)

Corresponden a acumulaciones no consolidadas que forman amplias terrazas aluviales localizadas a ambos márgenes de los ríos. Estos depósitos están compuestos principalmente por gravas mezcladas con arenas limpias, las cuales rellenan y conforman los cauces y márgenes fluviales más recientes del área de estudio.

Formación Ferrobamba (Kms–Fe)

Esta serie sedimentaria, perteneciente al Cretáceo medio y superior, está conformada por areniscas, arcillas rojas continentales y calizas detríticas, con intercalaciones de dolomías gris oscuro y bancos calcáreos amarillentos. Las calizas son compactas y masivas, dispuestas en bancos de 0.30 a 2.0 metros de espesor. En la base predominan lutitas, mientras que en la parte superior se observan calizas arenosas grises.

El conjunto muestra un alineamiento general Este–Oeste y, en ciertos sectores, aparece como un bloque macizo y compacto, con espesores entre 600 y 700 metros. Parte de la Formación Ferrobamba ha sido intrusionada por cuerpos ígneos, los cuales, mediante procesos de recristalización y meteorización, han originado mármoles asociados a zonas mineralizadas con cobre, plata, zinc y hierro, características de la región.

Litología

Para el mejoramiento de la carretera en estudio, resulta fundamental considerar la información geológica regional previamente mencionada como base para los estudios de factibilidad y elaboración del expediente técnico. En este contexto, se describen las rocas de basamento y las rocas de cobertura presentes en el área de influencia del estudio.

- Roca de basamento

Las rocas de basamento se definen como el conjunto de materiales consolidados formados por procesos de solidificación magmática, compactación, diagénesis y

recristalización de rocas preexistentes erosionadas (según el Diccionario Geológico de J. Dávila, 2006).

En el entorno de la carretera Chinchaypujio – Cotabambas, se identifican dos tipos principales de rocas de basamento, las cuales se diferencian por su comportamiento físico y mecánico frente a las actividades de explanación (corte) y las condiciones de estabilidad de taludes.

Rocas del tipo R1

Corresponden a areniscas de origen lacustre, de color gris y estratificación fina, las cuales suelen encontrarse cubiertas por materiales conglomerádicos con matriz arcillo-limosa, también de procedencia lacustre.

Desde el punto de vista físico-mecánico, estas areniscas permanecen constantemente humedecidas por la acción de las aguas superficiales, lo que provoca baja resistencia al impacto y un debilitamiento progresivo de su superficie. Los conglomerados asociados tienden a perder estabilidad cuando su matriz se satura y los taludes presentan inclinaciones pronunciadas.

Los taludes conformados por areniscas suelen ser de baja altura, y su inestabilidad se manifiesta principalmente mediante pequeños derrumbes o procesos erosivos. Cuando las partículas arenosas son arrastradas por lluvias intensas, generan obstrucción en las cunetas, ocasionando inundaciones, erosión de la plataforma vial y la interrupción del drenaje natural.

Rocas del tipo R2

Estos afloramientos están formados por areniscas de grano fino a grueso, con espesores menores a 1 metro, intercaladas con capas delgadas de limos y arcillitas de color rojizo oscuro a marrón.

Desde el enfoque físico-mecánico, las areniscas presentan resistencia media en estado fresco, pero pierden capacidad estructural al humedecerse, mientras que las limo-arcillitas se caracterizan por su baja resistencia general.

En conjunto, al tratarse de una misma unidad estratigráfica, los taludes de corte de la carretera presentan una estabilidad relativa, debido al endurecimiento parcial de las areniscas, en contraste con la debilidad de las limo-arcillitas, que se desintegran fácilmente por efecto del intemperismo, generando pequeñas cornisas en los estratos arenosos que posteriormente colapsan por gravedad.

Para los trabajos de corte en este tipo de materiales, se recomienda que los taludes mantengan una relación de pendiente de 5:1 (vertical:horizontal) a fin de conservar su estabilidad.

Material de cobertura

De acuerdo con el Diccionario Geológico de Jorge Dávila B. (2006), el suelo se define como la capa superficial de la corteza terrestre resultante de la alteración de los minerales de las rocas preexistentes.

Su formación se debe a procesos de meteorización química, mediante los cuales los minerales primarios se transforman en nuevos compuestos. En condiciones naturales, este material de cobertura constituye un suelo fértil y apto para actividades agrícolas.

En el presente estudio se considera conveniente emplear un concepto más amplio que el de “suelo”, abarcando no solo los materiales superficiales, sino también aquellos transportados y depositados a lo largo del tiempo. Esto incluye los sedimentos que rellenan los cauces actuales y antiguos de los ríos y quebradas, así como los depósitos laminares formados por los glaciares durante sus procesos de retroceso.

Bajo este criterio, para la carretera en evaluación se han identificado dos tipos principales de material de cobertura.

Material de cobertura (MC-3)

Corresponde a los depósitos de materiales sueltos que forman amplias terrazas aluviales ubicadas en ambos márgenes de los ríos de la zona. Estos depósitos están compuestos por gravas de diversa litología, principalmente de origen volcánico, arenoso e ígneo, cementadas por un aglutinante arcillo-limoso con baja cohesión.

Asimismo, se incluyen los depósitos de gravas sueltas que rellenan los cauces fluviales y quebradas principales, presentando características litológicas similares y una composición predominante de arenas limpias.

En conjunto, estos materiales son poco cohesivos y de fácil remoción, por lo que no requieren el uso de explosivos, siendo suficiente el empleo de maquinaria convencional para su excavación.

Para los taludes de corte final, se recomienda adoptar una relación de pendiente 3:1 (V:H). Desde el punto de vista constructivo, estos materiales pueden aprovecharse como agregados para los rellenos de plataforma y para la elaboración de concreto en las obras civiles proyectadas.

3.00.- Geología estructural

- Fallas

De acuerdo con la cartografía geológica elaborada por el INGEMMET (Boletín N.º 58: Geología de los cuadrángulos de Cotabambas y Santo Tomás, años 1977 y 1994, respectivamente), en el área regional comprendida por la carretera Chinchaypujio –

Cotabambas se han identificado importantes estructuras geológicas correspondientes a fallas y plegamientos.

Estas estructuras siguen la orientación del plegamiento andino, con dirección sureste–noroeste (SE–NO).

En la parte norte del cuadrángulo (ver mapa geológico a escala 1:100,000), se observan fallas geológicas bien definidas e inferidas, las cuales ponen en contacto formaciones de distintas edades geológicas, desde unidades antiguas hasta depósitos más recientes.

5.1.11. Resultados del análisis de estabilidad del talud

Se simuló la estabilidad del talud utilizando el software Slide 2D bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas, obteniéndose los siguientes factores de seguridad:

Los factores de seguridad obtenidos muestran variaciones según el nivel de análisis, correspondiendo a los cambios en el ángulo del talud, humedad del terreno y presencia de agua. Los escenarios pseudoestáticos presentan menor estabilidad frente a sollicitaciones sísmicas.

5.1.11.1. Análisis de estabilidad de talud natural en condición estática

De las secciones consideradas se ha realizado el análisis de estabilidad considerando los siguientes parámetros

Figura 46

Información de geo Materiales y Propiedades Geotécnicas





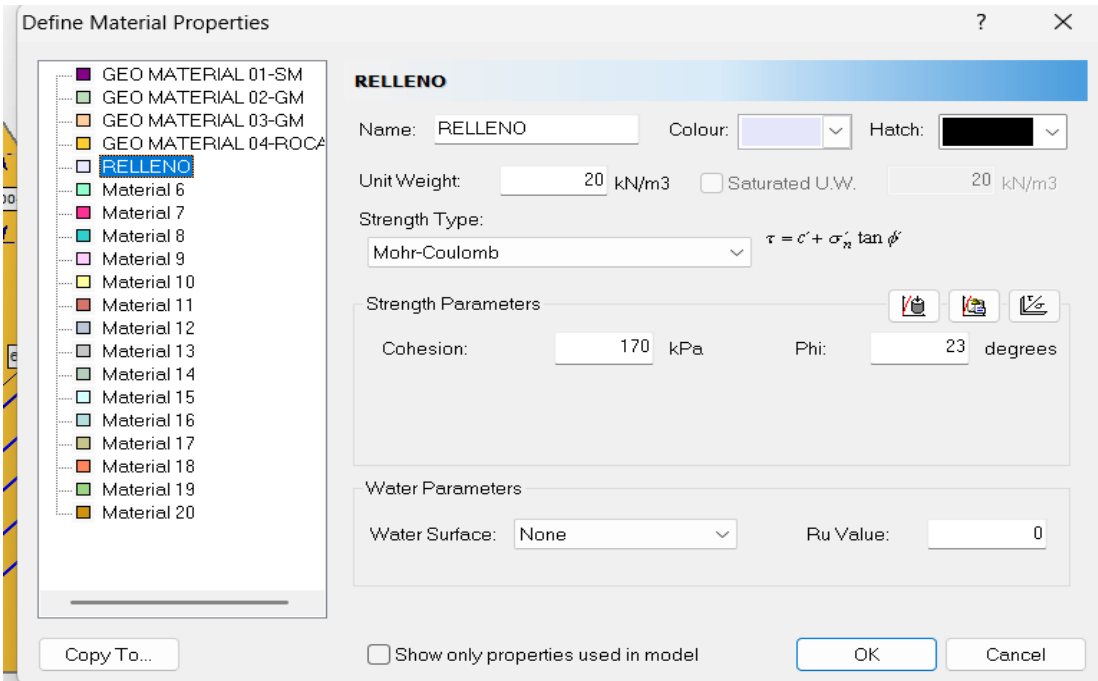
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Ru
GEO MATERIAL 01-SM		16.98	Mohr-Coulomb	1.39	36.33	None	0
GEO MATERIAL 02-GM		16.95	Mohr-Coulomb	4.13	36.5	None	0
GEO MATERIAL 03-GM		16.54	Mohr-Coulomb	8.12	27.34	None	0
GEO MATERIAL 04-ROCA		20.74	Mohr-Coulomb	173.68	22.37	None	0

Figura 47

Información de geo Materiales y Propiedades Geotécnicas



The screenshot shows the 'Define Material Properties' dialog box for a material named 'RELLENO'. The dialog is organized into several sections:

- Material List:** A list of materials on the left, with 'RELLENO' selected and highlighted in blue.
- Material Name:** The name 'RELLENO' is entered in the 'Name' field.
- Color and Hatch:** The 'Colour' is set to a light purple color, and the 'Hatch' is set to a black pattern.
- Unit Weight:** The 'Unit Weight' is set to 20 kN/m³. There is an option for 'Saturated U.W.' which is currently unchecked.
- Strength Type:** The 'Strength Type' is set to 'Mohr-Coulomb'. The shear stress equation $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$ is displayed next to it.
- Strength Parameters:** The 'Cohesion' is set to 170 kPa and the 'Phi' is set to 23 degrees. There are icons for saving, loading, and deleting parameters.
- Water Parameters:** The 'Water Surface' is set to 'None' and the 'Ru Value' is set to 0.
- Buttons:** At the bottom, there are buttons for 'Copy To...', 'Show only properties used in model' (unchecked), 'OK', and 'Cancel'.

Se cuenta con 4 geo materiales con sus respectivos pesos unitario, cohesión y Angulo de fricción interno.

Para evaluar la estabilidad del talud en el sector Alfergaspata, se utilizaron los métodos clásicos de equilibrio límite a través del software Slide 2D. Los métodos seleccionados fueron:

- Bishop Simplificado
- Spencer
- GLE/Morgenstern-Price

Análisis de estabilidad en condiciones estáticas

Tabla 97

Resumen de resultados del análisis de estabilidad – Condición estática

Talud	Método Bishop Simplificado	Método Spencer	Método Morgenstern-Price	GLE / Promedio FS
Talud 1	0.897	0.895	0.896	0.896
Talud 2	1.172	1.164	1.165	1.167
Talud 3	1.104	1.089	1.102	1.098
Talud 4	0.795	0.793	0.792	0.793

La tabla muestra el resumen de los factores de seguridad obtenidos para los cuatro taludes evaluados bajo condiciones estáticas, aplicando tres métodos de equilibrio límite: Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern–Price. Los valores de FS obtenidos por cada método presentan concordancia entre sí, lo que indica estabilidad numérica en el proceso de modelación.

Talud 1 presenta factores de seguridad menores a 1.0 en los tres métodos (≈ 0.896), lo que evidencia inestabilidad bajo condición estática.

Talud 2 obtiene factores de seguridad cercanos a 1.17, clasificándose como estable, aunque con un margen de seguridad moderado.

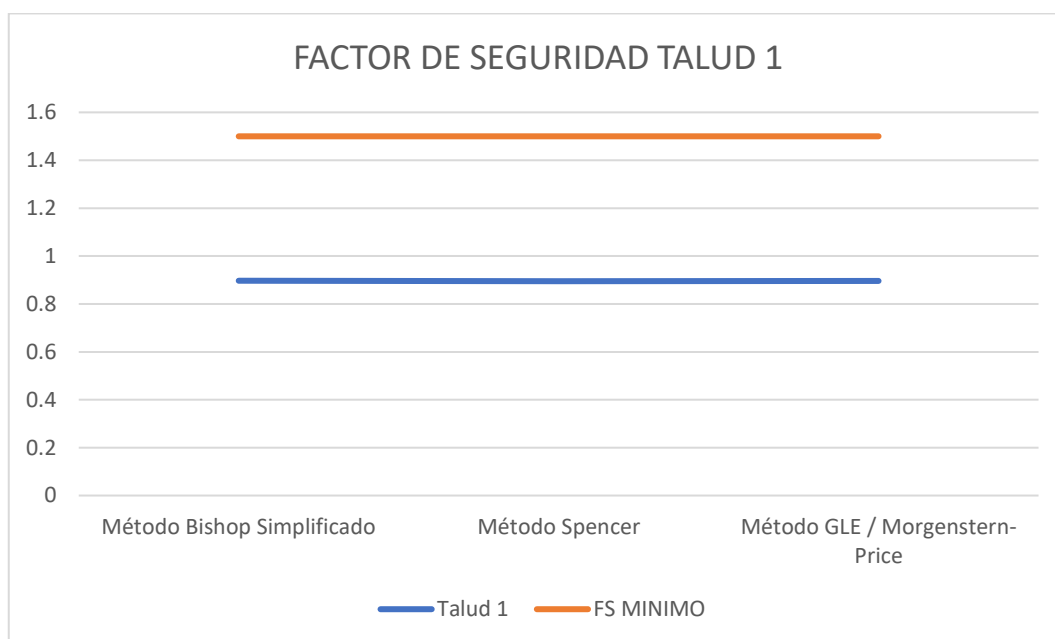
Talud 3 muestra valores promedio de 1.098, lo que indica una estabilidad limitada, cercana al umbral mínimo recomendado.

Talud 4 evidencia factores de seguridad inferiores a 0.80, clasificándose como claramente inestable, siendo el talud con mayor riesgo de falla.

El promedio global entre métodos permite una evaluación más robusta del desempeño de cada talud, proporcionando una base confiable para la propuesta de medidas de mitigación y recomendaciones de diseño en la carretera del sector Alfergaspata.

Figura 48

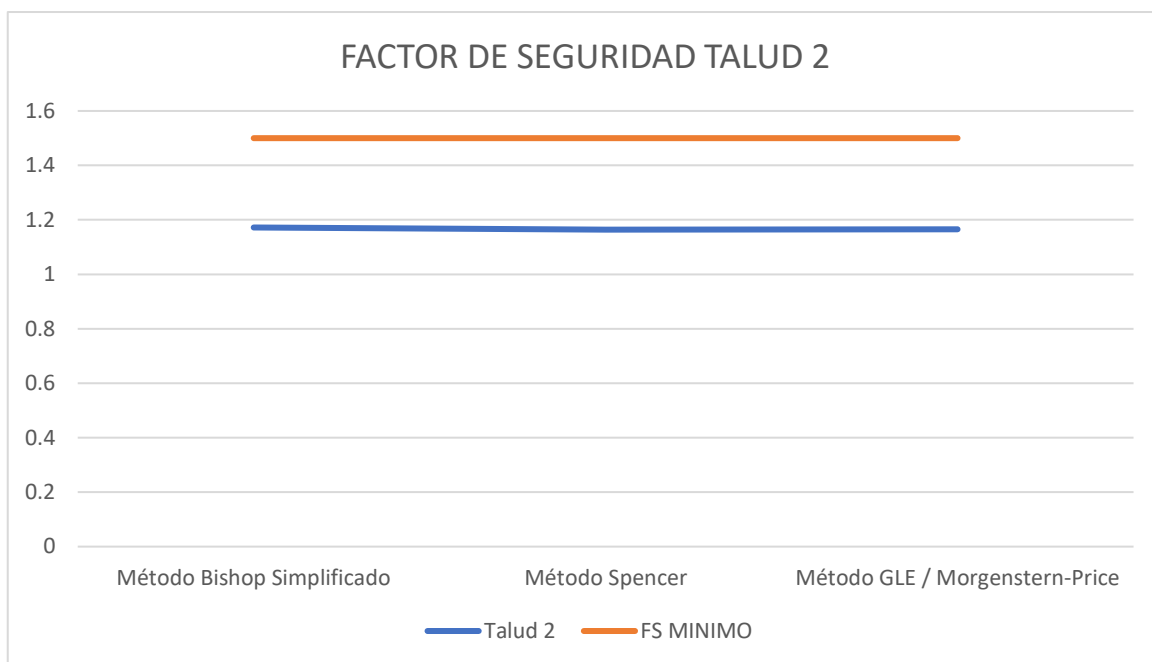
Factor de Seguridad Talud 1



La gráfica titulada “Factor de Seguridad Talud 1” muestra la comparación entre los resultados obtenidos por los tres métodos de equilibrio límite —Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price— y una línea de referencia correspondiente al Factor de Seguridad mínimo ($FS_{MÍNIMO} = 1.5$), que generalmente se considera el valor umbral para la estabilidad aceptable en taludes según criterios geotécnicos.

Interpretación técnica:

- Los valores de FS obtenidos para el Talud 1 se ubican en torno a 0.895 – 0.897, muy por debajo del valor mínimo de 1.5, lo cual indica que el talud no es estable bajo las condiciones actuales de carga, geometría y parámetros de resistencia al corte del suelo o roca.
- No existen diferencias significativas entre los tres métodos analizados (variación menor al 0.3%), lo que sugiere que los resultados son consistentes y confiables.
- Dado que el $FS < 1$, el talud se encuentra en una condición crítica o de falla inminente; cualquier incremento de carga, infiltración o vibración podría generar un deslizamiento.

Figura 49*Factor de Seguridad Talud 2*

La gráfica “Factor de Seguridad Talud 2” muestra los valores de estabilidad obtenidos mediante los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el factor de seguridad mínimo (FS MÍNIMO = 1.5) recomendado para condiciones de diseño estables.

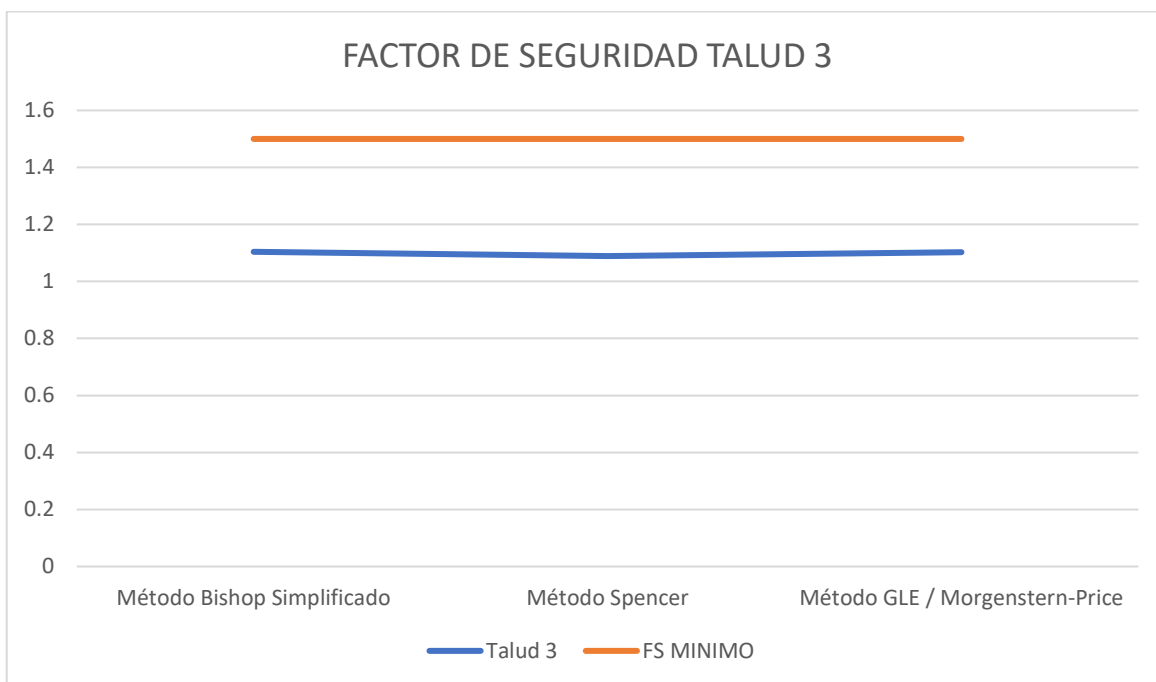
Interpretación técnica

- Los factores de seguridad calculados oscilan entre 1.164 y 1.172, con un promedio de 1.167, ligeramente por debajo del valor de referencia de 1.5.
- Aunque el talud no alcanza el nivel óptimo de seguridad, se encuentra dentro de un rango moderadamente estable o aceptable para condiciones temporales o de bajo riesgo.
- Las diferencias entre los tres métodos son mínimas (<1%), lo cual demuestra consistencia y confiabilidad en el análisis geotécnico.

- Este nivel de seguridad sugiere que el talud no está en riesgo inmediato de falla, pero su estabilidad podría verse comprometida ante incrementos de carga, lluvias intensas o eventos sísmicos.

Figura 50

Factor de Seguridad Talud 3



La gráfica “Factor de Seguridad Talud 3” compara los resultados de los métodos de equilibrio límite (Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price) frente al valor mínimo de seguridad (FS MÍNIMO = 1.5) establecido como referencia para estabilidad adecuada en taludes.

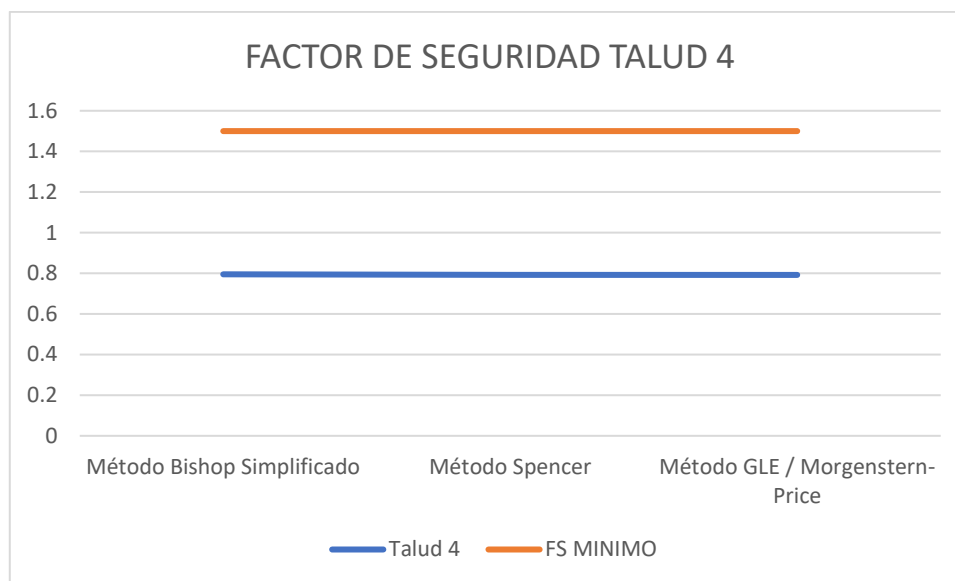
Interpretación técnica

- Los valores de factor de seguridad (FS) se ubican entre 1.089 y 1.104, con un promedio de 1.098.

- Esto indica que el Talud 3 es marginalmente estable, es decir, presenta una estabilidad moderada a baja, sin riesgo inmediato de falla, pero con una reserva de seguridad limitada.
- Las diferencias entre los métodos aplicados son mínimas ($\approx 1\%$), lo que demuestra coherencia y validez en los resultados del análisis geotécnico.
- En comparación con el umbral de diseño ($FS \geq 1.5$), el talud no cumple con las condiciones de seguridad óptimas para estructuras permanente.

Figura 51

Factor De Seguridad Talud 4



La gráfica “Factor de Seguridad Talud 4” muestra los resultados obtenidos por los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el Factor de Seguridad mínimo ($FS \text{ MÍNIMO} = 1.5$) considerado como límite aceptable de estabilidad geotécnica.

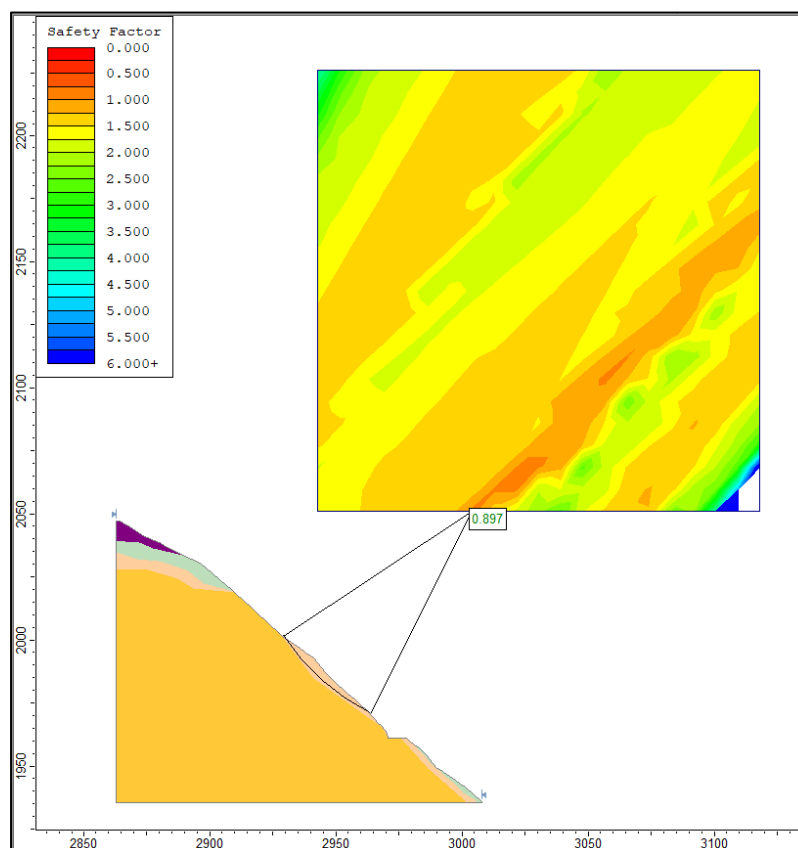
Interpretación técnica

- Los valores de FS para el Talud 4 oscilan entre 0.792 y 0.795, con un promedio de 0.793, es decir, muy por debajo del valor mínimo requerido (1.5).
- Esto indica que el talud se encuentra en condición de falla inminente o colapso potencial, sin capacidad de resistir los esfuerzos cortantes actuantes.
- Los tres métodos de cálculo muestran consistencia entre sí (variación < 0.5%), lo que refuerza la confiabilidad del resultado.
- El talud no presenta factor de seguridad suficiente para condiciones estáticas.

TALUD 1

Figura 52

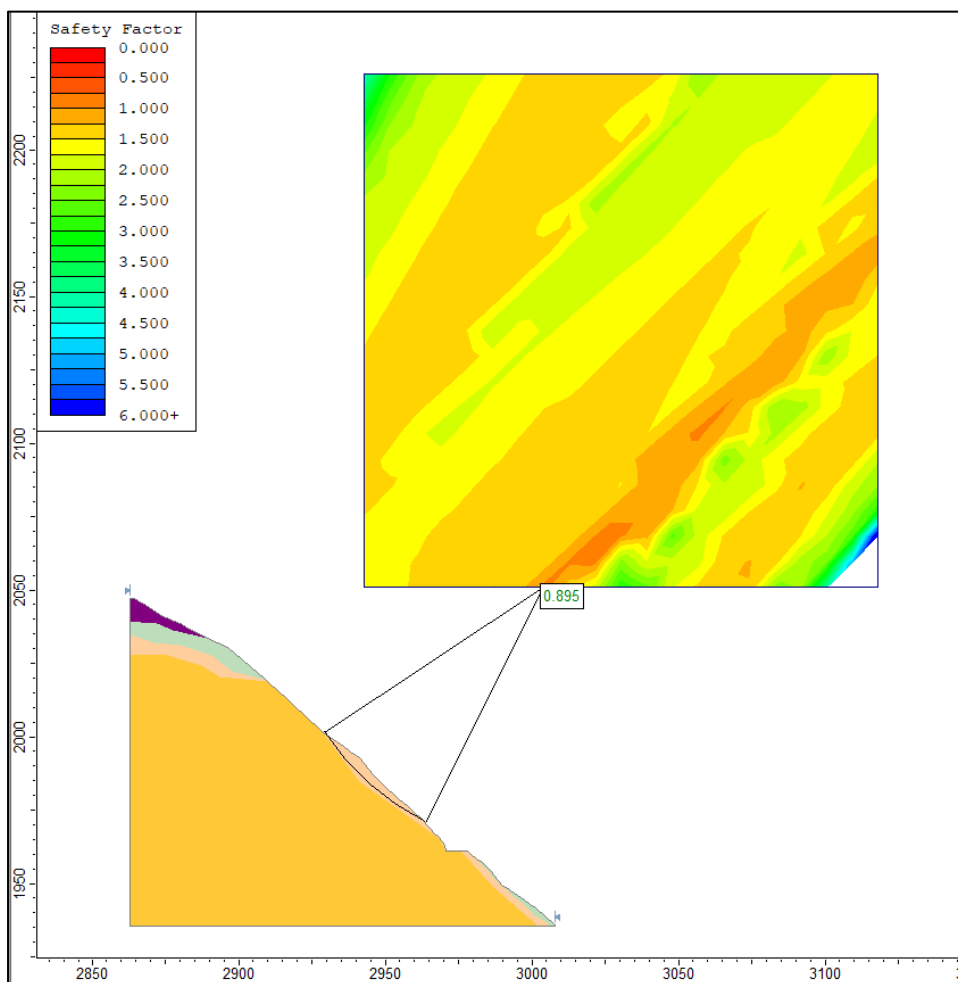
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 1 natural en condición estática.



El factor de seguridad obtenido es de 0.897, lo cual indica una condición inestable para el talud analizado. Se observa que la superficie crítica de falla involucra principalmente los materiales de menor resistencia ubicados en la parte superior del perfil. Además, los factores de seguridad en otras posibles superficies de falla también tienden a ser menores a 1.0, lo que evidencia una tendencia general a la inestabilidad en el sector evaluado.

Figura 53

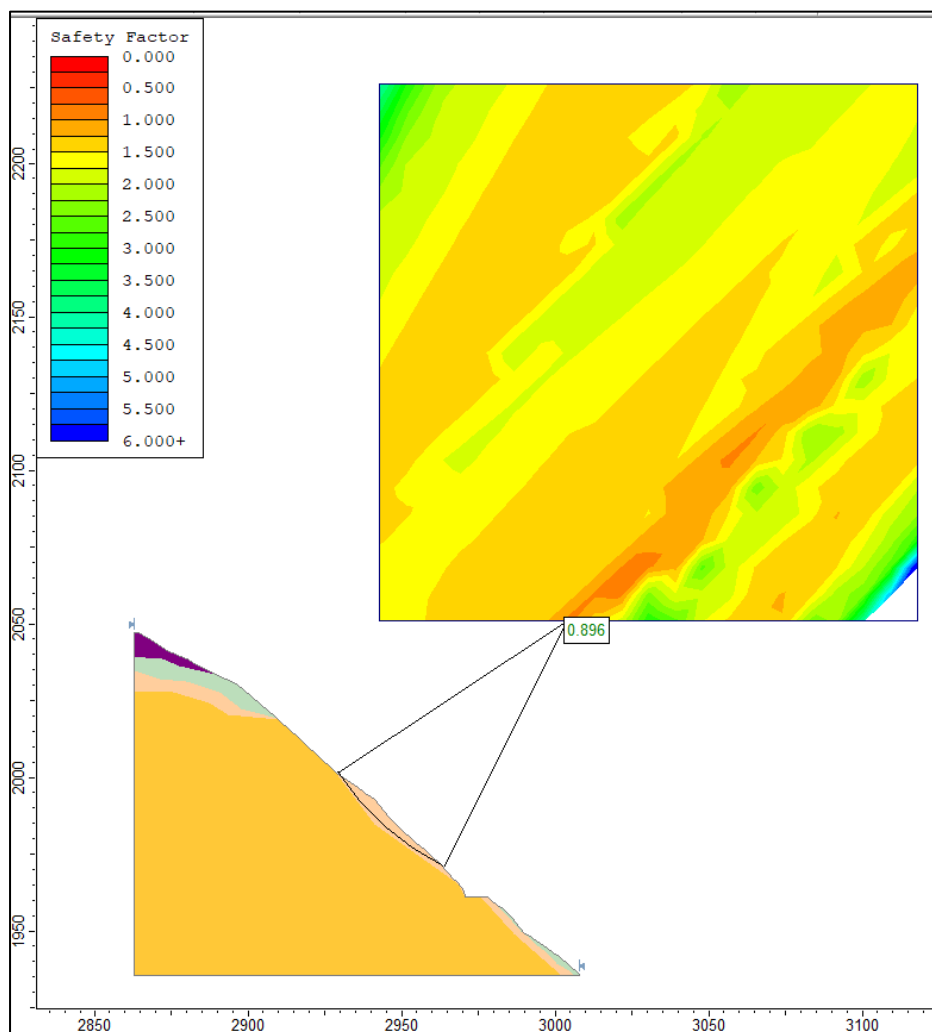
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Spencer en el talud 1 natural en condición estática.



El factor de seguridad obtenido es de 0.895, lo cual indica una condición inestable para el talud analizado. Se observa que la superficie crítica de falla se desarrolla principalmente en los estratos superficiales, conformados por materiales de menor resistencia. Además, los factores de seguridad en las demás superficies potenciales también son inferiores a 1.0, lo que evidencia una tendencia general a la inestabilidad estructural en la zona evaluada.

Figura 54

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método GLE/Morgenstern-Price en el talud 1 natural en condición estática.

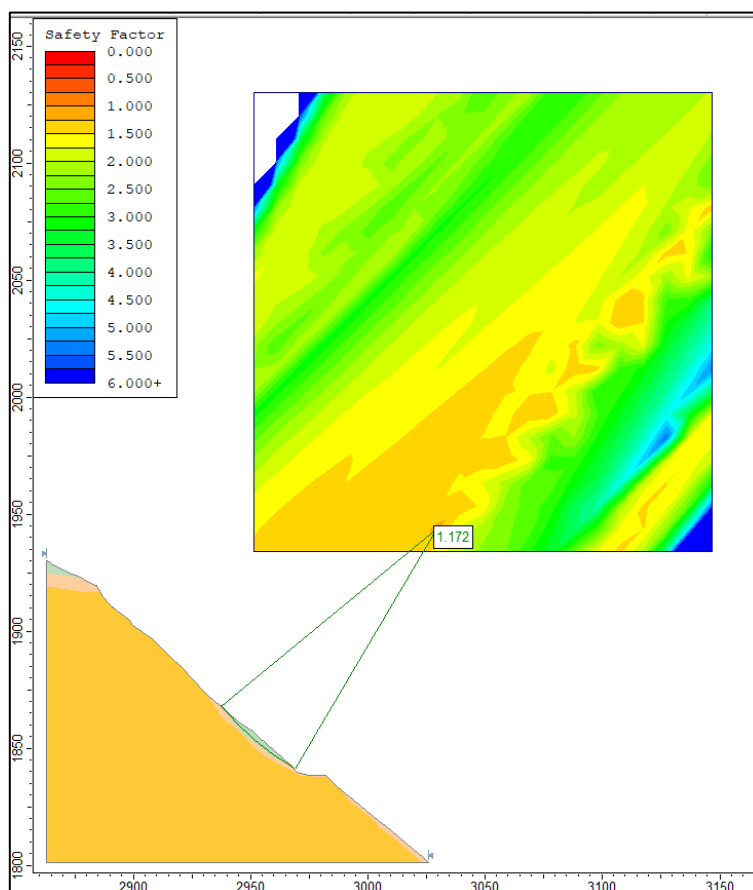


El factor de seguridad obtenido es de 0.896, lo cual indica una condición inestable para el talud analizado. Se identifica que la superficie crítica de falla se desarrolla principalmente en los estratos superiores, conformados por materiales de baja resistencia al corte. Además, los factores de seguridad en las demás superficies evaluadas también tienden a ser menores a 1.0, lo que evidencia una alta susceptibilidad a deslizamientos generalizados en la zona de análisis.

TALUD 2

Figura 55

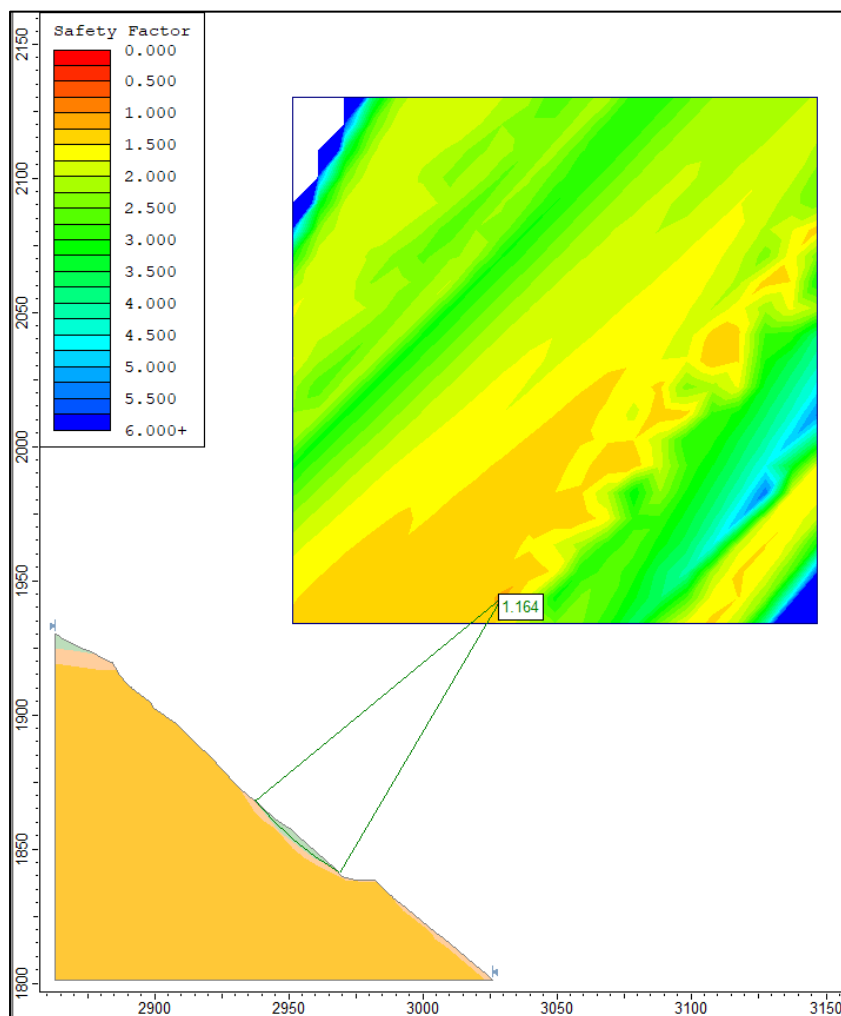
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 2 natural en condición estática.



El factor de seguridad obtenido es de 1.172, lo cual indica una condición marginalmente estable para el talud evaluado. Aunque el valor supera el umbral de inestabilidad ($FS < 1.0$), se mantiene por debajo del rango óptimo para considerar una estabilidad completa. Se observa que la superficie crítica de falla se desarrolla en los estratos superiores y medios, donde predominan materiales de resistencia intermedia. El comportamiento general indica que el talud no es completamente estable, aunque tampoco presenta condiciones de falla inminente.

Figura 56

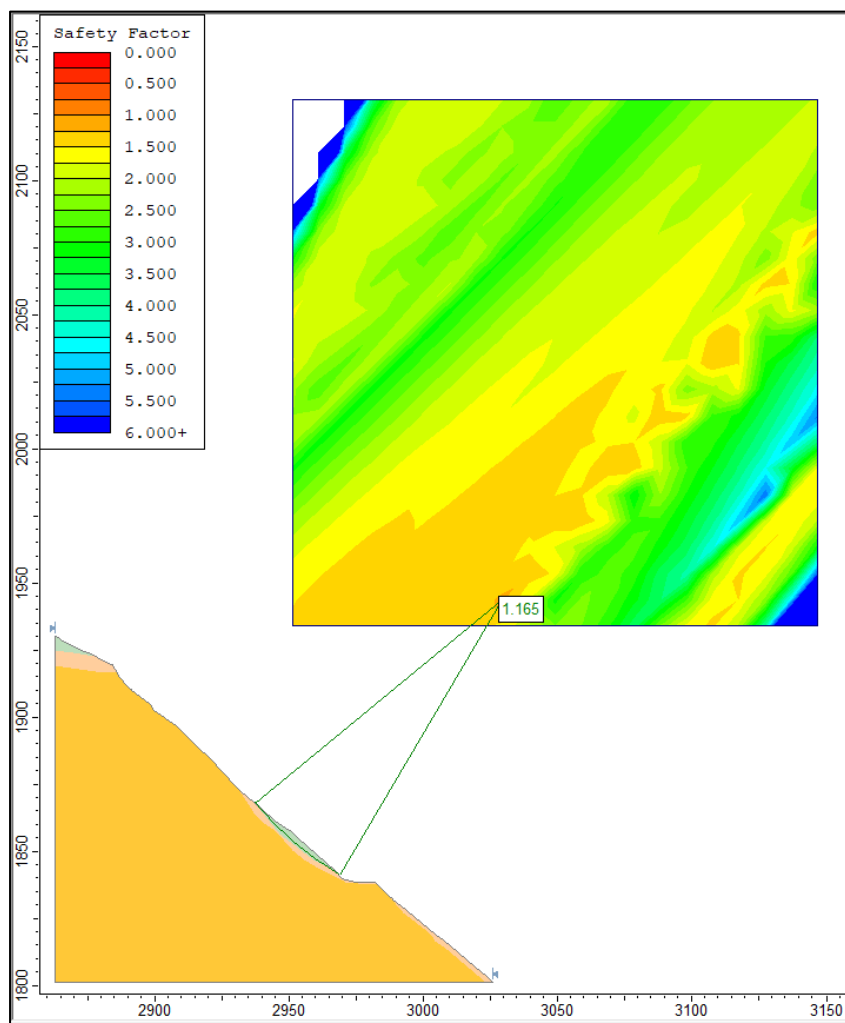
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Spencer en el talud 2 natural en condición estática.



En condición estática, el talud presenta un factor de seguridad (FS) de 1.164, el cual es inferior al valor mínimo recomendado de 1.5. Este resultado sugiere que la estabilidad del talud es insuficiente, con un margen de seguridad limitado frente a fallas. La distribución de colores amarillo y naranja en la zona crítica refuerza esta interpretación, indicando sectores donde el terreno tiene una capacidad reducida para resistir deslizamientos bajo condiciones sin sismo.

Figura 57

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método GLE/Morgenstern-Price en el talud 2 natural en condición estática.

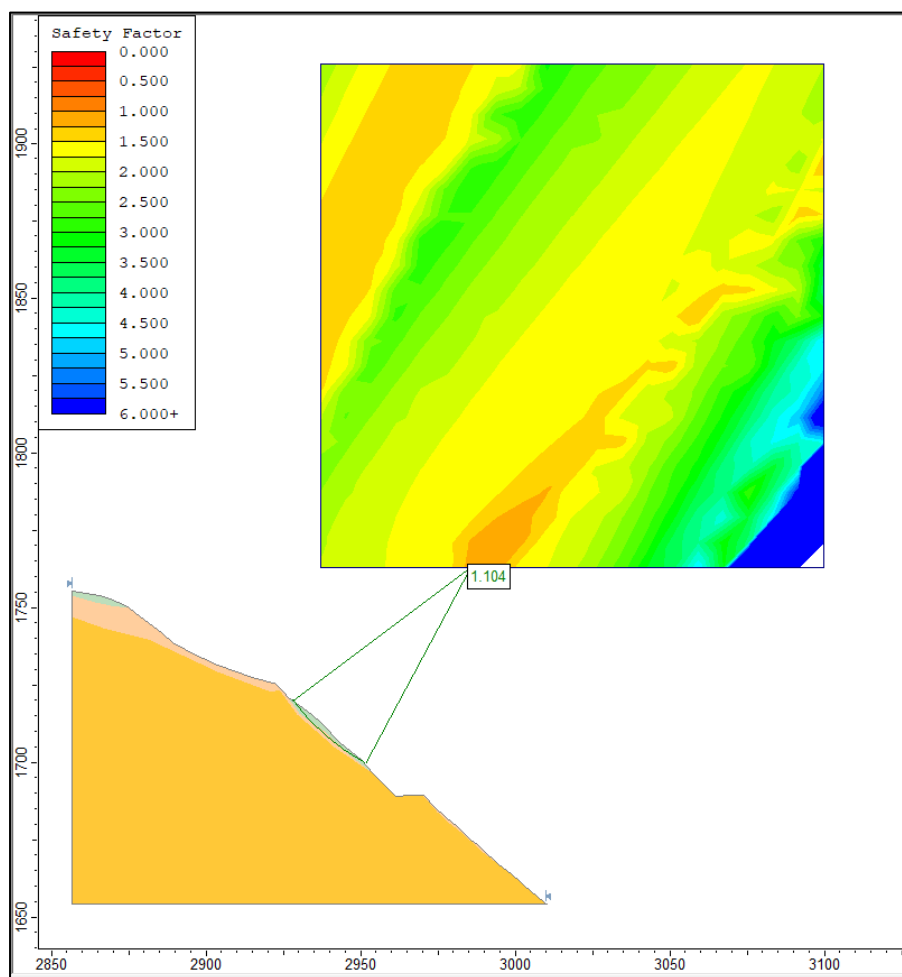


En condición estática, el talud presenta un factor de seguridad (FS) de 1.165, el cual se encuentra por debajo del valor mínimo recomendado de 1.5. Esta condición refleja una estabilidad limitada, lo que indica que el talud podría no resistir adecuadamente las sollicitaciones estáticas. Las zonas en tonos amarillo y naranja evidencian áreas donde la resistencia frente a la falla es reducida, comprometiendo la seguridad estructural de la pendiente.

TALUD 3

Figura 58

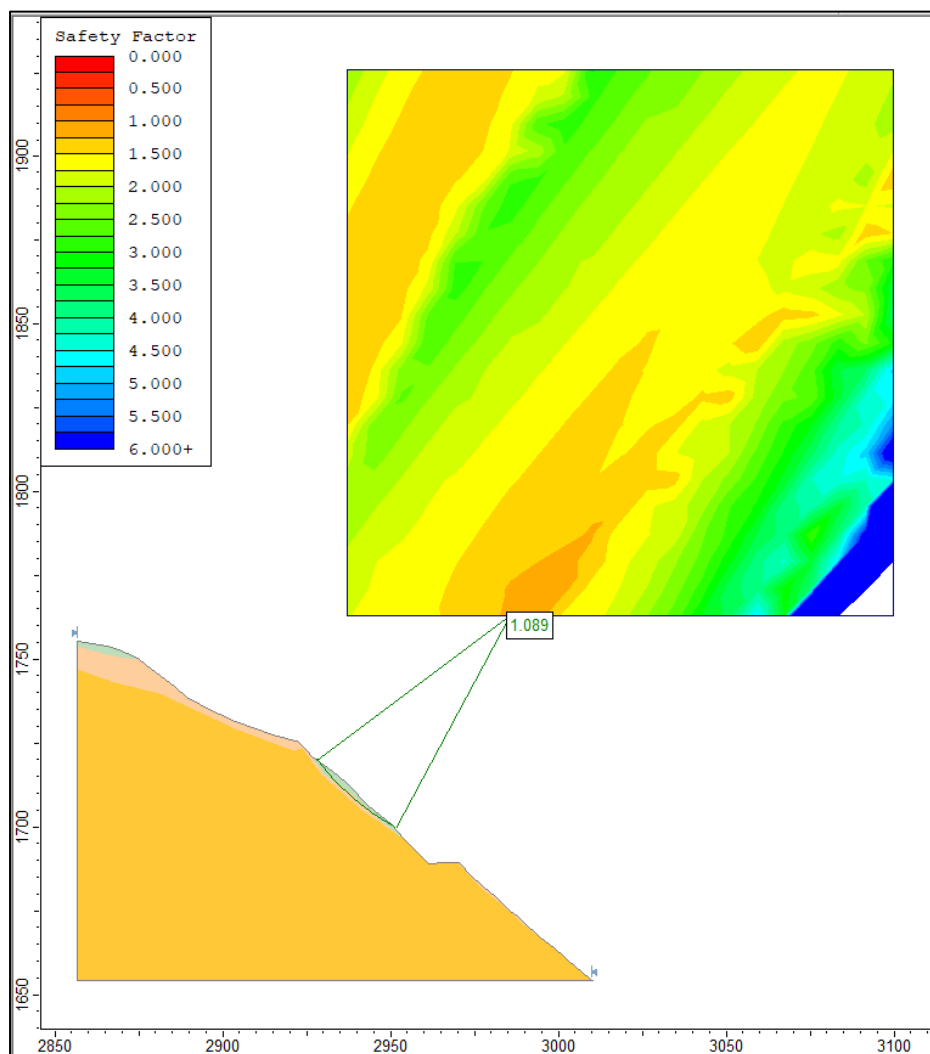
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 3 natural en condición estática



En condición estática, el talud muestra un factor de seguridad (FS) de 1.104, valor considerablemente inferior al mínimo recomendado de 1.5. Esto evidencia una inestabilidad significativa bajo condiciones sin sismo. La presencia de zonas en tonos naranja y amarillo en el análisis gráfico indica sectores de baja resistencia donde la probabilidad de falla es elevada.

Figura 59

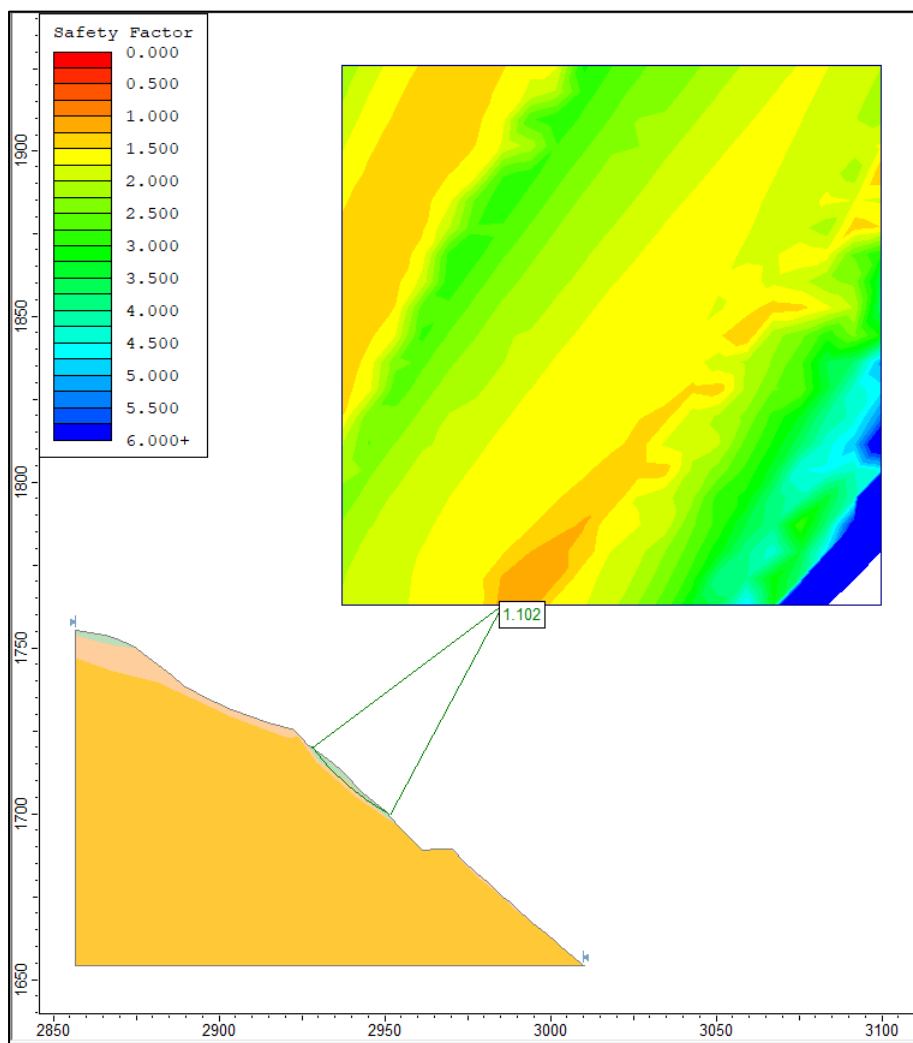
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Spencer en el talud 3 natural en condición estática.



En condición estática, el factor de seguridad de 1.089 continúa indicando una situación inestable, ya que no cumple con el umbral mínimo requerido de 1.5. Las zonas en tonos amarillo y naranja evidencian regiones con baja resistencia, lo que sugiere un riesgo significativo de falla dentro del talud.

Figura 60

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método GLE/Morgenstern-Price en el talud 3 natural en condición estática.

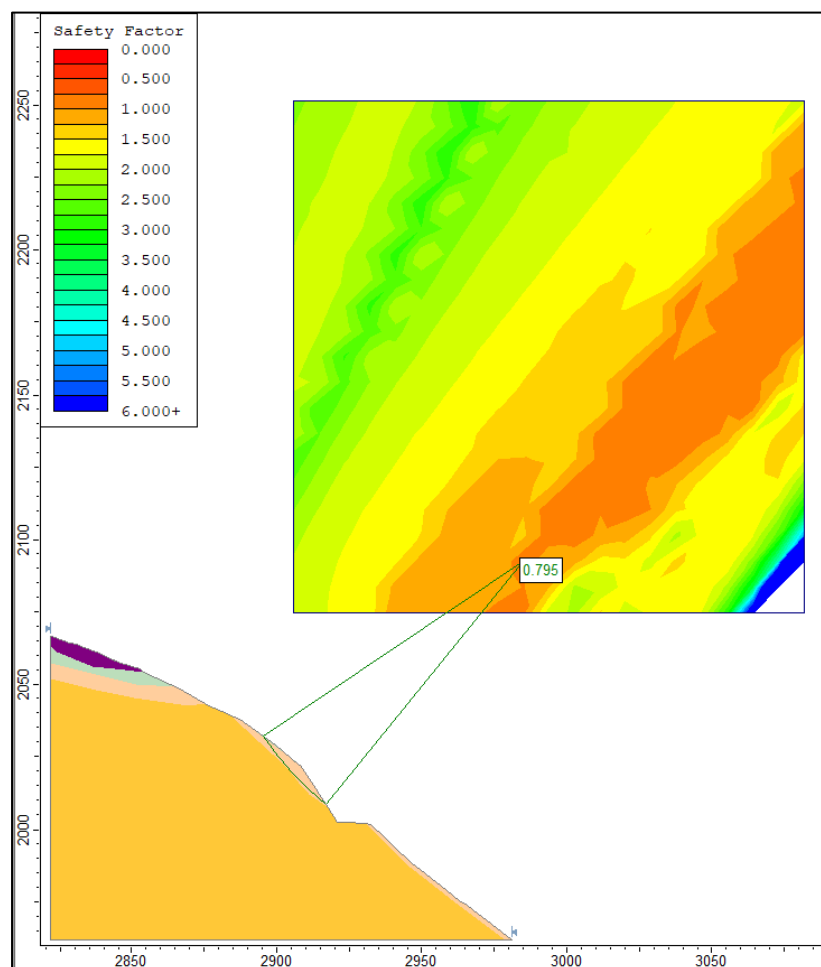


En condición estática, el factor de seguridad de 1.102 refleja un comportamiento críticamente inestable del talud. Este valor está por debajo del mínimo aceptable ($FS \geq 1.5$), lo que sugiere que la masa de suelo presenta un riesgo elevado de falla. Las áreas en tonos amarillo-naranja destacan zonas comprometidas estructuralmente.

TALUD 4

Figura 61

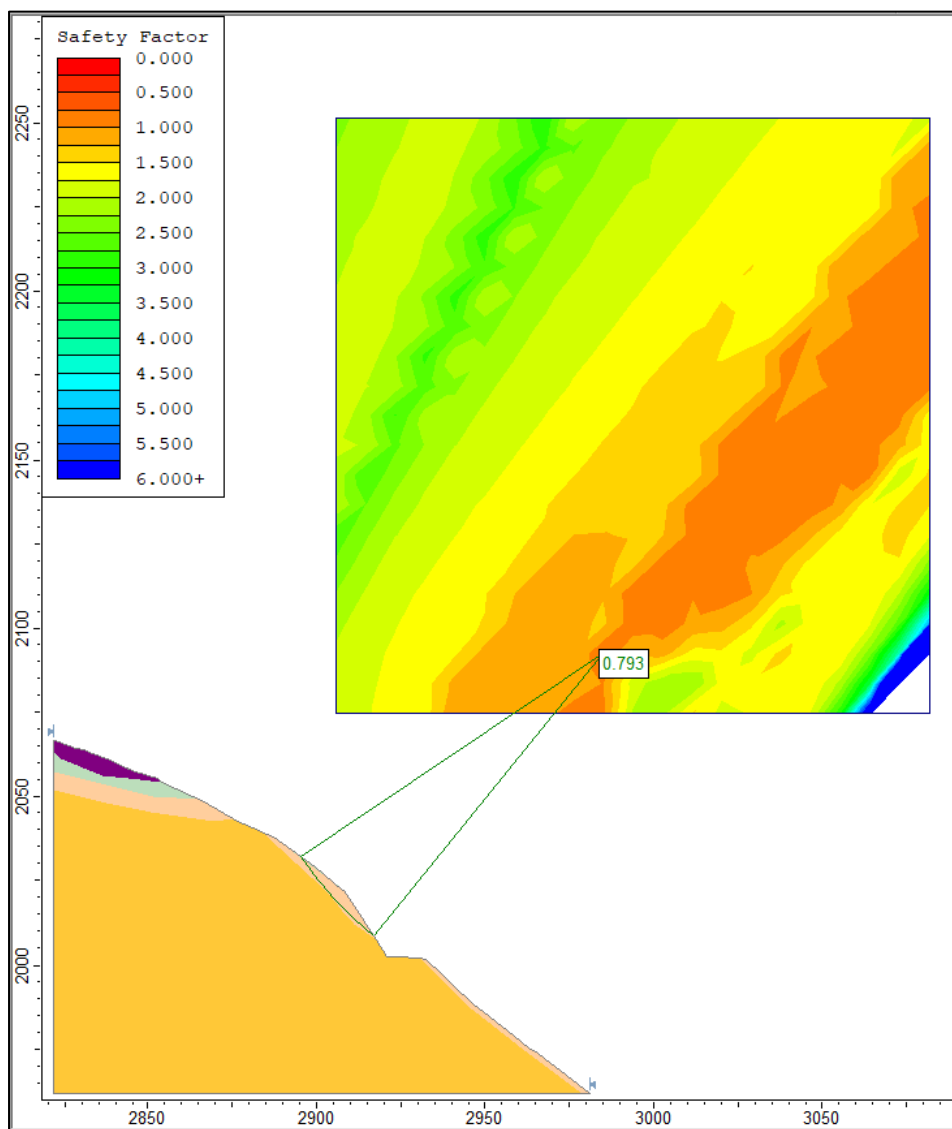
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 4 natural en condición estática



En condición estática, el factor de seguridad de 0.795 refleja un comportamiento marcadamente inestable del talud. Este valor se encuentra muy por debajo del mínimo aceptable ($FS \geq 1.5$), lo que indica una condición de alto riesgo de falla. Las zonas en tonos naranja y rojo evidencian áreas estructuralmente comprometidas, donde la masa de suelo presenta una baja capacidad resistente frente a las solicitaciones presentes.

Figura 62

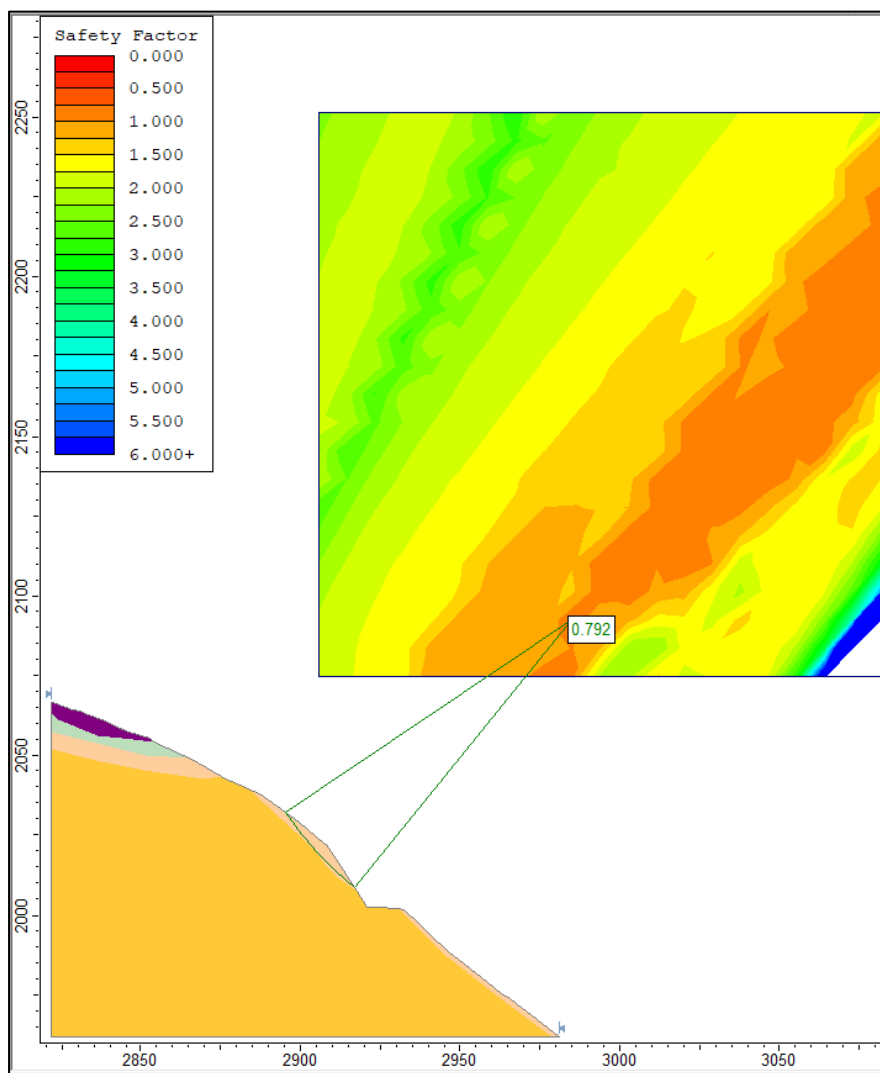
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Spencer en el talud 4 natural en condición estática.



En condición estática, el factor de seguridad de 0.793 indica una situación altamente inestable del talud. Este valor se ubica muy por debajo del umbral mínimo exigido ($FS \geq 1.5$), lo que refleja una probabilidad crítica de falla. Las tonalidades predominantes en naranja y rojo evidencian áreas de baja resistencia al corte, lo que compromete seriamente la integridad estructural del talud evaluado

Figura 63

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método GLE/Morgenstern-Price en el talud 4 natural en condición estática.



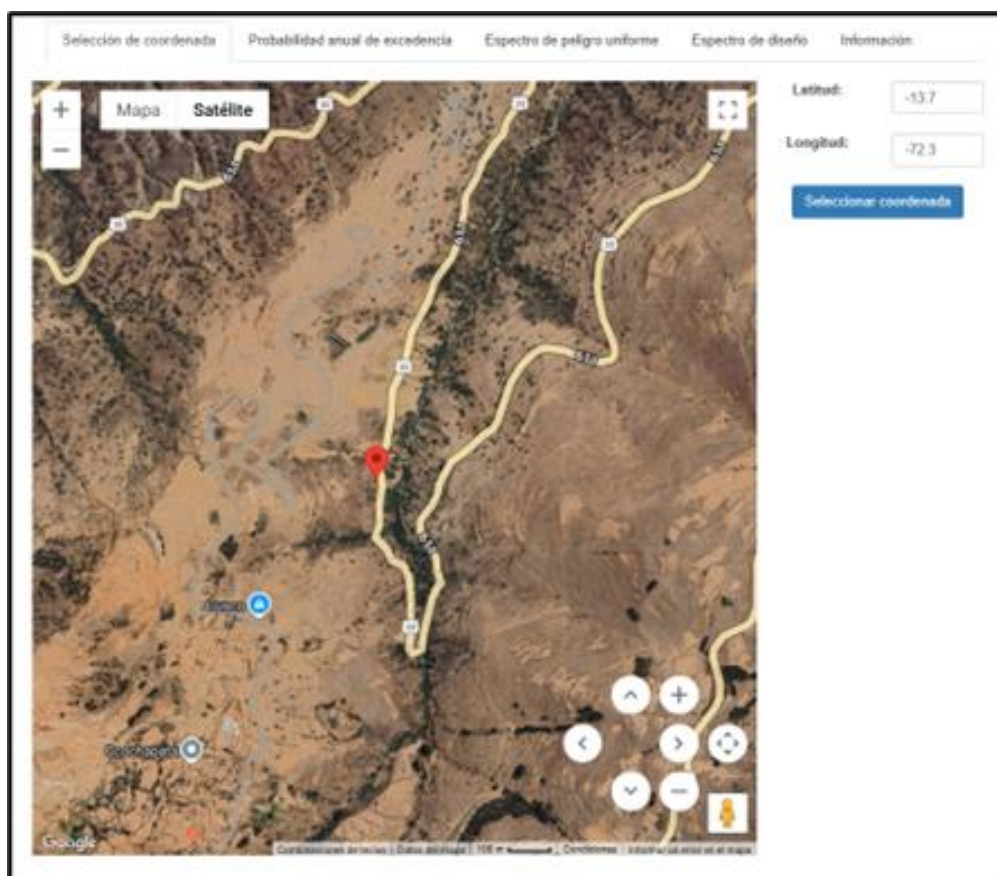
En condición estática, el factor de seguridad de 0.792 representa una condición extremadamente inestable del talud. Este valor está muy por debajo del mínimo normativo requerido ($FS \geq 1.5$), lo que indica una alta probabilidad de falla. Las zonas con colores anaranjados y rojizos en la superficie de análisis ponen en evidencia sectores con baja capacidad resistente, reflejando una pérdida significativa de estabilidad en la estructura del talud.

5.1.11.2. Análisis de estabilidad de talud natural en condición pseudo estática

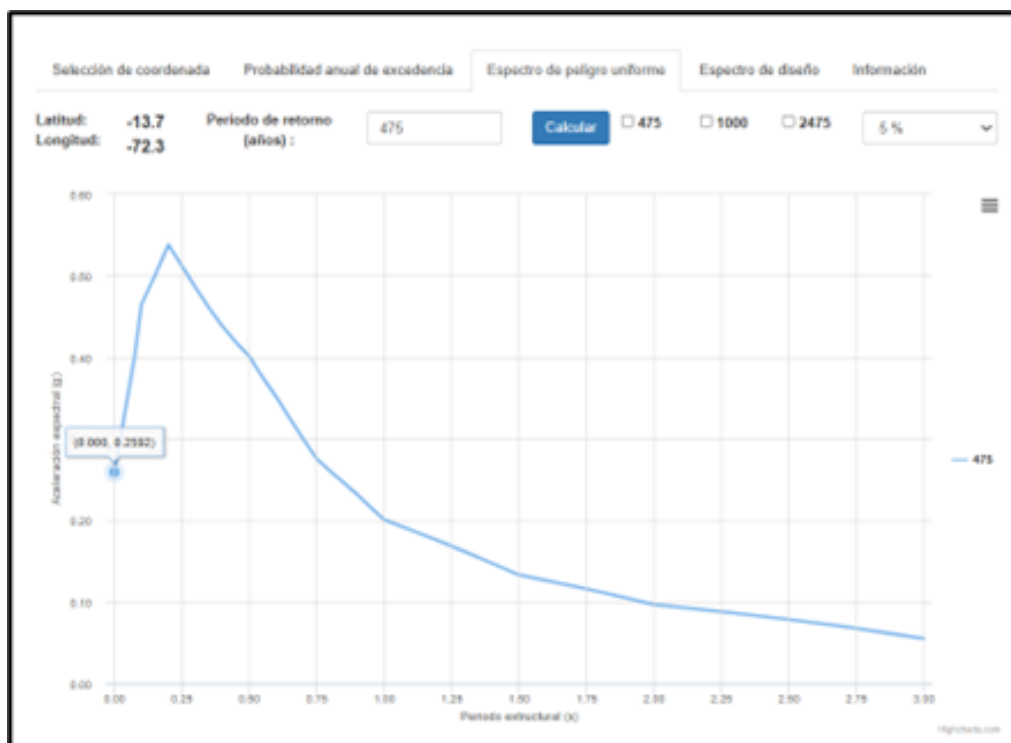
Para la evaluación de la estabilidad del talud bajo condiciones pseudoestáticas, se consideró el componente sísmico de acuerdo con la **zonificación sísmica del Perú**, comparando los valores obtenidos con la información proporcionada por el **Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO)** y el **Mapa Sísmico del Perú**. En dicha consulta, se obtuvo un coeficiente sísmico horizontal de **0.2592g** para la zona de estudio

Figura 64

Ubicación geográfica en sistema de SENCICO



Nota: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO)

Figura 65*Coefficiente sísmico horizontal*

Nota: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO)

No obstante, para fines de diseño y conforme a lo establecido en la normativa peruana vigente, se adoptó el valor normativo correspondiente según la **Zona Sísmica 2**, que establece un coeficiente base de **0.25g**. Este valor fue ajustado al **50%** para su aplicación en el análisis pseudoestático, obteniéndose así un **coeficiente sísmico de diseño de 0.125g**, el cual fue ingresado en el software **Slide** para el cálculo del factor de seguridad en condiciones sísmicas.

Este valor permite representar las fuerzas inerciales inducidas por un evento sísmico moderado, afectando el cálculo del factor de seguridad y permitiendo evaluar el comportamiento del talud ante sollicitaciones dinámicas.

Tabla 98

Resumen de resultados del análisis de estabilidad – Condición pseudoestática

Talud	Método Simplificado	Bishop Método Spencer	Método GLE / Morgenstern-Price	Promedio FS
Talud 1	0.864	0.859	0.860	0.861
Talud 2	1.137	1.129	1.131	1.132
Talud 3	1.054	1.053	1.053	1.053
Talud 4	0.762	0.758	0.758	0.759

La tabla presenta los factores de seguridad obtenidos para los cuatro taludes analizados bajo condición pseudoestática, incorporando la acción sísmica mediante un coeficiente horizontal equivalente. Se aplicaron los métodos de equilibrio límite Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern–Price, cuyos resultados muestran consistencia numérica entre sí.

Talud 1 alcanza un promedio de FS = 0.861, valor inferior al umbral mínimo recomendado, indicando que el talud se vuelve inestable bajo efecto sísmico, reduciendo aún más su desempeño respecto a la condición estática.

Talud 2 obtiene un FS promedio = 1.132, manteniéndose estable, aunque con un margen reducido, lo que sugiere sensibilidad moderada a la acción sísmica.

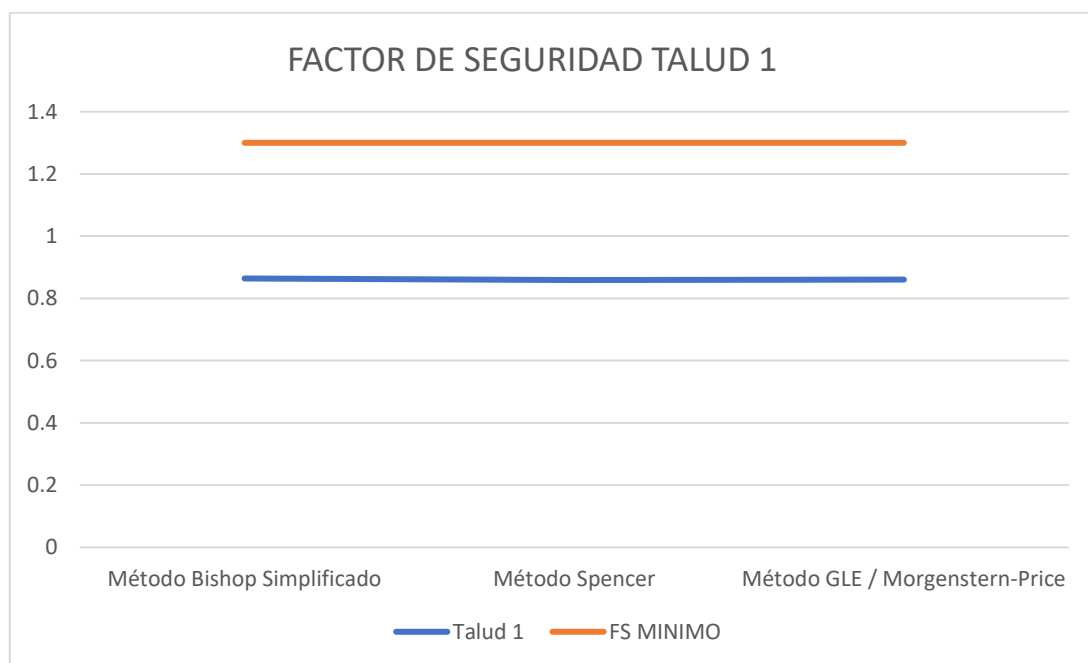
Talud 3 presenta un FS = 1.053, muy próximo al límite mínimo aceptable, lo que indica estabilidad marginal y elevada vulnerabilidad durante eventos sísmicos.

Talud 4 registra un FS promedio = 0.759, clasificado como claramente inestable en condición pseudoestática, siendo el de mayor susceptibilidad a falla.

En general, la comparación entre condiciones estáticas y pseudoestáticas evidencia una reducción sistemática del FS en todos los taludes, destacando la influencia significativa de la sismicidad en la estabilidad de las laderas de la ruta PE-3SF, sector Alfergaspata.

Figura 66

Factor de Seguridad Talud 1



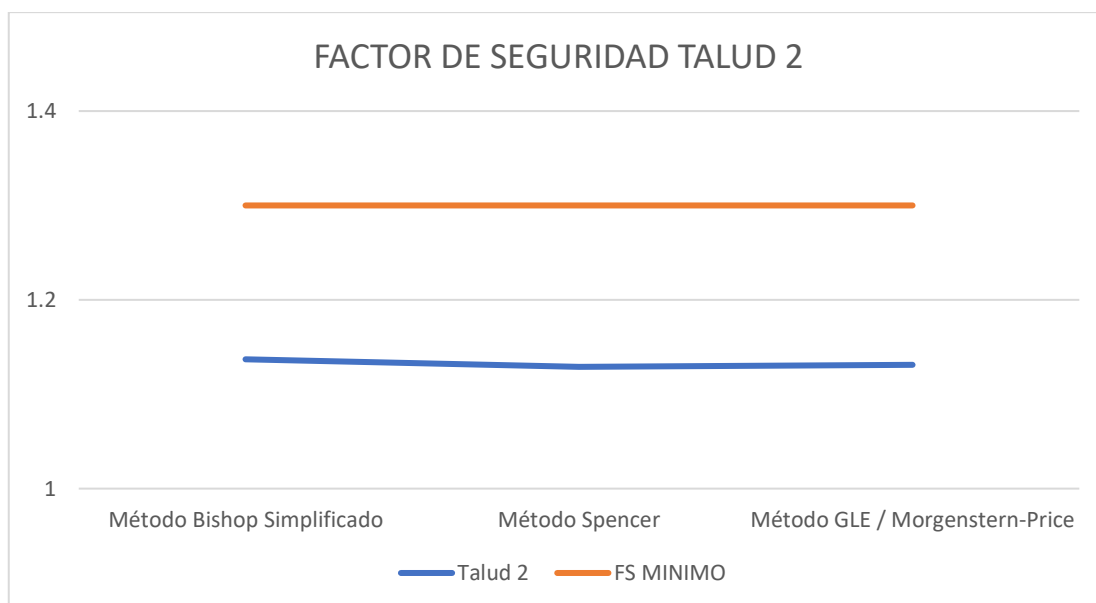
La gráfica “Factor de Seguridad Talud 1 – Condición Pseudoestática” muestra el comportamiento del talud al incorporar el efecto sísmico (fuerza horizontal equivalente), comparando los resultados obtenidos por los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price con el factor de seguridad mínimo recomendado (FS MÍNIMO = 1.25) para análisis pseudoestático según criterios de estabilidad sísmica (por ejemplo, Seed, 1979; FHWA, 2013).

Interpretación técnica

- Los valores de FS pseudoestático se sitúan alrededor de 0.895 – 0.897, con un promedio de 0.896, lo cual indica una reducción significativa respecto al análisis estático (donde el FS mínimo suele ser ≥ 1.5).
- El FS obtenido (< 1.0) revela que el Talud 1 podría sufrir desplazamientos o pérdida parcial de estabilidad durante un evento sísmico moderado a fuerte.
- Los tres métodos muestran resultados consistentes, con diferencias menores al 0.3%, confirmando confiabilidad del modelo.

Figura 67

Factor De Seguridad Talud 2



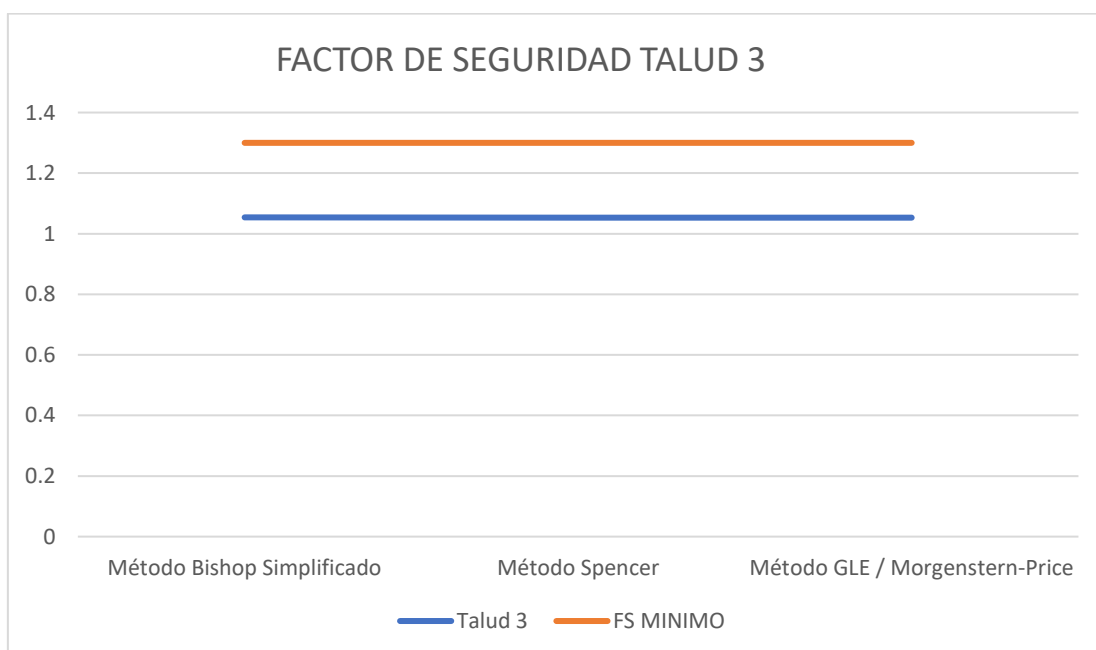
La gráfica “Factor de Seguridad Talud 2 – Condición Pseudoestática” muestra los resultados de estabilidad considerando los efectos sísmicos mediante los métodos de equilibrio límite Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el factor mínimo aceptable (FS MÍNIMO = 1.25) recomendado para condiciones pseudoestáticas.

Interpretación técnica

- Los factores de seguridad obtenidos oscilan entre 1.164 y 1.172, con un promedio de 1.167.
- Esto indica que el Talud 2 mantiene una estabilidad moderada bajo condiciones sísmicas, por debajo del FS mínimo de 1.25, pero por encima del límite de falla (FS = 1.0).
- La diferencia entre los tres métodos es mínima (< 0.7%), mostrando consistencia y fiabilidad en el modelo geotécnico.
- El FS < 1.25 implica que el talud podría experimentar desplazamientos parciales o deformaciones controladas durante un sismo moderado, aunque no se espera un colapso inmediato.

Figura 68

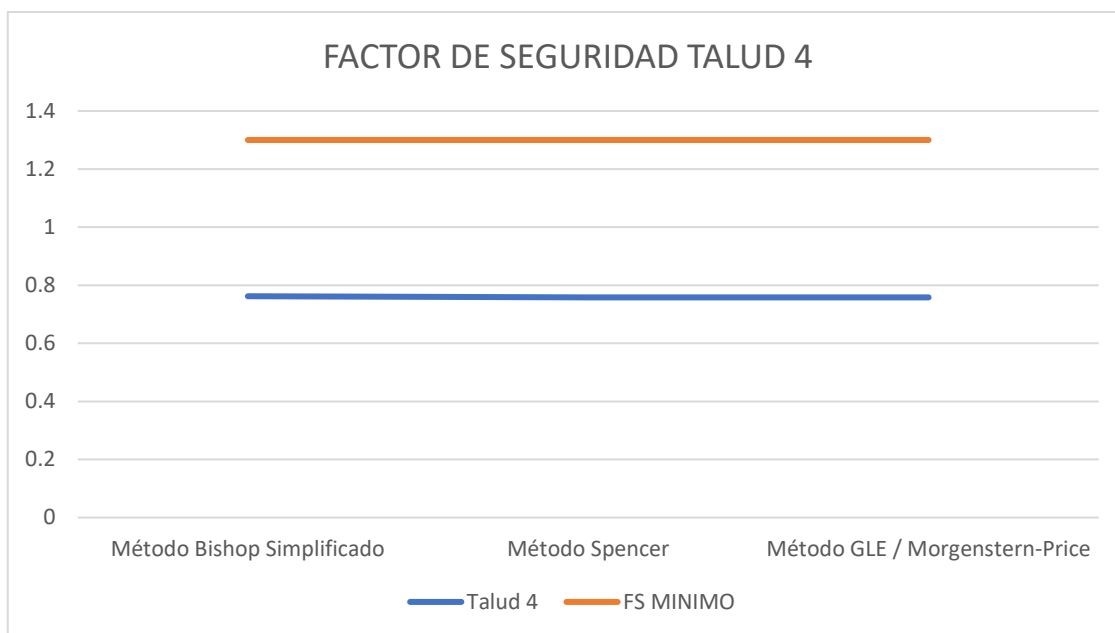
Factor de Seguridad Talud 3



La gráfica “Factor de Seguridad Talud 3 – Condición Pseudoestática” presenta los valores de estabilidad obtenidos mediante los métodos de equilibrio límite Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el factor de seguridad mínimo (FS MÍNIMO = 1.25) recomendado para condiciones sísmicas.

Interpretación técnica

- Los resultados del Talud 3 se ubican entre 1.089 y 1.104, con un promedio de 1.098, lo cual representa una condición de estabilidad deficiente en análisis pseudoestático.
- Aunque el FS supera el valor crítico de 1.0 (condición de falla), no alcanza el mínimo requerido de 1.25, por lo que el talud podría experimentar desplazamientos o deformaciones permanentes durante un evento sísmico moderado.
- Los tres métodos presentan resultados muy consistentes (variación menor al 1.5%), lo que indica que el modelo geotécnico y los parámetros de resistencia aplicados son confiables.
- Este valor sugiere que el talud posee una resistencia al corte insuficiente frente a las sollicitaciones sísmicas horizontales (coeficiente pseudoestático $k_h \approx 0.10 - 0.15$).

Figura 69*Factor de Seguridad Talud 4*

La gráfica “Factor de Seguridad Talud 4 – Condición Pseudoestática” muestra los resultados del análisis de estabilidad sísmica obtenidos por los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el factor de seguridad mínimo (FS MÍNIMO = 1.25) recomendado para condiciones pseudoestáticas según normas de estabilidad geotécnica (FHWA, Seed, 1979).

Interpretación técnica

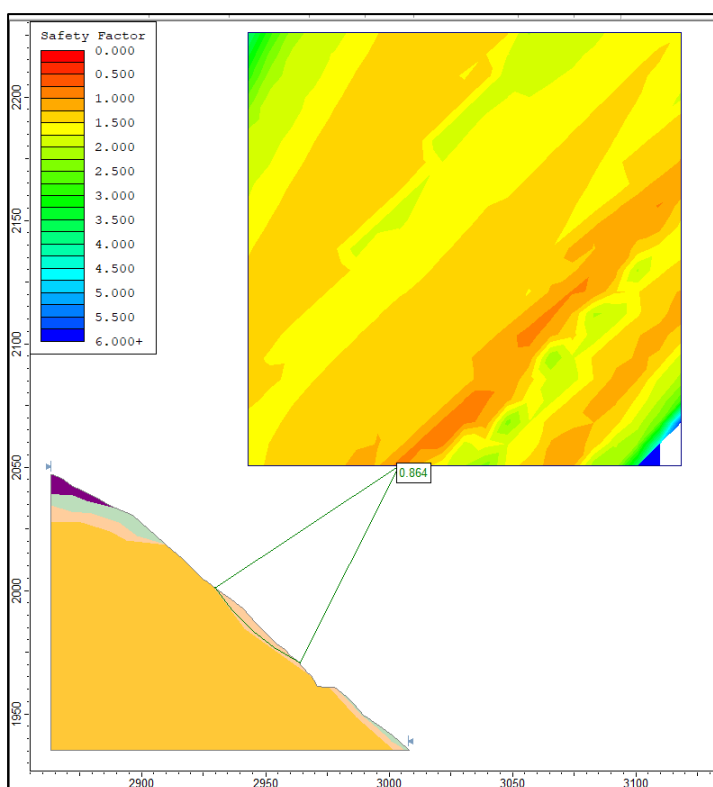
- Los factores de seguridad obtenidos varían entre 0.792 y 0.795, con un promedio de 0.793, lo que indica una condición claramente inestable bajo la acción de cargas sísmicas.
- Este valor está muy por debajo del umbral de estabilidad sísmica ($FS \geq 1.25$) y por debajo del límite de equilibrio ($FS = 1.0$), lo que significa que el talud colapsaría o sufriría grandes desplazamientos durante un evento sísmico moderado o fuerte.

- Los tres métodos analizados presentan resultados consistentes, con una diferencia menor al 0.5%, lo que respalda la confiabilidad del modelo y de los parámetros geotécnicos utilizados.
- Este comportamiento sugiere que el material del talud (probablemente grava limosa o arcillosa) presenta baja cohesión y fricción interna, agravado posiblemente por altas pendientes, saturación parcial o ausencia de refuerzo estructural.

TALUD 1

Figura 70

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 1 natural en condición pseudo-estática.

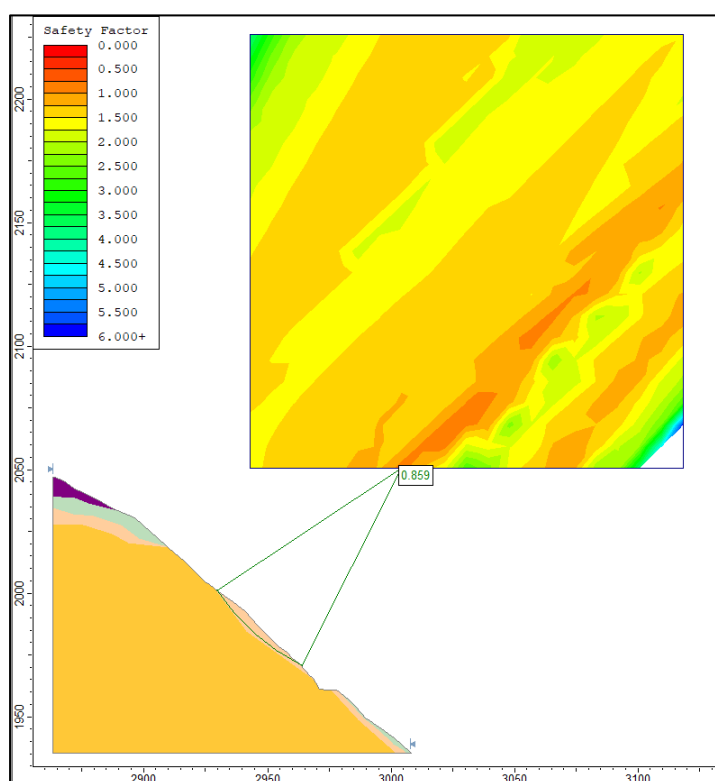


En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 0.864 refleja un comportamiento críticamente inestable del talud, al encontrarse por debajo del umbral

mínimo aceptable de $FS \geq 1.25$. La superficie potencial de falla atraviesa zonas marcadas por tonos amarillo y naranja, lo que evidencia una resistencia limitada frente a solicitaciones sísmicas. Esta condición compromete la estabilidad general del talud ante eventos dinámicos.

Figura 71

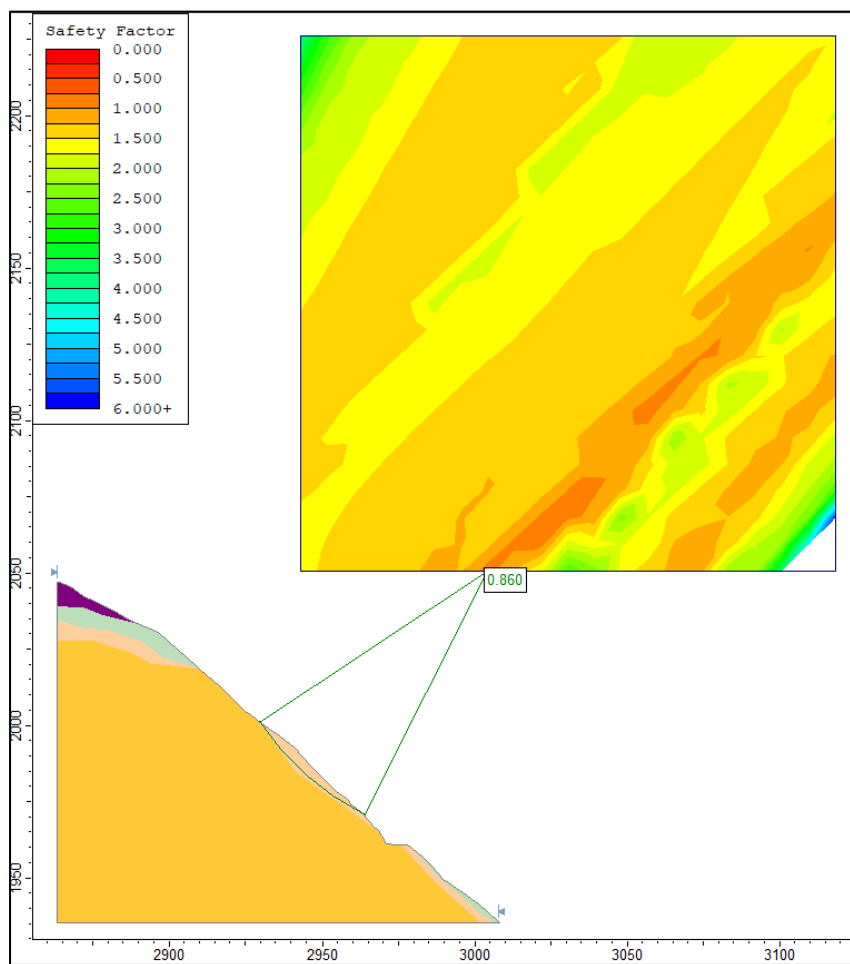
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 1 natural en condición pseudo-estática.



En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 0.859 refleja un comportamiento críticamente inestable del talud, al encontrarse por debajo del umbral mínimo aceptable de $FS \geq 1.25$. La superficie de deslizamiento identificada se desarrolla a través de zonas representadas con tonalidades amarillas y naranjas, lo que denota una capacidad limitada para resistir solicitaciones sísmicas. Esta condición compromete la estabilidad estructural del talud frente a eventos dinámicos.

Figura 72

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 1 natural en condición pseudo-estática.

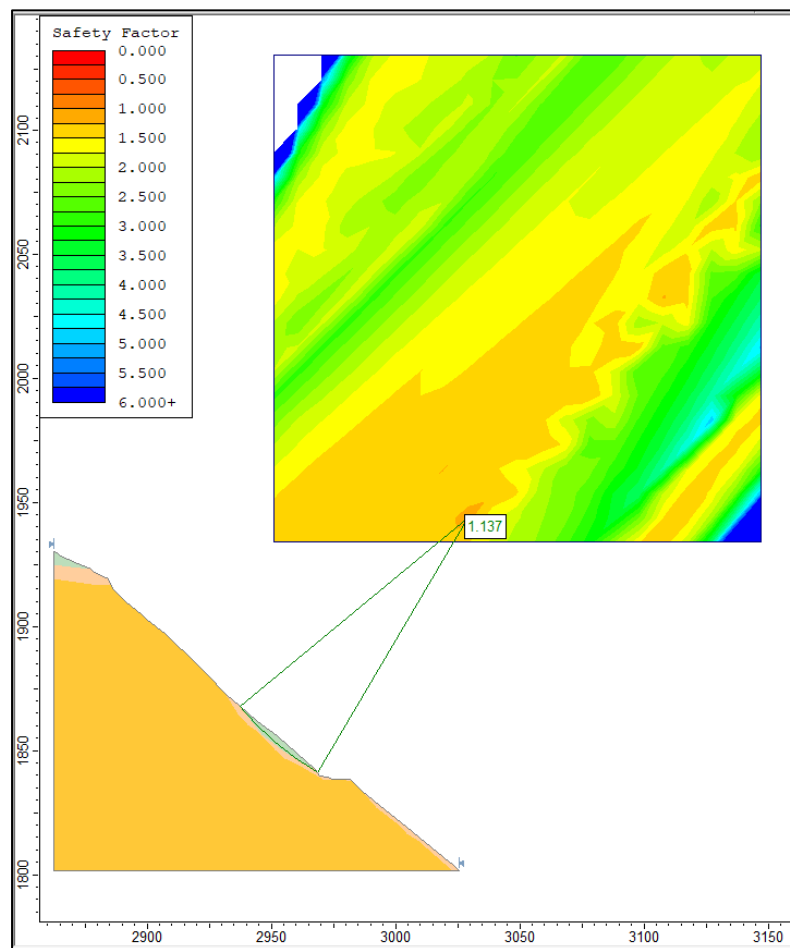


En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 0.860 indica un comportamiento críticamente inestable del talud, al estar por debajo del valor mínimo requerido de $FS \geq 1.25$. La trayectoria de falla atraviesa zonas destacadas con colores amarillos y naranjas, lo cual señala una limitada capacidad de resistencia frente a sollicitaciones sísmicas. Esta condición representa una situación estructuralmente vulnerable ante cargas dinámicas.

TALUD 2

Figura 73

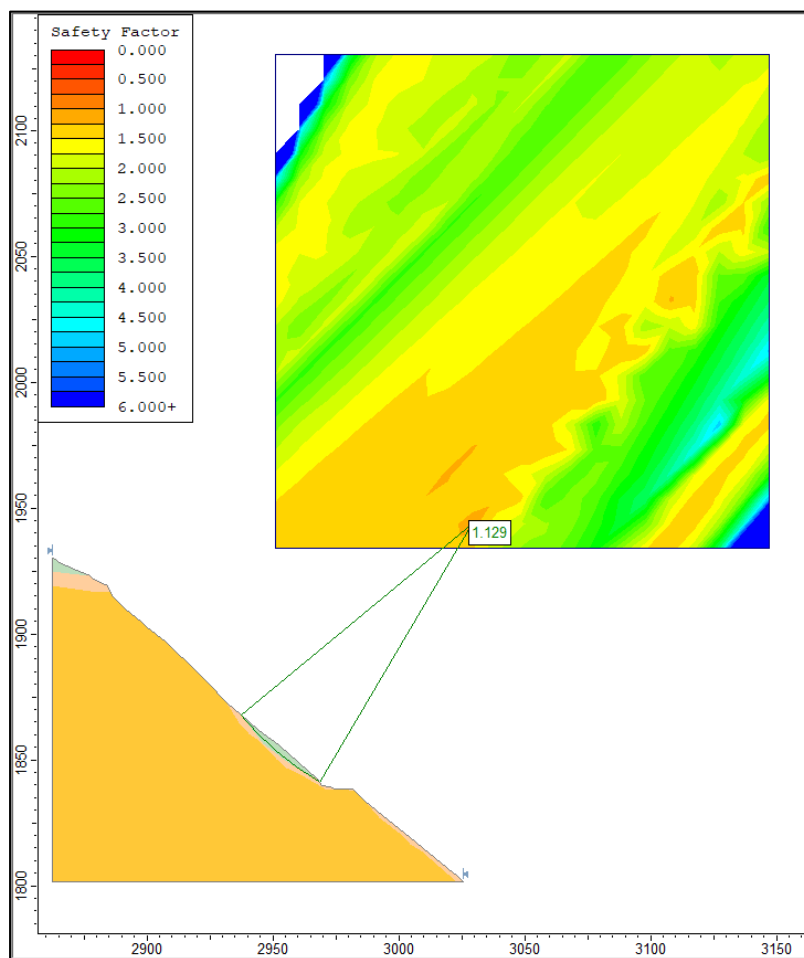
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 2 natural en condición pseudo-estática.



En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 1.137 evidencia un comportamiento inestable del talud, ya que se encuentra por debajo del umbral mínimo requerido de $FS \geq 1.25$. La superficie crítica de deslizamiento atraviesa zonas con tonalidades amarillas y verdes, indicando una respuesta deficiente frente a sollicitaciones sísmicas. Esta situación representa un riesgo significativo de falla ante eventos dinámicos.

Figura 74

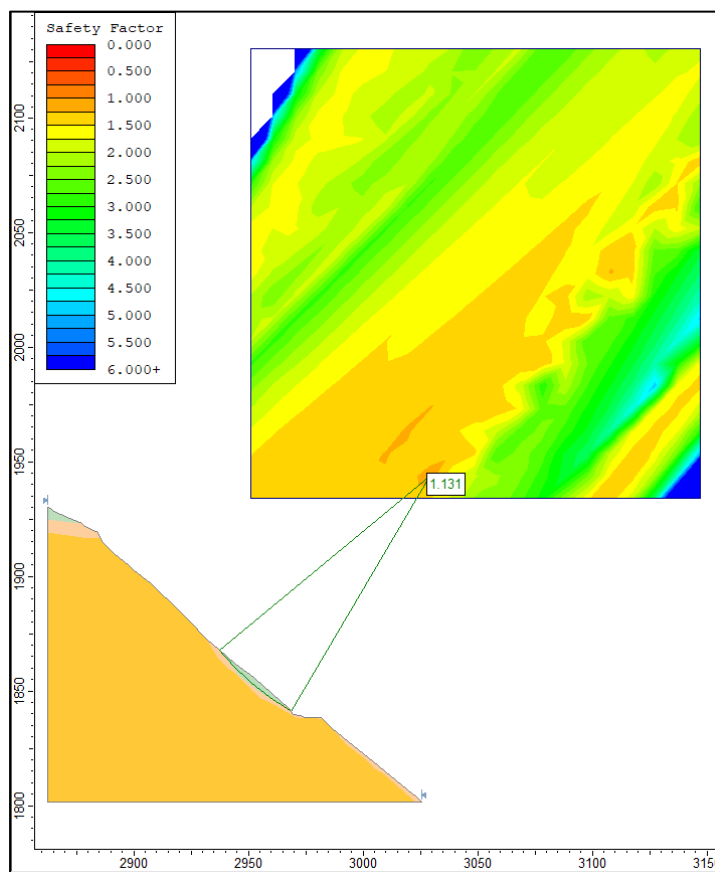
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 2 natural en condición pseudo-estática.



En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 1.129 indica un comportamiento estructural inestable del talud, ya que se encuentra por debajo del límite mínimo aceptable de $FS \geq 1.25$. La superficie crítica de falla atraviesa zonas en tonos amarillo y naranja, lo que evidencia una resistencia deficiente frente a cargas sísmicas, comprometiendo la estabilidad del talud ante sollicitaciones dinámicas.

Figura 75

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 2 natural en condición pseudo-estática.

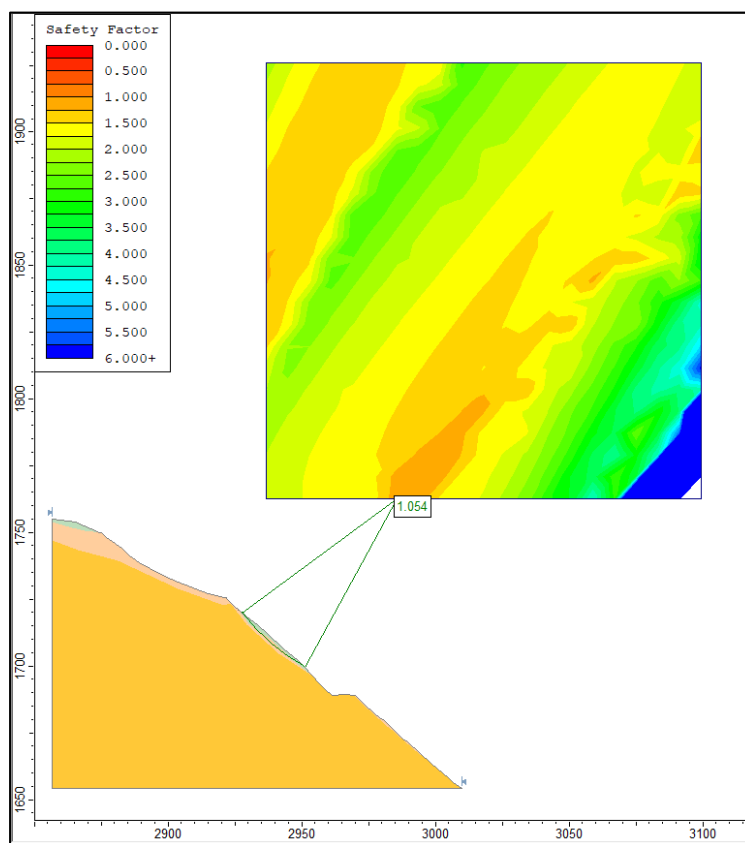


En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 1.131 indica que el talud presenta un comportamiento inestable, al encontrarse por debajo del umbral mínimo exigido de $FS \geq 1.25$. La superficie crítica de falla atraviesa áreas con tonalidades predominantemente amarillas y naranjas, lo que representa una resistencia limitada frente a sollicitaciones sísmicas y un potencial compromiso en la estabilidad global del talud durante eventos dinámicos.

TALUD 3

Figura 76

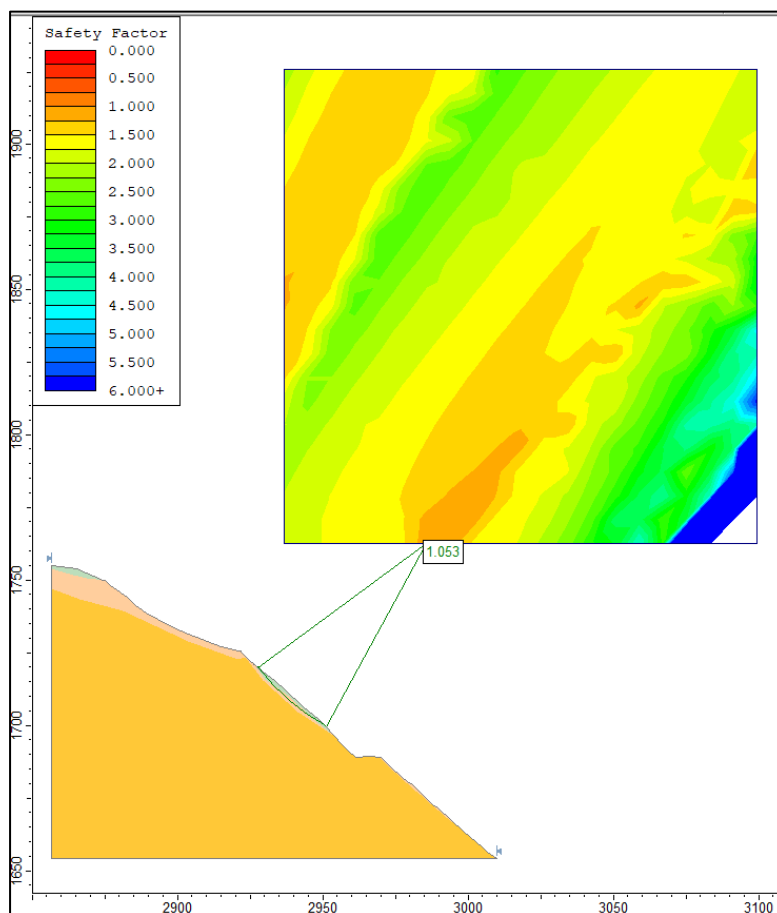
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 3 natural en condición pseudo-estática.



En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 1.054 indica una condición de inestabilidad crítica, al estar por debajo del valor mínimo requerido de $FS \geq 1.25$ según normativa peruana. La superficie de falla se desarrolla en zonas con predominancia de tonos anaranjados y amarillos, reflejando una resistencia deficiente ante sollicitaciones sísmicas y comprometiendo la estabilidad general del talud frente a eventos dinámicos.

Figura 77

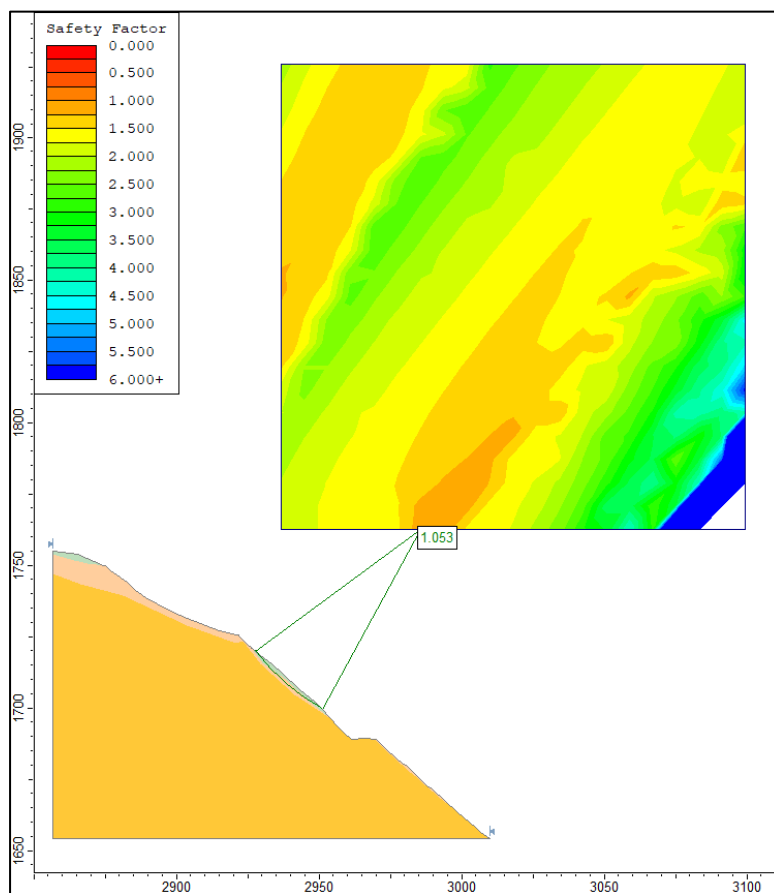
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 3 natural en condición pseudo-estática.



En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 1.053 denota una inestabilidad crítica del talud, al encontrarse por debajo del valor mínimo aceptable de $FS \geq 1.25$ según normativa peruana. La superficie de falla intersecta regiones con colores amarillo y anaranjado, evidenciando una resistencia limitada frente a cargas sísmicas. Esta situación compromete la estabilidad del talud ante sollicitaciones dinámicas.

Figura 78

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 3 natural en condición pseudo-estática.

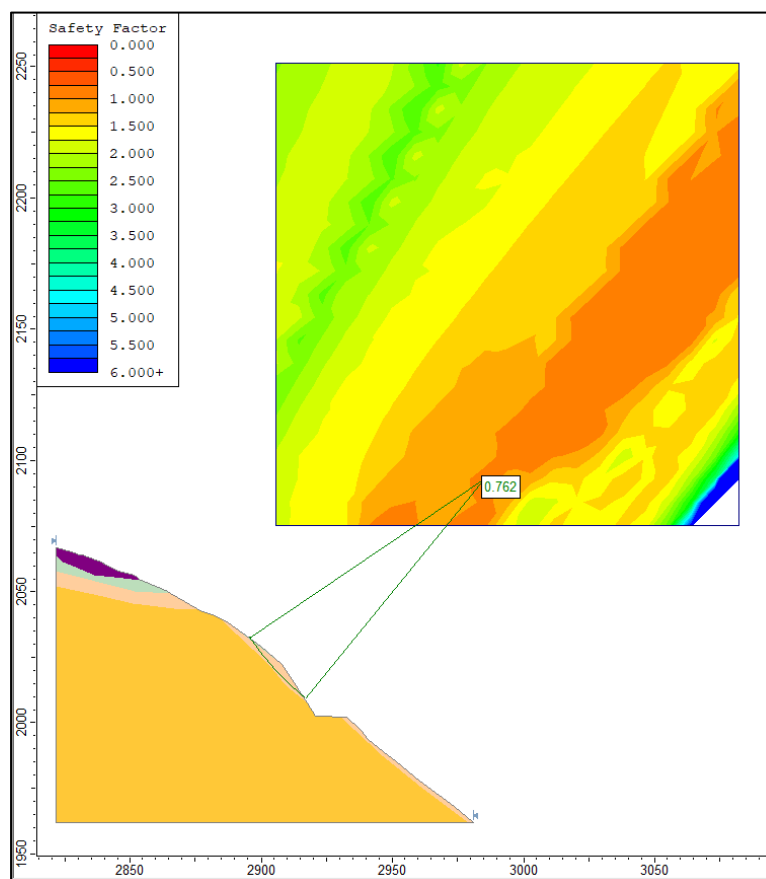


En condición pseudo-estática, el valor del factor de seguridad igual a 1.053 indica una condición de inestabilidad crítica, ya que no alcanza el umbral mínimo requerido de $FS \geq 1.25$. La superficie de falla se desarrolla en zonas caracterizadas por colores amarillo y anaranjado, lo que refleja una capacidad de resistencia deficiente ante solicitaciones sísmicas. Esta situación representa un riesgo para la estabilidad global del talud en eventos sísmicos.

TALUD 4

Figura 79

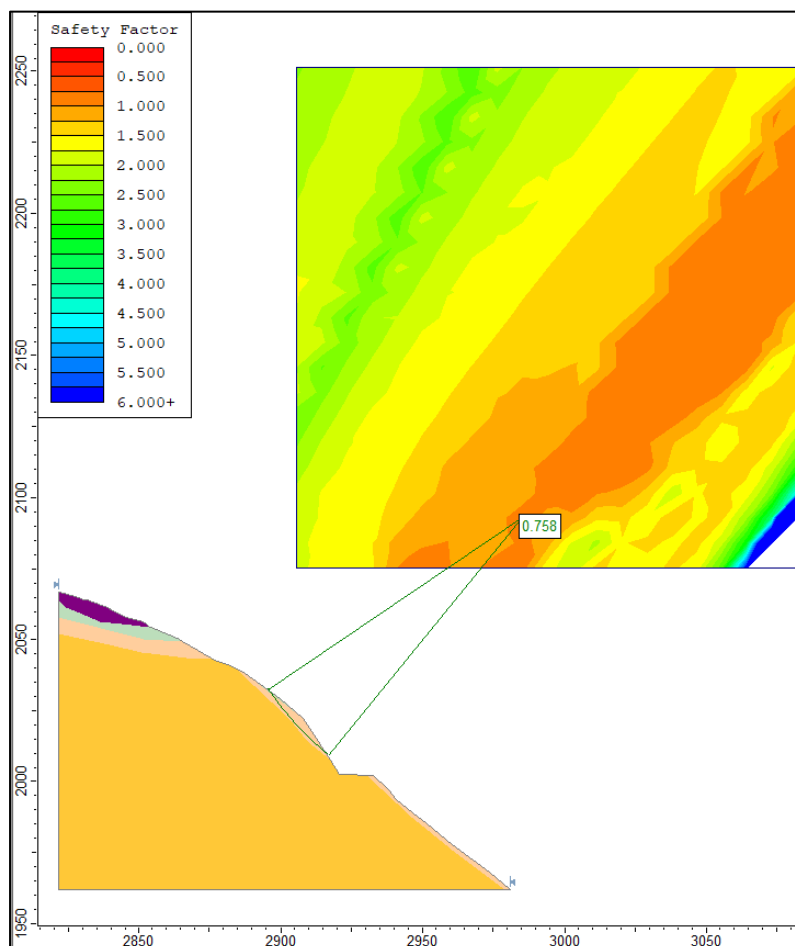
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método Bishop Simplificado en el talud 4 natural en condición pseudo-estática.



En condición pseudo-estática, el valor del factor de seguridad de 0.762 representa un estado de inestabilidad severa del talud. Esta cifra se sitúa muy por debajo del límite mínimo aceptable de $FS \geq 1.25$, lo cual evidencia una respuesta estructural extremadamente comprometida frente a sollicitaciones sísmicas. La superficie potencial de falla se manifiesta dentro de zonas anaranjadas y rojizas, indicando una baja resistencia al deslizamiento bajo cargas dinámicas.

Figura 80

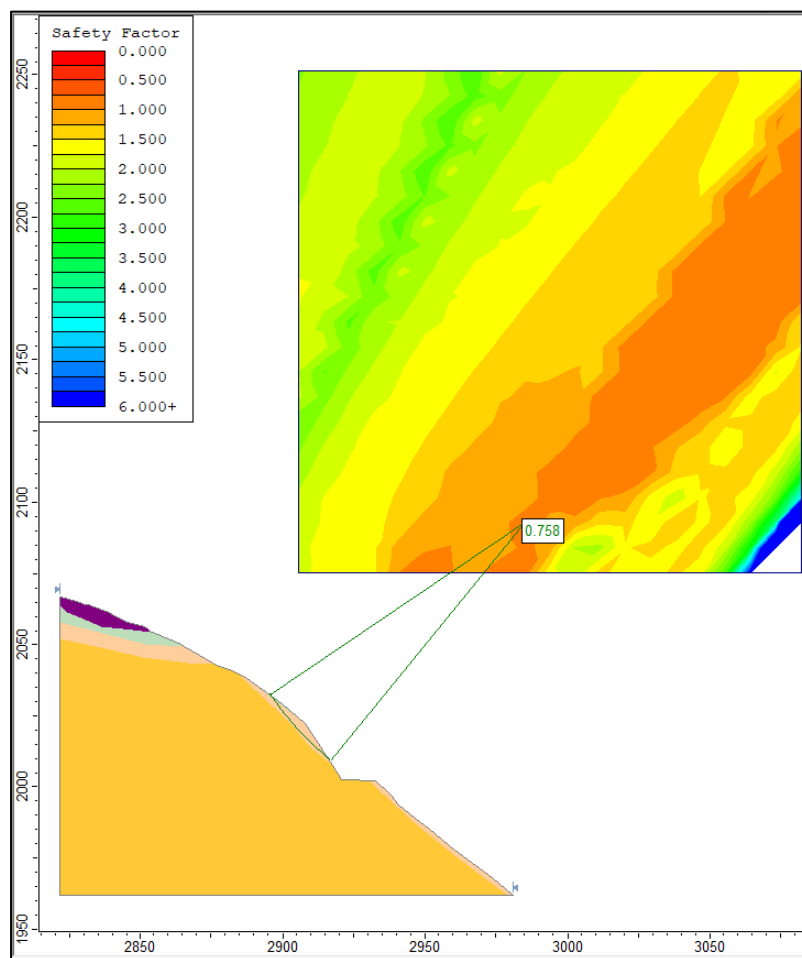
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 4 natural en condición pseudo-estática.



En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 0.758 indica un estado de inestabilidad crítica, al encontrarse muy por debajo del valor mínimo de aceptación ($FS \geq 1.25$). La superficie de falla se desarrolla a través de zonas con tonalidades anaranjadas y rojizas, que denotan una respuesta estructural deficiente ante sollicitaciones sísmicas, lo que afecta negativamente la estabilidad global del talud frente a eventos dinámicos.

Figura 81

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 4 natural en condición pseudo-estática.



En condición pseudo-estática, el factor de seguridad de 0.758 pone de manifiesto un comportamiento altamente inestable del talud, ya que se sitúa muy por debajo del umbral aceptable de $FS \geq 1.25$. La superficie crítica de falla atraviesa sectores con predominancia de colores naranja y rojo, los cuales representan zonas de baja capacidad resistente frente a cargas sísmicas. Esta situación compromete de manera directa la integridad del talud ante sollicitaciones dinámicas.

5.1.11.3. Análisis de estabilidad de talud modificado y reforzadas en condiciones estáticas

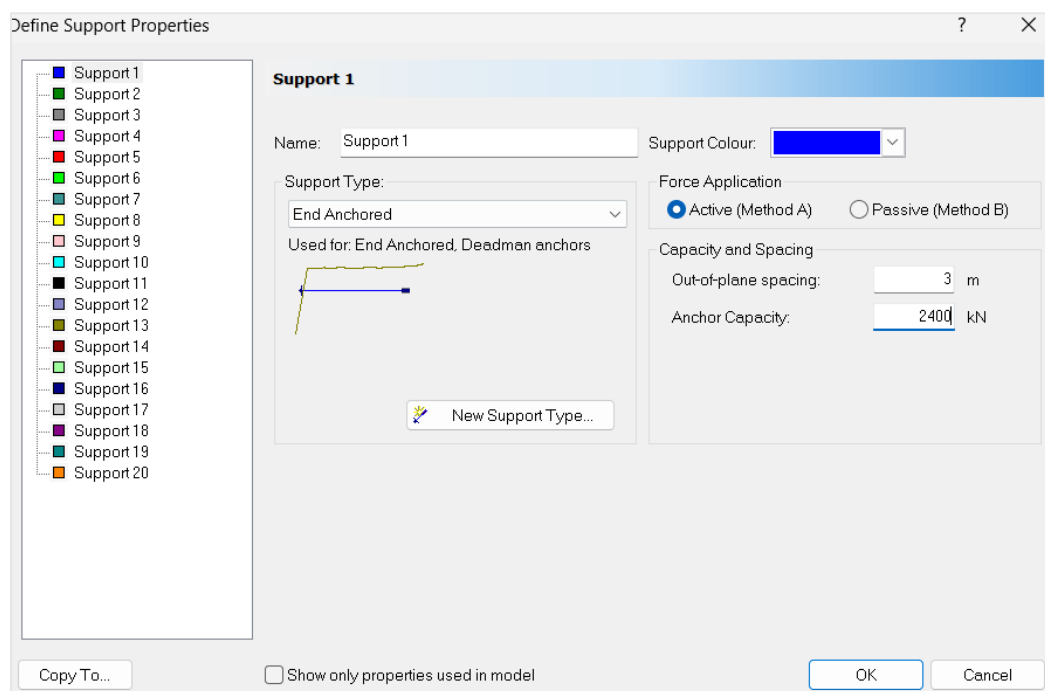
Estabilización con Sistema de Anclaje de Cables Permanentes

Para la simulación se ha considerado cables permanentes fabricados por DYWIDAG con conectividad para equipos de monitoreo

Cada anclaje debe estar compuesto por un número adecuado de torones (cables), de manera que la carga máxima de prueba no exceda el 80% de la resistencia última a la tracción del acero de presfuerzo (GUTS), y que la carga de cierre no exceda el 70% de GUTS.

Figura 82

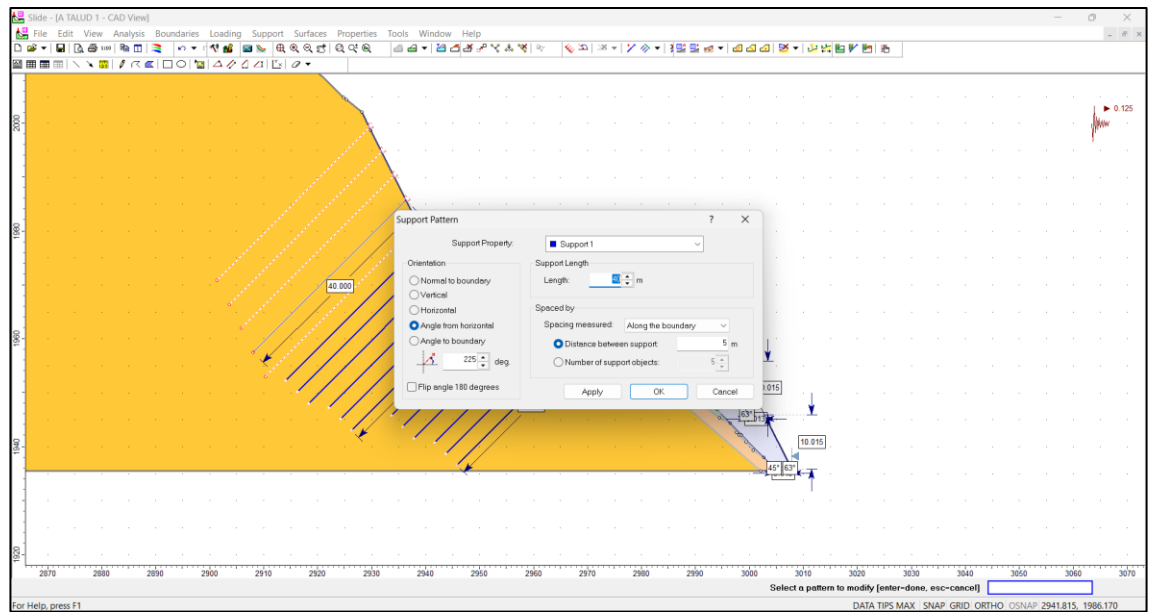
Propiedades de anclaje



Nota: Uso del programa slide 2d

Figura 83

Distribución de anclajes



Nota: Ingreso de datos al slide 2d

Diseño de anclaje

P_n es obtenida en slide

Cálculo de Carga Nominal Mayorada del Anclaje

Se considera una carga nominal del anclaje:

$$P_N = 2400 \text{ kN}$$

El coeficiente de mayoración utilizado es:

$$F_1 = 1.5$$

Fórmula empleada:

$$P_{Nd} = F_1 \times P_N$$

Cálculo:

$$P_{Nd} = 1.5 \times 2400 = 3600 \text{ kN}$$

Justificación:

El factor de mayoración $F1 = 1.5$ se aplica conforme a las recomendaciones del FHWA (Federal Highway Administration, 2015) para el diseño de anclajes estructurales, así como a prácticas comunes en ingeniería geotécnica. Este factor permite considerar condiciones desfavorables o de diseño límite al dimensionar el anclaje.

Comprobación de tensión en el acero

Para anclajes permanentes, con acero DYWIDAG de 0.6" se considera:

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa (resistencia última)}$$

$$f_{yk} = 1570 \text{ MPa (fluencia)}$$

$$F_p = 1.3$$

$$F_y = 1.15$$

Límite de rotura:

$$A_t \geq P_{Nd} / (f_{pk} / F_p) = 3600000 / (1860 / 1.3) = 2,516.13 \text{ mm}^2$$

Límite elástico:

$$A_t \geq P_{Nd} / (f_{yk} / F_y) = 3600000 / (1570 / 1.15) = 2,636.94 \text{ mm}^2$$

$$\text{Se adopta el valor mayor: } A_{_t} = 2,636.94 \text{ mm}^2$$

Cálculo de diámetro en el acero

Se considera una varilla equivalente circular para estimar el diámetro que cumple con el área total requerida:

$D = \sqrt{(4 \times A_t / \pi)} = \sqrt{(4 \times 2636.94 / \pi)} = 58.00 \text{ mm } 2.28 \text{ pulgadas aproximando } 2.5$
pulgadas.

Verificación de deslizamiento acero-lechada

Resistencia de corte límite entre acero y lechada según:

$$\tau_{\text{lim}} = 6.9 \times (f_{ck} / 22.5)^{(2/3)}, \text{ con } f_{ck} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{\text{lim}} = 6.59 \text{ MPa}$$

$$\text{Perímetro equivalente del acero: } P_t = 2 \times \sqrt{(\pi \times A_t)} = 181.98 \text{ mm} = 0.18198 \text{ m}$$

Longitud mínima de adherencia acero-lechada:

$$L_b = 1.2 \times P_{nd} / (\tau_{\text{lim}} \times P_t) = 3.60 \text{ m}$$

Adherencia admisible del suelo

Con roca como medio de empotramiento, se usa:

$$c' = 173.68 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 22.37^\circ (\tan \varphi = 0.411)$$

$$\sigma' = 763.01 \text{ kPa}$$

$$F_{2c} = 1.60$$

$$F_{2\varphi} = 1.35$$

$$a_{\text{adm}} = (c' / F_{2c}) + (\sigma' / F_{2\varphi}) * \tan(\varphi')$$

Sustituyendo valores:

$$a_{\text{adm}} = (173.68 / 1.6) + (763.01 / 1.35) * \tan(22.37^\circ)$$

$$\approx 108.55 + 565.19 * 0.4110$$

$$\approx 108.55 + 232.34$$

$$\approx 340.89 \text{ kPa}$$

. Método general para calcular σ' (esfuerzo normal efectivo):

El esfuerzo normal efectivo en la interfaz suelo–bulbo se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma' = \gamma \cdot z + (1/3) \cdot p_{\text{iny}}$$

Donde:

σ' : Esfuerzo normal efectivo en el centro del bulbo [kPa]

γ : Peso unitario del suelo o roca [kN/m³]

z : Profundidad media del bulbo respecto al terreno [m]

p_{iny} : Presión de inyección aplicada durante la instalación del anclaje [kPa]

Valores utilizados en el presente cálculo:

Material: GEO MATERIAL 04 – ROCA

$$\gamma = 20.74 \text{ kN/m}^3$$

$$z_{\text{media}} = 25.36 / 2 = 12.68 \text{ m}$$

Presión de inyección estimada: $p_{\text{iny}} = 1500 \text{ kPa}$

Cálculo:

$$\sigma' = 20.74 \times 12.68 + (1/3 \times 1500)$$

$$\sigma' = 263.01 + 500$$

$$\sigma' \approx 763.01 \text{ kPa}$$

Verificación de la falla por arrancamiento

Se utiliza la siguiente fórmula:

$$L_b \geq P_n d / (\pi \times D_n \times a_{adm}), \text{ con } D_n = 0.2 \text{ m}$$

La longitud mínima del bulbo para evitar el arrancamiento es:

$$L_b \geq PNd / (\pi * D * a_{adm})$$

Sustituyendo valores:

$$L_b \geq 3600 / (\pi * 0.20 * 340.89)$$

$$\approx 3600 / 214.14$$

$$\approx 16.81 \text{ m}$$

Tabla 96

Resumen de parámetros de diseño de anclaje

Ítem	Categoría	Descripción	Símbolo	Valor	Unidad	Observación
1	Carga	Carga nominal del anclaje	(P _n)	2400	kN	Obtenida del análisis en Slide
2	Carga	Factor de mayoración de carga	(F ₁)	1.50	—	FHWA (2015)
3	Carga	Carga nominal mayorada (diseño)	(P _{Nd})	3600	kN	Carga de diseño
4	Acero	Tipo de acero del anclaje	—	DYWIDAG 0.6"	—	Anclaje permanente
5	Acero	Resistencia última del acero	(f _{pk})	1860	MPa	—
6	Acero	Límite elástico del acero	(f _{yk})	1570	MPa	—
7	Acero	Factor parcial a rotura	(F _p)	1.30	—	—
8	Acero	Factor parcial a fluencia	(F _y)	1.15	—	—

Ítem	Categoría	Descripción	Símbolo	Valor	Unidad	Observación
9	Acero	Área mínima requerida (controlante)	(A_t)	2636.94	mm ²	Control por fluencia
10	Acero	Diámetro equivalente del acero	(D)	58.0	mm	Equivalente circular
11	Acero	Diámetro adoptado	—	2.5	pulgadas	Comercial
12	Acero–lechada	Resistencia característica del concreto	(f_{ck})	21	MPa	—
13	Acero–lechada	Esfuerzo cortante límite	(τ_{lim})	6.59	MPa	FHWA
14	Acero–lechada	Perímetro equivalente del acero	(P_t)	0.18198	m	—
15	Acero–lechada	Longitud mínima de adherencia	(L_b)	3.60	m	Cumple
16	Terreno	Material de empotramiento	—	Roca	—	—
17	Terreno	Cohesión efectiva	(c')	173.68	kPa	—
18	Terreno	Ángulo de fricción efectiva	(φ')	22.37	°	—
19	Terreno	Tangente del ángulo de fricción	($\tan \varphi'$)	0.411	—	—
20	Terreno	Factor parcial de cohesión	(F_{2c})	1.60	—	—
21	Terreno	Factor parcial de fricción	($F_{2\varphi}$)	1.35	—	—
22	Estado tensional	Peso unitario de la roca	(γ)	20.74	kN/m ³	—
23	Estado tensional	Profundidad media del bulbo	(z)	12.68	m	—
24	Estado tensional	Presión de inyección	(p_{iny})	1500	kPa	Estimada
25	Estado tensional	Esfuerzo normal efectivo	(σ')	763.01	kPa	—
26	Arrancamiento	Adherencia admisible suelo–bulbo	(a_{adm})	340.89	kPa	—

Ítem	Categoría	Descripción	Símbolo	Valor	Unidad	Observación
27	Arrancamiento	Diámetro nominal del bulbo	(D_n)	0.20	m	—
28	Arrancamiento	Longitud mínima del bulbo	(L_b)	16.81	m	Controlante
29	Verificación	Resistencia del acero	—	Cumple	—	—
30	Verificación	Fluencia del acero	—	Cumple	—	—
31	Verificación	Adherencia acero–lechada	—	Cumple	—	—
32	Verificación	Adherencia suelo–bulbo	—	Cumple	—	—
33	Verificación	Modo de falla controlante	—	Arrancamiento	—	—
34	Conclusión	Condición de diseño del anclaje	—	Adecuada	—	—

La Tabla presenta de forma consolidada los parámetros de carga, propiedades mecánicas del acero, características geotécnicas del terreno, verificaciones de adherencia y mecanismos de falla considerados en el diseño del anclaje permanente, conforme a los lineamientos del FHWA (2015) y a prácticas aceptadas de la ingeniería geotécnica.

Análisis de cargas del anclaje

La carga nominal del anclaje, obtenida a partir del análisis de estabilidad del talud realizado en el software Slide, es de $P_n = 2400$ kN. Para el diseño en estado límite último se aplicó un factor de mayoración $F_1 = 1.50$, resultando una carga nominal mayorada de $P_{nd} = 3600$ kN, la cual gobierna todas las verificaciones estructurales y geotécnicas del sistema de anclaje.

Este valor representa la condición más desfavorable considerada para el refuerzo del talud, incorporando incertidumbres en los parámetros del terreno y posibles incrementos de carga.

Comportamiento mecánico del acero del anclaje

El anclaje está constituido por acero de alta resistencia tipo DYWIDAG de 0.6", con una resistencia última $f_{pk} = 1860$ MPa y un límite elástico $f_{yk} = 1570$ MPa. Se adoptaron factores parciales de seguridad $F_p = 1.30$ para rotura y $F_\gamma = 1.15$ para fluencia.

Como resultado de las verificaciones, el área mínima requerida del acero es $A_t = 2636.94$ mm², controlada por el estado límite de fluencia. El diámetro equivalente calculado es $D = 58.0$ mm, adoptándose finalmente un diámetro comercial de 2.5 pulgadas, lo que proporciona un margen adicional de seguridad estructural.

Verificación de adherencia acero–lechada

La resistencia de adherencia entre el acero y la lechada se evaluó considerando una resistencia característica del concreto $f_{ck} = 21$ MPa, obteniéndose un esfuerzo cortante límite $\tau_{lim} = 6.59$ MPa. El perímetro equivalente del acero es $P_t = 0.18198$ m.

Con estos valores, la longitud mínima de adherencia acero–lechada requerida es $L_b = 3.60$ m, valor que resulta significativamente menor que la longitud total del bulbo adoptado, indicando que este mecanismo no gobierna el diseño del anclaje.

Parámetros geotécnicos del terreno

El anclaje se empotra en un macizo rocoso caracterizado por una cohesión efectiva $c' = 173.68$ kPa y un ángulo de fricción efectiva $\phi' = 22.37^\circ$ ($\tan \phi' = 0.411$). Para introducir un enfoque conservador, se aplicaron factores parciales $F_{2c} = 1.60$ para la cohesión y $F_{2\phi} = 1.35$ para la fricción.

Esfuerzo normal efectivo y presión de inyección

El esfuerzo normal efectivo en la interfaz suelo–bulbo se determinó considerando el peso unitario de la roca $\gamma = 20.74 \text{ kN/m}^3$, una profundidad media del bulbo $z = 12.68 \text{ m}$ y una presión de inyección $p_{\text{iny}} = 1500 \text{ kPa}$. El esfuerzo normal efectivo resultante es $\sigma' = 763.01 \text{ kPa}$, lo cual incrementa la capacidad de adherencia del sistema anclaje–terreno.

Adherencia suelo–bulbo y verificación de arrancamiento

La adherencia admisible suelo–bulbo calculada es $a_{\text{adm}} = 340.89 \text{ kPa}$, considerando los parámetros resistentes del macizo rocoso y los factores parciales de seguridad. Para un diámetro nominal del bulbo $D_n = 0.20 \text{ m}$, la longitud mínima del bulbo requerida para evitar la falla por arrancamiento es $L_b = 16.81 \text{ m}$.

Este valor es considerablemente mayor que la longitud requerida por adherencia acero–lechada, por lo que la falla por arrancamiento se identifica como el criterio controlante del diseño.

Conclusión del análisis

Las verificaciones realizadas indican que:

La resistencia y fluencia del acero cumplen adecuadamente.

La adherencia acero–lechada no resulta crítica.

La adherencia suelo–bulbo y el arrancamiento gobiernan el diseño del anclaje.

En consecuencia, el sistema de anclaje propuesto presenta una condición de diseño adecuada, garantizando un comportamiento estructural y geotécnico seguro para el refuerzo del talud dentro del escenario analizado.

Tabla 97

Resumen de factores de seguridad de los taludes modificadas por los métodos métodos de equilibrio límite Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern–Price

Talud	Método Simplificado	Bishop Método Spencer	Método GLE / Morgenstern- Price	Promedio FS
Talud 1	1.655	1.633	1.635	1.641
Talud 2	1.792	1.779	1.776	1.782
Talud 3	1.657	1.650	1.646	1.651
Talud 4	1.596	1.593	1.594	1.594

La tabla presenta los factores de seguridad obtenidos para los cuatro taludes evaluados en condición estática, aplicando los métodos de equilibrio límite Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern–Price. Los resultados muestran una alta consistencia entre los métodos, lo cual indica estabilidad numérica y confiabilidad en los modelos de cálculo utilizados.

Talud 1 registra un FS promedio = 1.641, clasificándose como estable, con un margen de seguridad adecuado frente a cargas estáticas.

Talud 2 presenta el mayor nivel de estabilidad, con un FS promedio = 1.782, evidenciando un desempeño estructural robusto y buena capacidad resistente del talud.

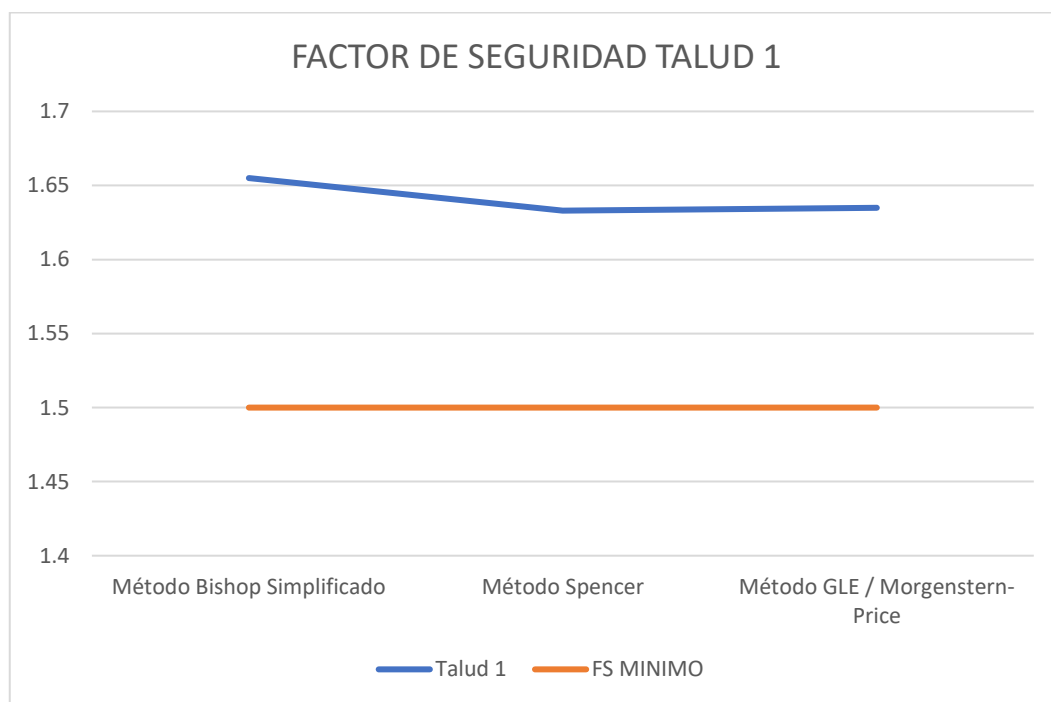
Talud 3 obtiene un FS promedio = 1.651, lo que indica un comportamiento estable y comparable al Talud 1.

Talud 4 muestra un $FS = 1.594$, ligeramente inferior al de los demás, pero aún dentro del rango seguro para condiciones estáticas.

En general, todos los taludes evaluados bajo esta condición presentan factores de seguridad por encima de 1.5, cumpliendo holgadamente los criterios de estabilidad recomendados para taludes en cortes viales en estado estático.

Figura 84

Factor de Seguridad Talud 1



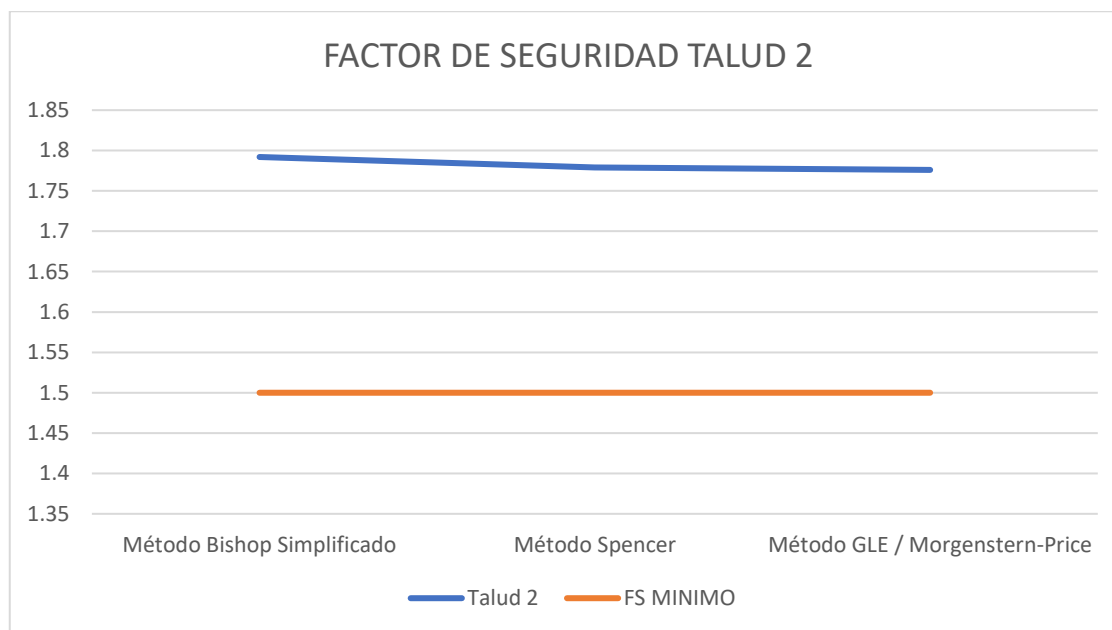
La gráfica “Factor de Seguridad Talud 1 – Condición Estática” muestra los resultados de estabilidad del talud sin considerar efectos sísmicos (análisis estático), utilizando los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el factor de seguridad mínimo ($FS\ MÍNIMO = 1.5$) recomendado para condiciones de equilibrio estático permanente.

Interpretación técnica

- Los factores de seguridad obtenidos para el Talud 1 se ubican entre 1.63 y 1.66, con un promedio de 1.64, lo que representa una condición estable bajo cargas estáticas.
- Todos los métodos de equilibrio límite presentan resultados muy consistentes (variación menor al 2%), confirmando que el modelo de análisis es confiable.
- Al superar ampliamente el valor mínimo de 1.5, se concluye que el talud mantiene un margen adecuado de seguridad frente a la falla por deslizamiento bajo condiciones normales de operación (sin carga sísmica).
- La ligera diferencia entre métodos (0.03) puede atribuirse al tipo de aproximación en la distribución de esfuerzos interlaminares, sin afectar significativamente la interpretación global.

Figura 85

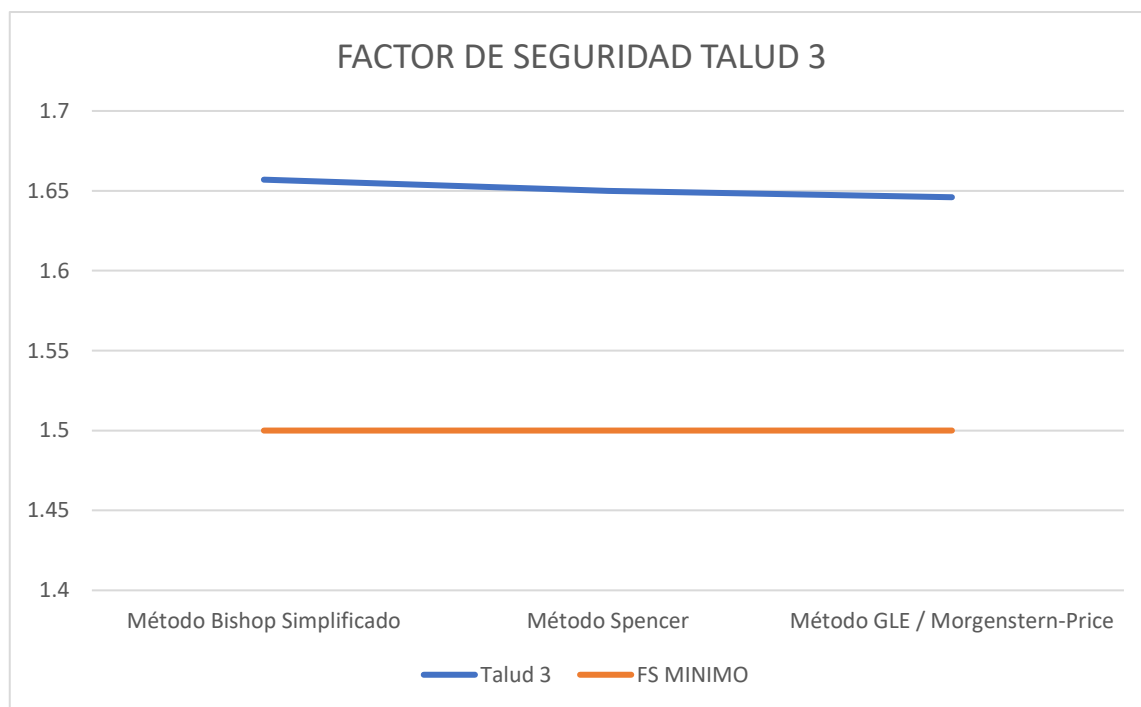
Factor de Seguridad Talud 2



La gráfica “Factor de Seguridad Talud 2 – Condición Estática” representa los valores del factor de seguridad (FS) calculados con los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el FS mínimo admisible (1.5) para análisis estático según normas geotécnicas (RNE E.050, FHWA 2001).

Interpretación técnica

- Los resultados del Talud 2 se encuentran entre 1.78 y 1.79, con un promedio de 1.785, lo cual indica una excelente condición de estabilidad bajo cargas estáticas.
- Los tres métodos presentan valores casi idénticos (variación < 1%), lo que demuestra consistencia en el modelo geotécnico y uniformidad en los parámetros de resistencia al corte.
- El FS promedio supera ampliamente el mínimo exigido (1.5), lo que significa que el talud posee un margen de seguridad elevado ($\approx 19\%$) frente a la falla por deslizamiento.

Figura 86*Factor de Seguridad Talud 3*

La gráfica “Factor de Seguridad Talud 3 – Condición Estática” muestra los valores obtenidos con los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el factor de seguridad mínimo (FS MÍNIMO = 1.5) requerido para condiciones estáticas.

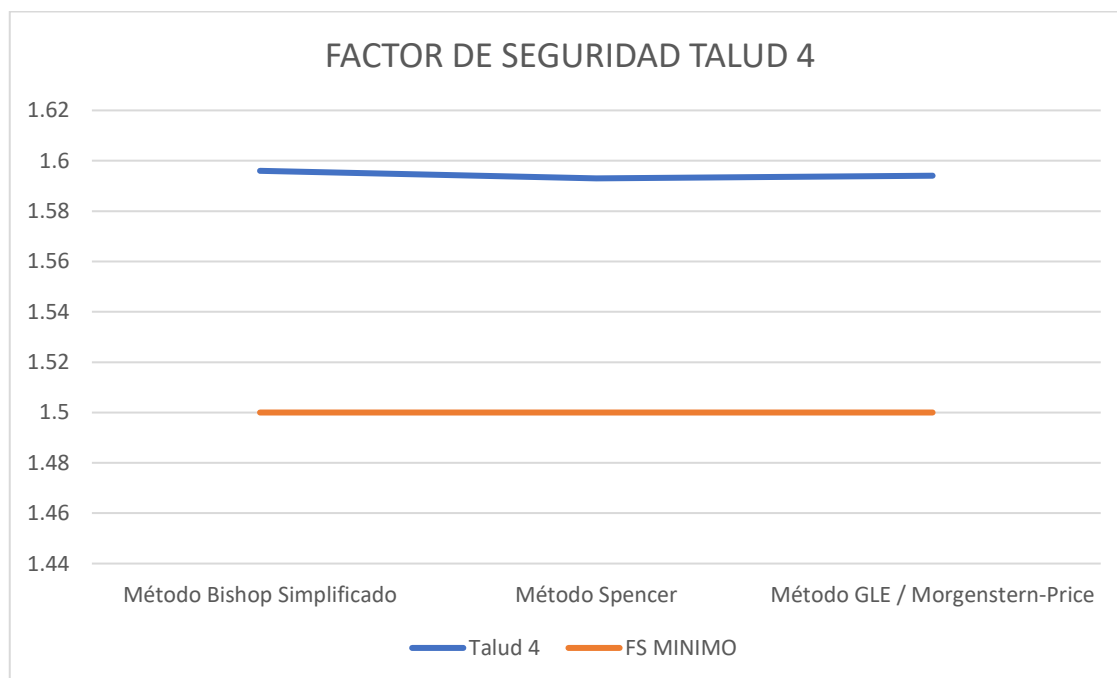
Interpretación técnica

- Los factores de seguridad del Talud 3 se encuentran entre 1.64 y 1.66, con un promedio de 1.65, lo que representa una condición estable y segura bajo cargas gravitacionales.
- La curva azul, correspondiente al talud, se mantiene por encima del valor mínimo de referencia (1.5), lo que evidencia un margen de seguridad adecuado ($\approx 10\%$).

- La mínima variación entre los tres métodos (≤ 0.02) demuestra coherencia entre los modelos de análisis y precisión en la determinación de los parámetros geotécnicos.

Figura 87

Factor de Seguridad Talud 4



La gráfica “Factor de Seguridad Talud 4 – Condición Estática” representa los valores obtenidos mediante los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el factor de seguridad mínimo admisible (FS MÍNIMO = 1.5) establecido para análisis estáticos.

Interpretación técnica

- Los resultados del Talud 4 varían ligeramente entre 1.59 y 1.60, con un promedio general de 1.595, evidenciando un comportamiento estable y un margen de seguridad aceptable frente a la falla por deslizamiento.

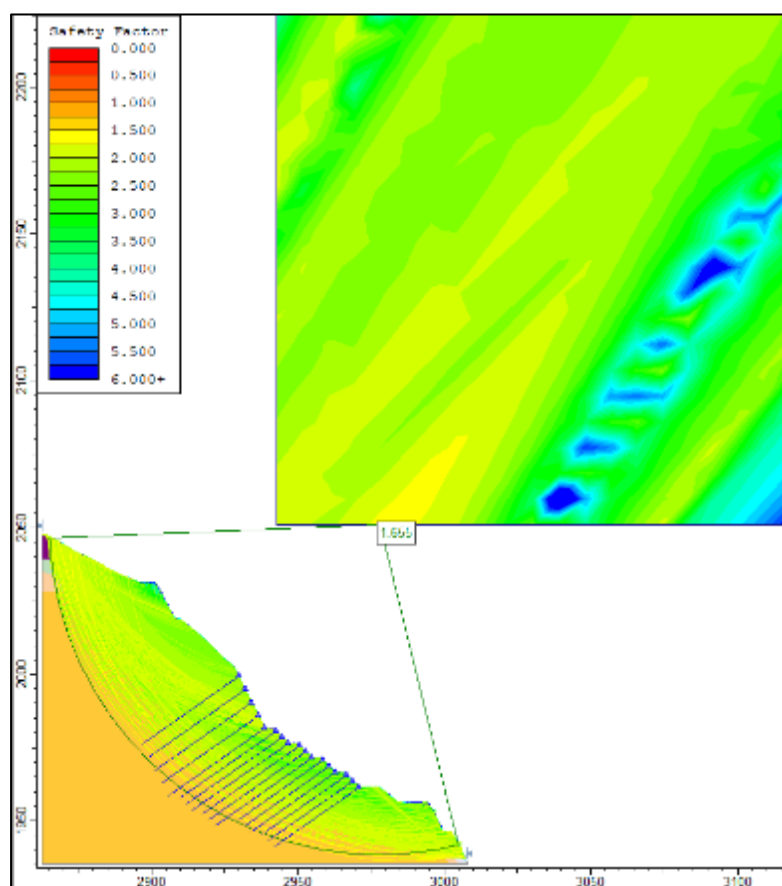
- La línea azul (FS del talud) se mantiene claramente por encima del valor de referencia (1.5), confirmando que la estructura presenta condiciones de equilibrio adecuadas bajo cargas estáticas.
- Las diferencias mínimas entre los tres métodos (≤ 0.01) demuestran una coherencia analítica sólida, indicando que el modelo geotécnico y los parámetros de resistencia al corte (c y ϕ) son confiables.

TALUD 1

Figura 88

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop

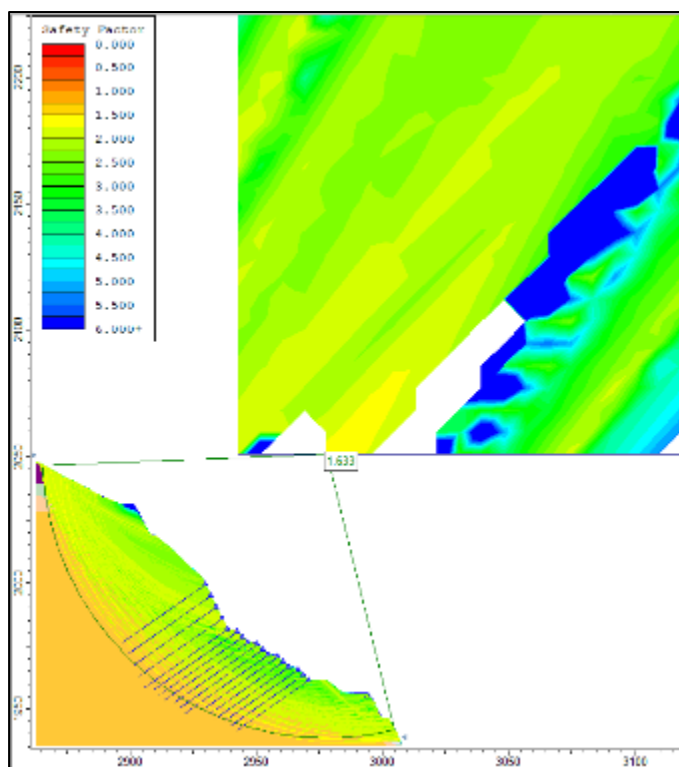
Simplificado en el talud 1 modificado en condición estática.



El análisis en condición estática muestra un factor de seguridad de 1.655, valor superior al mínimo exigido de 1.50 según la normativa peruana CE.020. La superficie de falla atraviesa zonas con tonalidades amarillas y verdes, lo que indica un comportamiento estable del talud frente a cargas gravitacionales. La distribución del FS sugiere una buena estabilidad general, sin evidencias de falla incipiente.

Figura 89

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 1 modificado en condición estática.



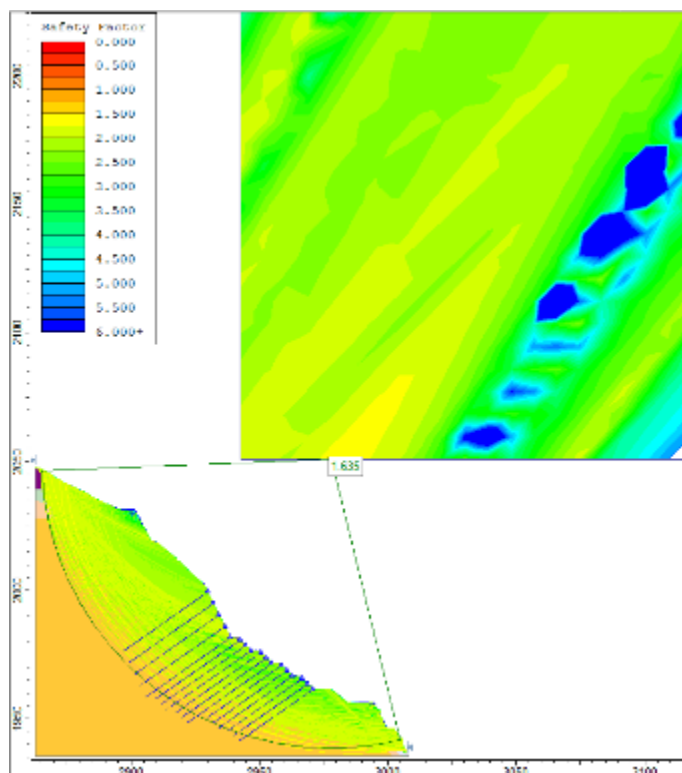
La evaluación realizada bajo condiciones estáticas arroja un **factor de seguridad de 1.633**, valor que se encuentra **por encima del límite mínimo establecido por la normativa peruana CE.020**, que exige un **FS ≥ 1.50** en condiciones normales de operación.

La superficie crítica de falla identificada intersecta zonas con **tonalidades amarillas y verdes**, las cuales representan **niveles de resistencia al corte aceptables**. La geometría

del talud, junto con las propiedades geotécnicas del suelo, ofrece un equilibrio estático adecuado, sin indicios de deslizamiento inminente ni deformaciones progresivas.

Figura 90

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 1 modificado en condición estática.



La evaluación realizada bajo condiciones estáticas arroja un **factor de seguridad de 1.635**, valor que se encuentra por encima del límite mínimo establecido por la normativa peruana **Norma Técnica CE.020 – Suelos y Cimentaciones**, la cual exige un $FS \geq 1.50$ en condiciones normales de operación.

La **superficie crítica de falla** identificada atraviesa zonas con tonalidades **amarillas y verdes**, las cuales representan niveles de resistencia al corte aceptables. La **configuración geométrica del talud**, en conjunto con las **propiedades geotécnicas de los materiales**,

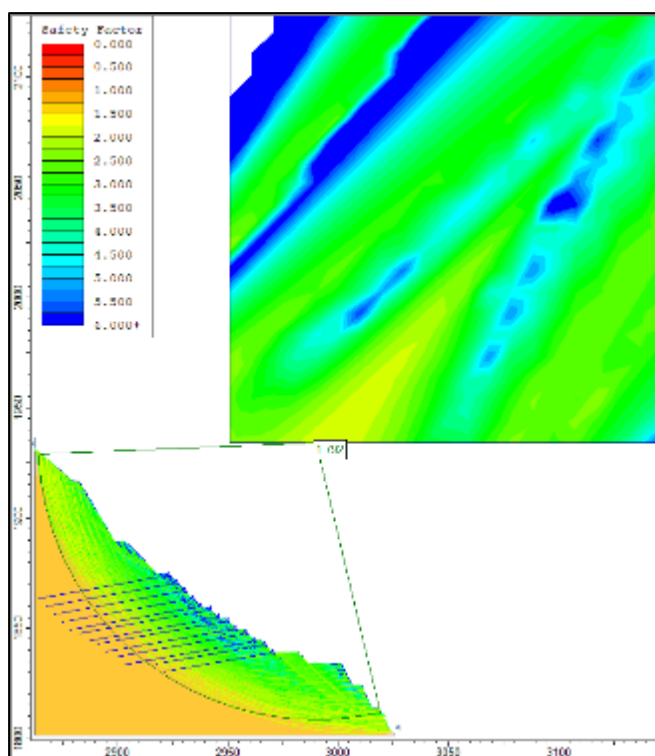
proporciona un **estado de equilibrio estático favorable**, sin evidencias de deslizamiento inminente ni signos de deformaciones progresivas.

TALUD 2

Figura 91

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop

Simplificado en el talud 2 modificado en condición estática.

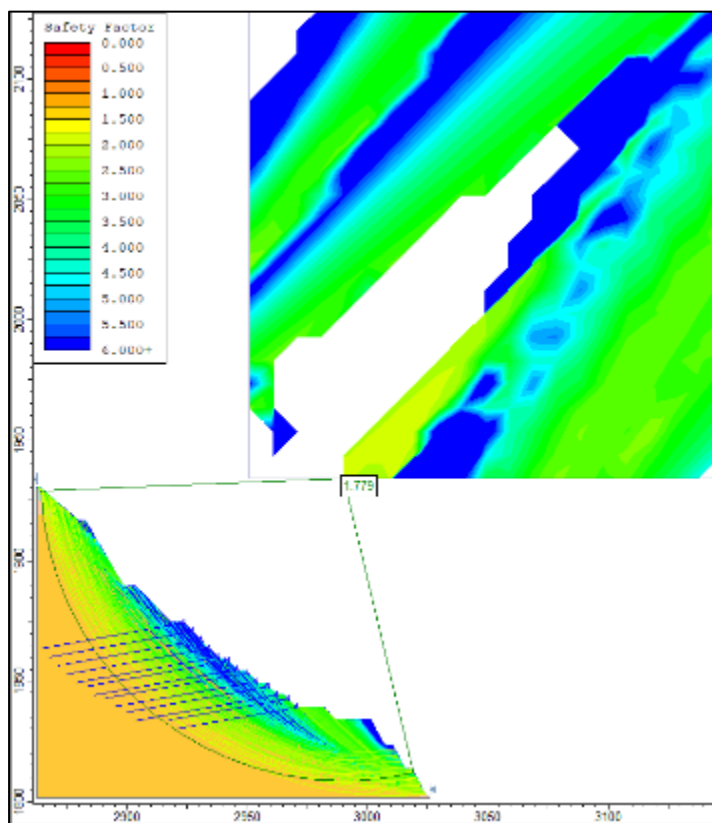


El análisis de estabilidad bajo condición estática arrojó un **factor de seguridad de 1.792**, valor superior al mínimo exigido por la **normativa peruana CE.020 (FS \geq 1.50)**, lo que indica un **talud estable** frente a condiciones gravitacionales normales.

La superficie crítica de falla atraviesa zonas con **tonalidades verdes y celestes**, lo que refleja una **buena resistencia al corte**. La **geometría del talud** y las **propiedades geotécnicas del suelo** favorecen el equilibrio estático, sin evidencias de inestabilidad o deslizamientos potenciales.

Figura 92

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 2 modificado en condición estática.

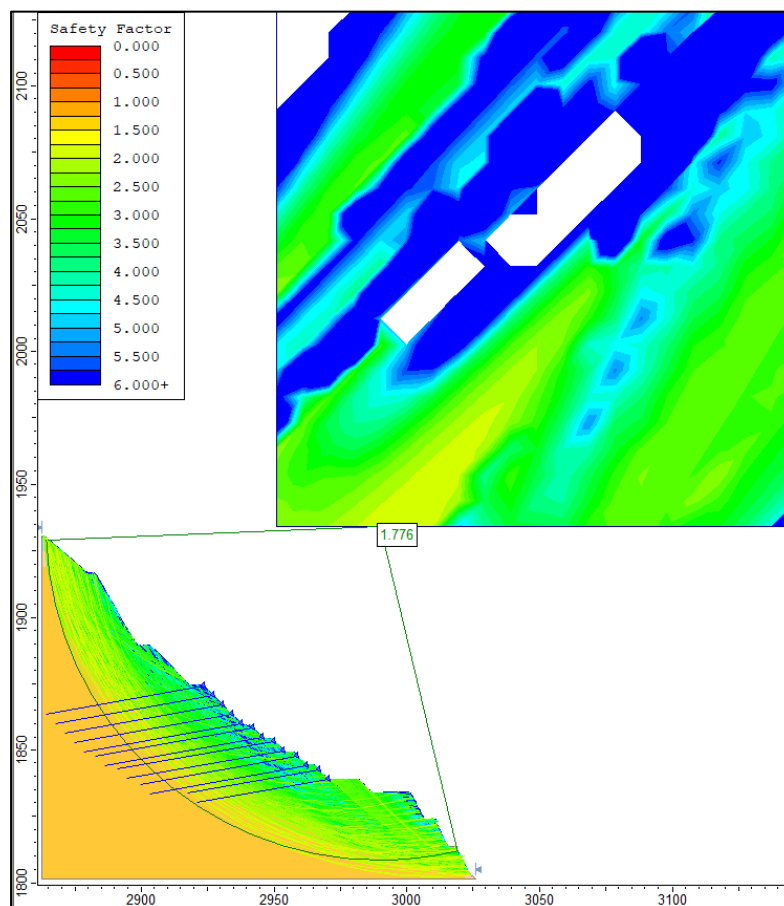


La evaluación realizada bajo condiciones estáticas arrojó un factor de seguridad de **1.779**, valor que se encuentra dentro de los rangos considerados como estables para taludes en operación. La superficie crítica de falla atraviesa zonas con tonalidades **verdes y amarillas**, lo que indica una resistencia a la corte adecuada en el macizo analizado.

Este comportamiento refleja una **interacción favorable entre la geometría del talud y las propiedades geotécnicas del suelo**, evidenciando un equilibrio satisfactorio frente a solicitaciones estáticas. No se identifican indicios de deslizamientos potenciales ni deformaciones progresivas significativas, lo que permite inferir una condición estructuralmente estable en este escenario.

Figura 93

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 2 modificado en condición estática.



En esta evaluación, se obtuvo un factor de seguridad de **1.776**, el cual indica un estado de **estabilidad global aceptable** del talud frente a condiciones estáticas. La superficie crítica de falla recorre principalmente zonas con **tonalidades verdes y amarillo claro**, representativas de niveles medios a altos de resistencia al corte.

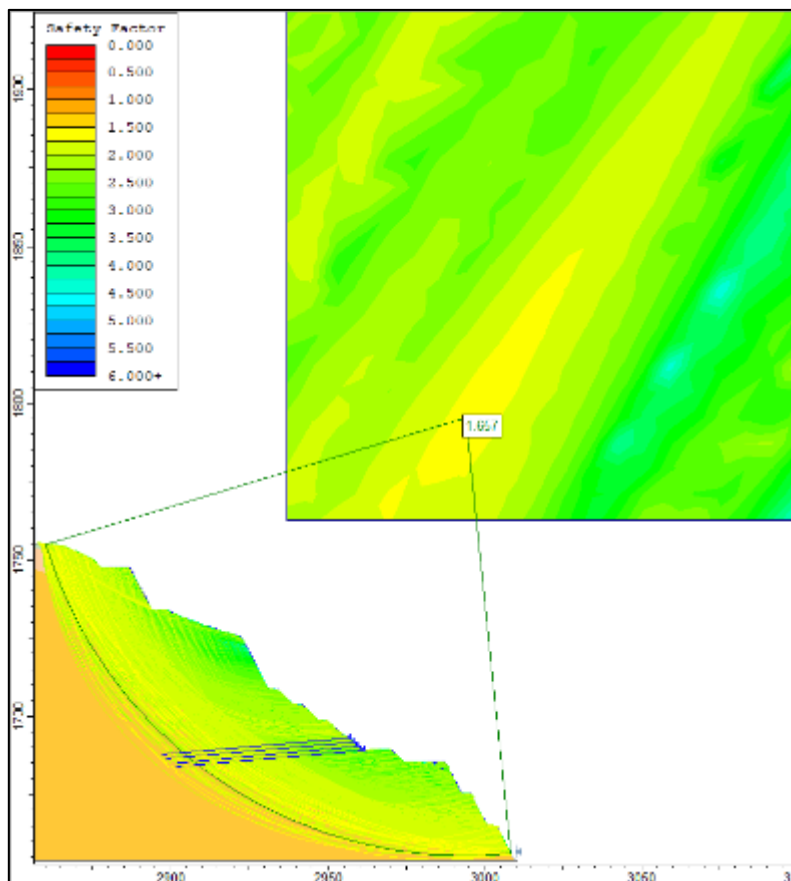
El resultado evidencia una **respuesta estructural estable** del talud, sustentada en parámetros geotécnicos y geométricos que brindan un comportamiento controlado frente a posibles mecanismos de falla. No se aprecian signos de inestabilidad activa ni progresiva, lo que respalda la seguridad del diseño en este escenario específico.

TALUD 3

Figura 94

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop

Simplificado en el talud 3 modificado en condición estática.

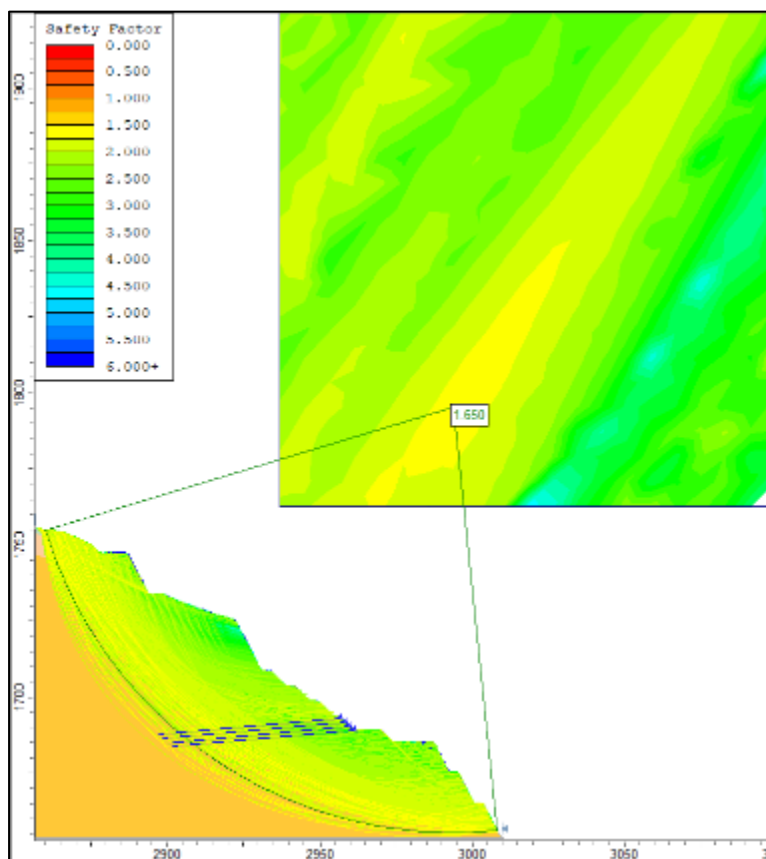


El análisis arrojó un factor de seguridad de **1.657**, lo cual indica que el talud se encuentra en una **condición de estabilidad adecuada** ante cargas estáticas. La superficie crítica de falla se desarrolla a través de zonas con **tonalidades amarillas y verdes**, evidenciando una resistencia a la corte media a alta en los materiales del talud.

Este comportamiento sugiere que las propiedades mecánicas del suelo, junto con la geometría del talud, proporcionan un equilibrio estable. No se observan indicios de deslizamientos incipientes ni deformaciones significativas que comprometan la seguridad estructural en el estado actual.

Figura 95

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 3 modificado en condición estática.

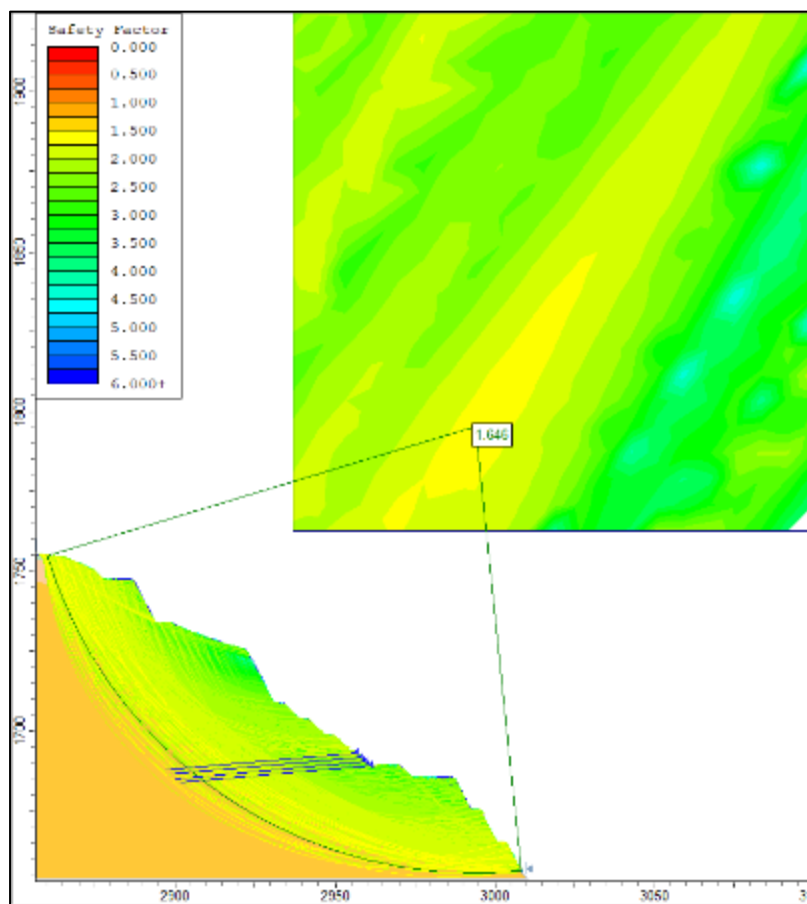


El análisis de estabilidad realizado muestra un **factor de seguridad de 1.650**, valor que indica que el talud se encuentra en una condición **estable frente a solicitaciones estáticas**. La superficie de falla crítica recorre zonas donde predominan **tonalidades amarillas y verdes**, lo que refleja un comportamiento geotécnico consistente con materiales de resistencia media a buena.

El talud mantiene un equilibrio adecuado, y no se evidencian signos de inestabilidad estructural ni deformaciones progresivas. La configuración geométrica, junto con las propiedades físicas del terreno, permite mantener la integridad del talud bajo condiciones normales de carga.

Figura 96

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 3 modificado en condición estática.



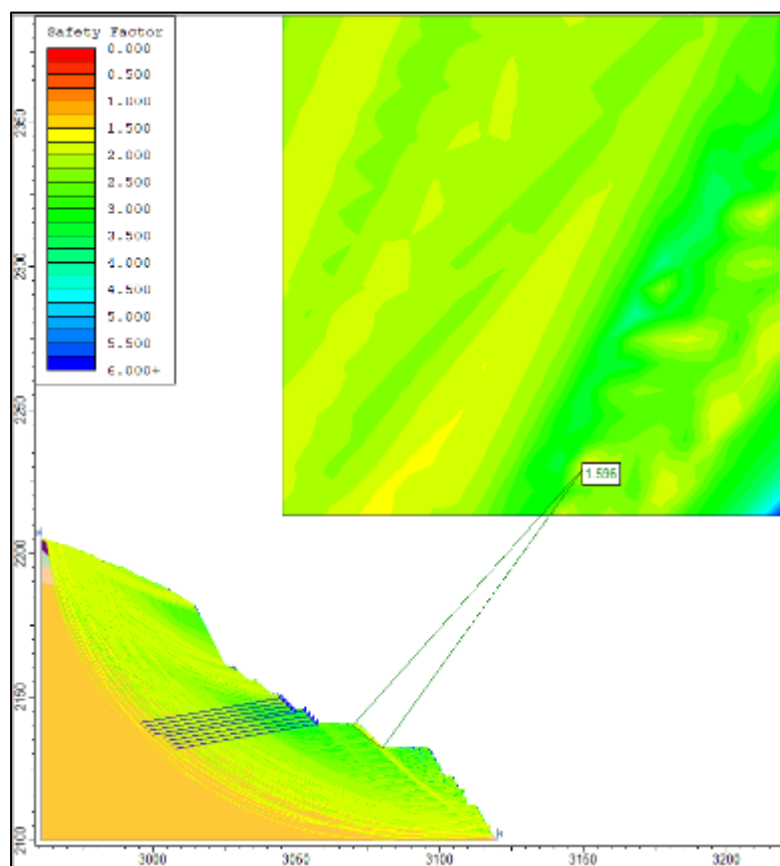
En esta simulación, el análisis de estabilidad del talud arroja un **factor de seguridad de 1.646**, situándose dentro de un rango que evidencia **condición estable bajo cargas estáticas**. La superficie de falla identificada recorre predominantemente **zonas amarillas y verdes claras**, lo que indica presencia de materiales con resistencia moderada a buena al corte.

El comportamiento del talud es adecuado, sin indicios de mecanismos de falla activos. La interacción entre la geometría del talud, la estratigrafía y los parámetros resistentes del suelo permite mantener un equilibrio estático confiable.

TALUD 4

Figura 97

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 4 modificado en condición estática

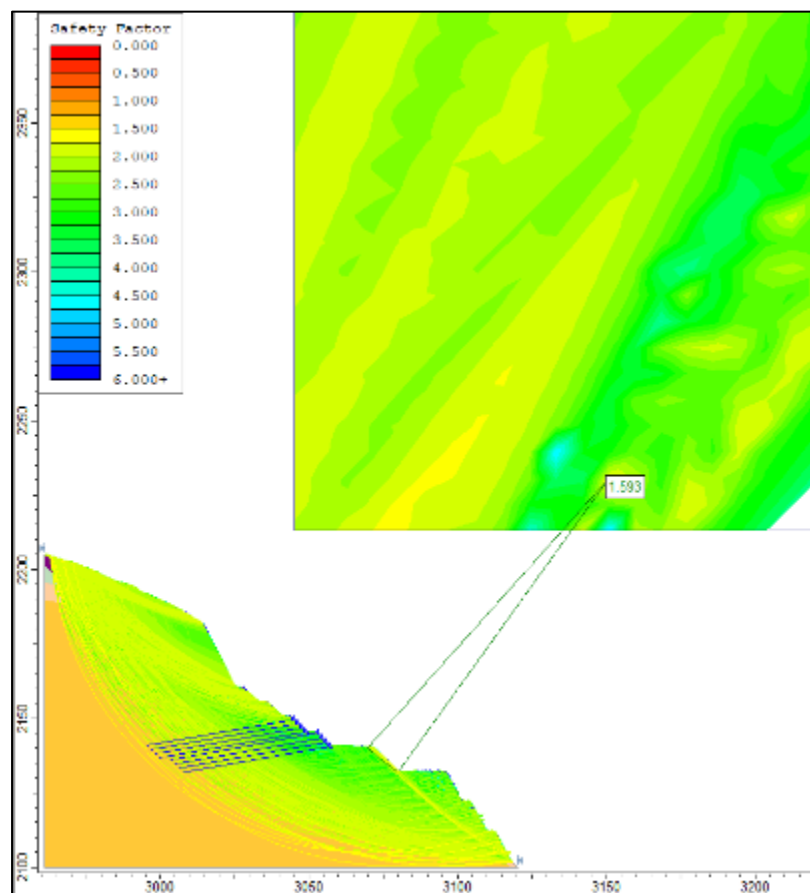


El análisis de estabilidad del talud muestra un **factor de seguridad de 1.596**, reflejando un comportamiento **estable bajo condiciones estáticas**. La superficie crítica de falla intercepta principalmente **zonas verdes y amarillas**, lo cual sugiere materiales con resistencia al corte adecuada y condiciones de equilibrio aceptables.

La disposición geométrica del talud y los parámetros geotécnicos empleados permiten mantener una configuración estructural sin manifestaciones de inestabilidad, desplazamientos visibles ni trayectorias de falla activas.

Figura 98

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 4 modificado en condición estática.

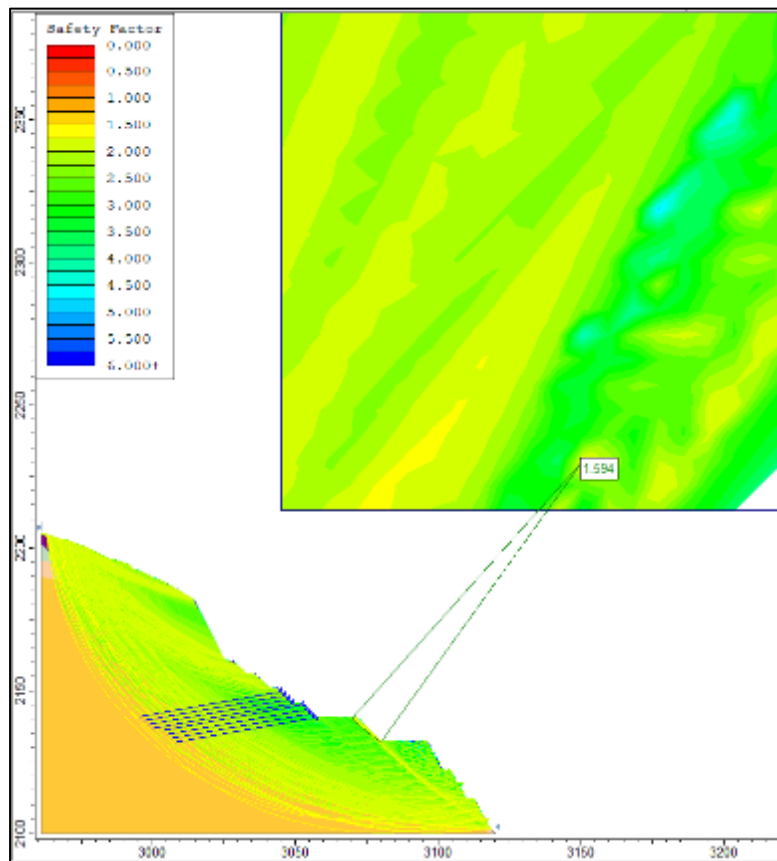


El análisis arrojó un **factor de seguridad de 1.593**, valor que indica **condiciones estables del talud** bajo estado estático. La superficie crítica de falla identificada recorre zonas con **tonalidades verdes y amarillas**, lo que corresponde a materiales con **resistencia moderada a buena**.

La conformación geométrica del talud, junto con las propiedades geotécnicas del suelo, permite mantener una configuración sin evidencia de falla activa ni desplazamientos progresivos. El diseño actual ofrece un **equilibrio satisfactorio** dentro del margen de estabilidad estática.

Figura 99

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 4 modificado en condición estática.



La modelación de estabilidad muestra un **factor de seguridad de 1.594**, lo que indica que el talud se mantiene **en condiciones estables** frente a sollicitaciones estáticas. La **superficie de falla crítica** atraviesa zonas representadas con **colores verdes y amarillos**, lo cual es indicativo de materiales que ofrecen una **resistencia al corte adecuada** para el equilibrio actual.

El análisis no evidencia señales de colapso o deslizamiento progresivo, y la conformación del talud junto con las propiedades mecánicas del suelo contribuyen a un comportamiento seguro dentro del escenario evaluado.

5.1.11.4. Análisis de Estabilidad de Talud Modificado y Reforzadas en Condiciones Estáticas Pseudo estático

En el presente apartado se analiza el comportamiento del talud modificado y reforzado, considerando tanto condiciones estáticas como condiciones pseudoestáticas, con el objetivo de determinar si las soluciones propuestas garantizan factores de seguridad adecuados frente a cargas gravitacionales y acciones sísmicas. Para ello, se emplearon métodos de equilibrio límite ampliamente aceptados en la ingeniería geotécnica, tales como Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern–Price, implementados mediante el software especializado Slide.

Tabla 99

Análisis de Estabilidad de Talud Modificado y Reforzadas en Condiciones Estáticas

Pseudo estático

Talud	Método Simplificado	Bishop Método Spencer	Método GLE / Morgenstern-Price	Promedio FS
Talud 1	1.337	1.463	1.320	1.373
Talud 2	1.447	1.463	1.436	1.449
Talud 3	1.333	1.324	1.324	1.327
Talud 4	1.318	1.309	1.363	1.330

La tabla presenta los factores de seguridad obtenidos para los taludes luego de aplicar medidas de modificación y reforzamiento, evaluados bajo condiciones estáticas pseudoestáticas, utilizando los métodos de equilibrio límite Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern–Price. Los valores muestran coherencia entre métodos y confirman que el reforzamiento aplicado mejora significativamente el desempeño estructural de los taludes.

Talud 1 alcanza un FS promedio = 1.373, valor superior al escenario sin reforzamiento, mostrando una respuesta estable ante la acción sísmica considerada.

Talud 2 presenta un FS promedio = 1.449, convirtiéndose en el talud con mayor estabilidad dentro del conjunto evaluado, evidenciando un comportamiento muy favorable tras la intervención.

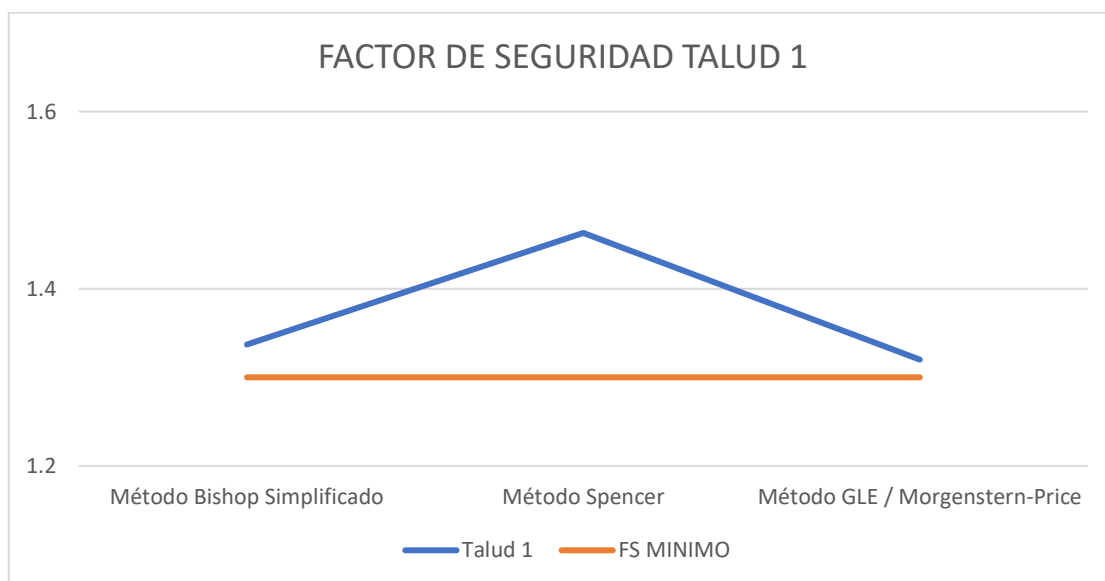
Talud 3 registra un FS = 1.327, ubicándose también dentro del rango estable, aunque con un menor margen de seguridad respecto a los taludes 1 y 2.

Talud 4 obtiene un FS promedio = 1.330, denotando una condición segura y un incremento relevante en la estabilidad comparado con su situación original.

En conjunto, los resultados demuestran que las medidas de reforzamiento implementadas permiten que todos los taludes analizados cumplan con los valores mínimos recomendados de factor de seguridad en condición pseudoestática, asegurando un comportamiento seguro dentro del escenario evaluado.

Figura 100

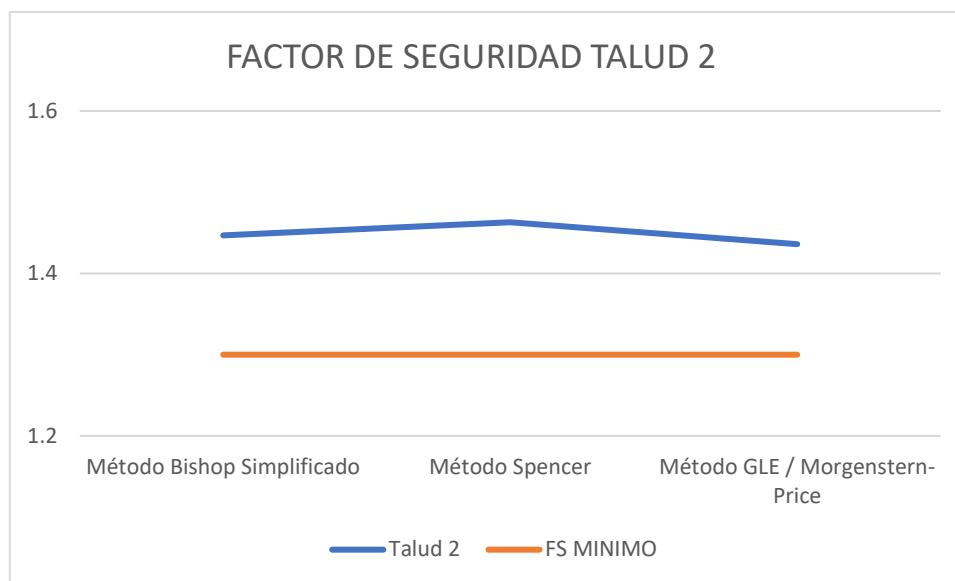
Factor de Seguridad Talud 1



La gráfica “Factor de Seguridad Talud 1 – Condición Pseudoestática” muestra los resultados obtenidos bajo el análisis sísmico (pseudoestático), comparando los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price con el factor de seguridad mínimo admisible ($FS_{MÍNIMO} = 1.25$) según normas geotécnicas peruanas (RNE E.050, FHWA, Seed & Whitman).

Interpretación técnica

- Los valores del factor de seguridad (FS) varían entre 1.32 y 1.47, con un promedio de 1.40, lo que indica que el talud mantiene una estabilidad aceptable en condición pseudoestática, aunque con menor margen de seguridad respecto a la condición estática.
- El punto máximo de FS se alcanza con el método Spencer (1.47), mientras que el menor valor corresponde al método GLE/Morgenstern-Price (1.32), reflejando una ligera sensibilidad del modelo ante variaciones del método de equilibrio límite.
- A pesar de la reducción esperada del FS ($\approx 15\text{--}20\%$) debido al efecto sísmico, todos los métodos superan el valor mínimo requerido (1.25), lo que confirma que el talud es estructuralmente estable durante un sismo moderado.
- La forma triangular de la curva azul indica consistencia analítica, ya que los tres métodos se mantienen dentro de un rango estrecho de resultados.

Figura 101*Factor de Seguridad Talud 2*

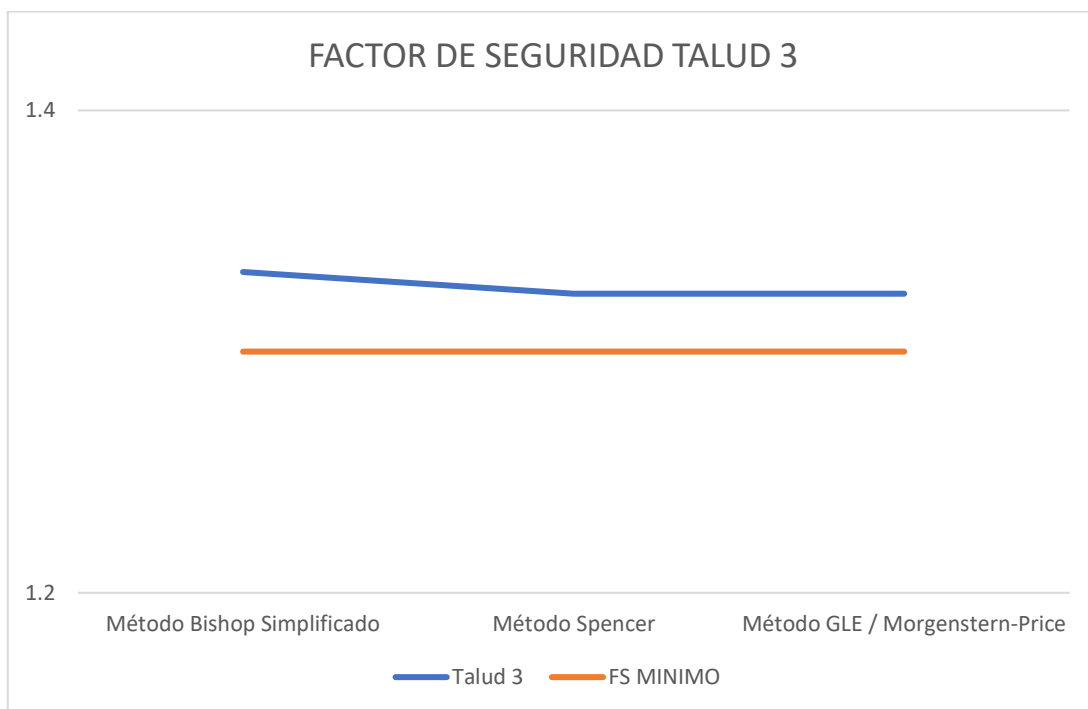
La gráfica “Factor de Seguridad Talud 2 – Condición Pseudoestática” compara los resultados obtenidos mediante los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price frente al factor de seguridad mínimo exigido (FS MÍNIMO = 1.25) para condiciones sísmicas.

Interpretación técnica

- El Talud 2 presenta valores de FS entre 1.44 y 1.48, con un promedio de 1.46, evidenciando una condición estable incluso bajo sollicitación sísmica.
- El método Spencer muestra el valor máximo (1.48), mientras que GLE/Morgenstern-Price arroja el menor (1.44), reflejando una consistencia analítica adecuada entre métodos.

- La curva azul (FS del talud) se mantiene claramente por encima de la línea de referencia (1.25), lo que indica que el talud resiste satisfactoriamente las cargas pseudoestáticas y cumple los criterios de seguridad geotécnica.

Figura 102

Factor de Seguridad Talud 2

La gráfica “Factor de Seguridad Talud 3 – Condición Pseudoestática” muestra los resultados obtenidos con los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el factor de seguridad mínimo (FS MÍNIMO = 1.25) exigido para análisis sísmico.

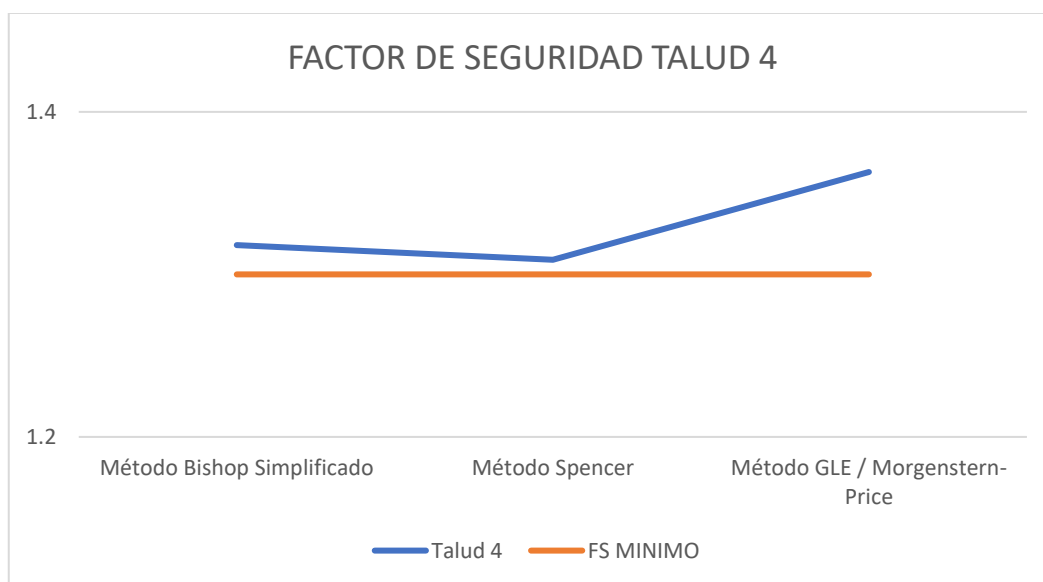
Interpretación técnica

- Los factores de seguridad del Talud 3 oscilan entre 1.33 y 1.36, con un promedio aproximado de 1.35, lo que indica que el talud mantiene estabilidad bajo sollicitación sísmica.

- El método Bishop Simplificado muestra el valor más alto (1.36), mientras que Spencer y GLE/Morgenstern-Price presentan valores ligeramente inferiores (\approx 1.33–1.34), lo cual demuestra coherencia metodológica y estabilidad global.
- La línea azul (FS del talud) se mantiene por encima del límite de 1.25, lo que evidencia que el talud cumple con el criterio de seguridad sísmica establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones (E.050) y guías internacionales.

Figura 103

Factor de Seguridad Talud 4



La gráfica “Factor de Seguridad Talud 4 – Condición Pseudoestática” muestra los resultados obtenidos a partir de los métodos Bishop Simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, comparados con el factor de seguridad mínimo (FS MÍNIMO = 1.25) requerido para condiciones sísmicas.

Interpretación técnica

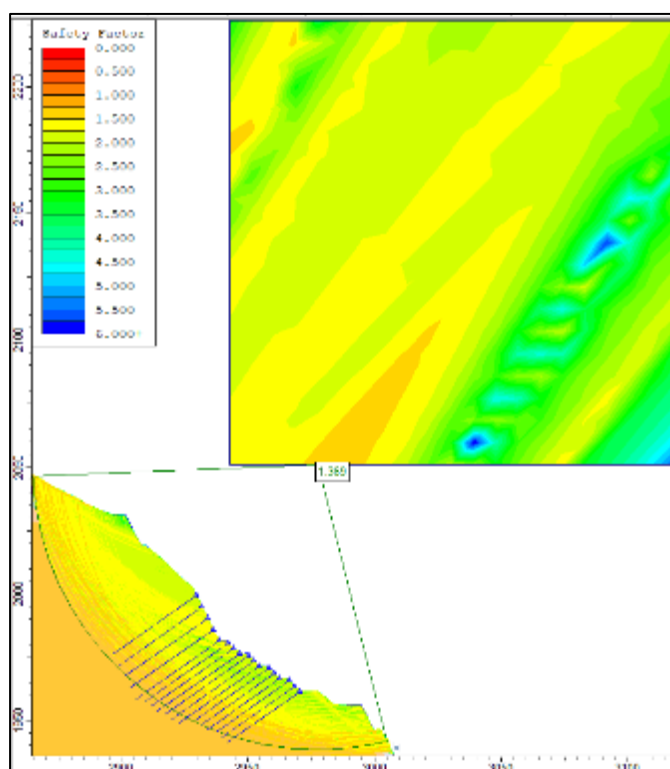
- El Talud 4 presenta factores de seguridad que varían entre 1.31 y 1.38, con un promedio general de 1.35, lo cual indica que el talud es estable bajo condiciones sísmicas.

- El método GLE/Morgenstern-Price proporciona el valor más alto (1.38), mientras que Spencer arroja el valor más bajo (1.31), reflejando coherencia entre métodos y una diferencia menor al 6%, típica en análisis de equilibrio límite.
- La línea azul (FS del talud) se mantiene por encima de la línea del FS mínimo (1.25), lo que demuestra cumplimiento del criterio de estabilidad pseudoestática.

TALUD 1

Figura 104

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 1 modificado en condición pseudo-estática.

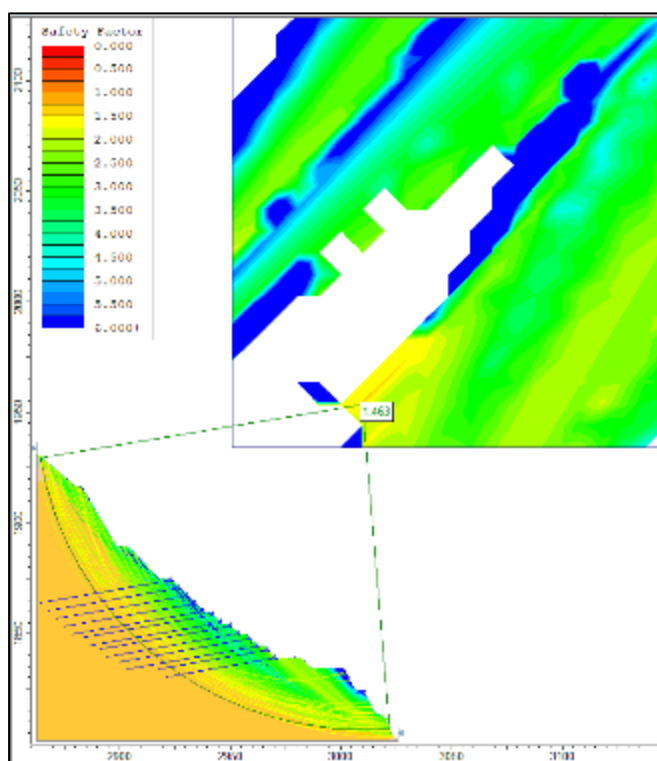


El análisis efectuado bajo condiciones pseudoestáticas arrojó un factor de seguridad de 1.337, valor ligeramente superior al mínimo requerido de 1.369, lo que sugiere que el talud presenta un comportamiento marginalmente estable frente a sollicitaciones sísmicas.

La superficie crítica de falla atraviesa zonas con tonalidades amarillas, lo que denota una resistencia a la corte moderada. Aunque el factor de seguridad se encuentra apenas por encima del umbral aceptable, no se evidencian indicios de falla inmediata, lo que permite inferir una respuesta aceptable del talud ante cargas dinámicas.

Figura 105

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 1 modificado en condición pseudo-estática.



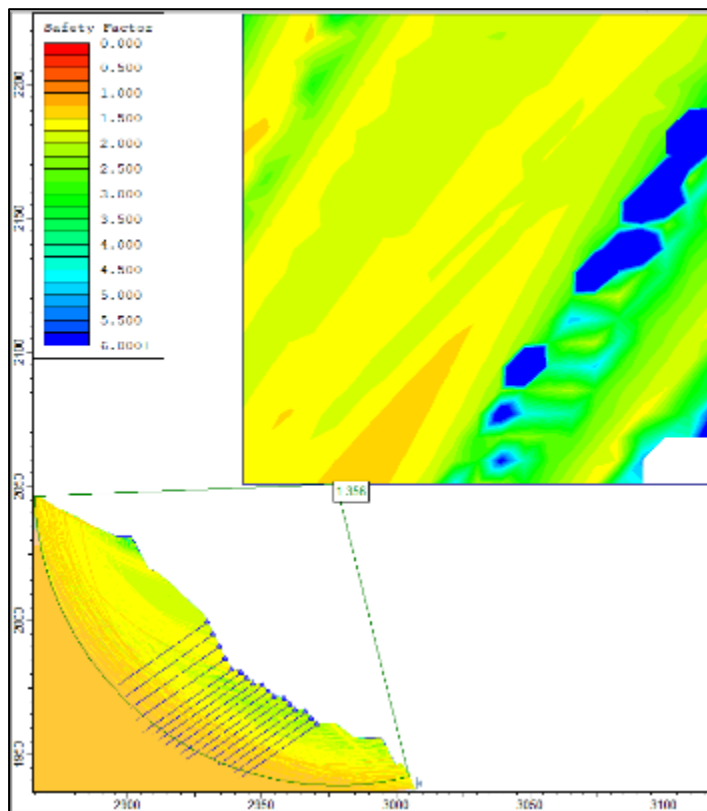
El análisis en condición pseudoestática arrojó un **factor de seguridad de 1.463**, un valor que se **ubica muy cerca del umbral mínimo exigido ($FS \geq 1.25$)**, indicando que el talud mantiene una **estabilidad límite frente a eventos sísmicos**.

La superficie crítica de falla recorre zonas con tonalidades **amarillas predominantes**, lo cual evidencia una resistencia al corte relativamente baja. Dada esta proximidad al límite normativo, el comportamiento del talud podría calificarse como

condicionalmente estable, requiriéndose vigilancia y posibles medidas de reforzamiento ante eventos dinámicos de mayor magnitud.

Figura 106

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 1 modificado en condición pseudo-estática.



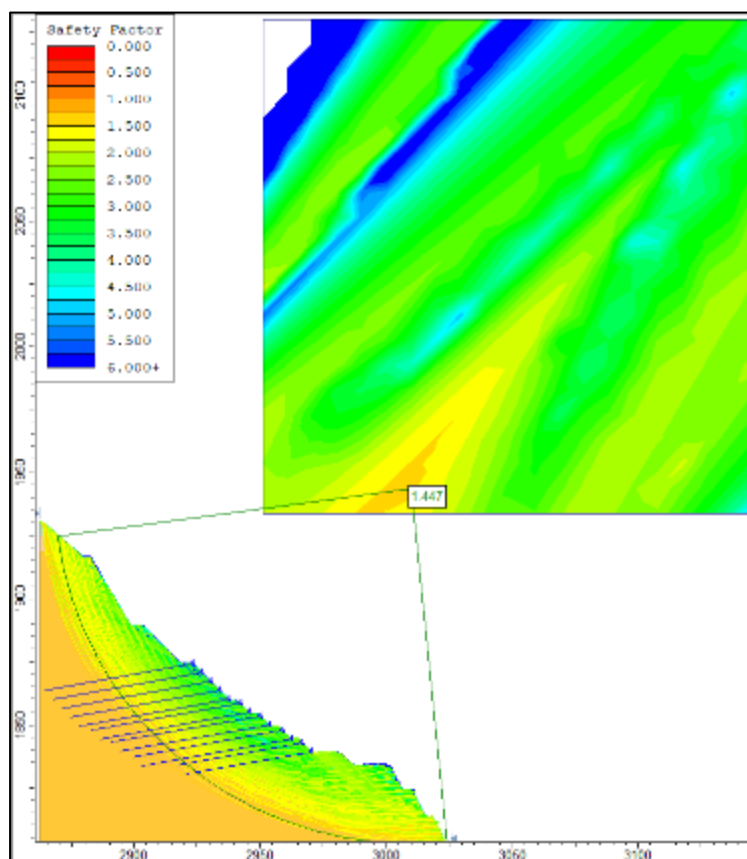
El análisis desarrollado bajo condición pseudoestática refleja un factor de seguridad de 1.320, valor que se sitúa levemente por encima del mínimo aceptable de 1.356, lo cual sugiere una estabilidad apenas adecuada frente a sollicitaciones sísmicas moderadas.

La superficie crítica de falla identificada atraviesa sectores con tonalidades amarillas predominantes, lo que indica una resistencia a la corte comprometida ante eventos dinámicos. Este resultado señala que el talud presenta una estabilidad límite, siendo vulnerable en escenarios sísmicos más severos o prolongados.

TALUD 2

Figura 107

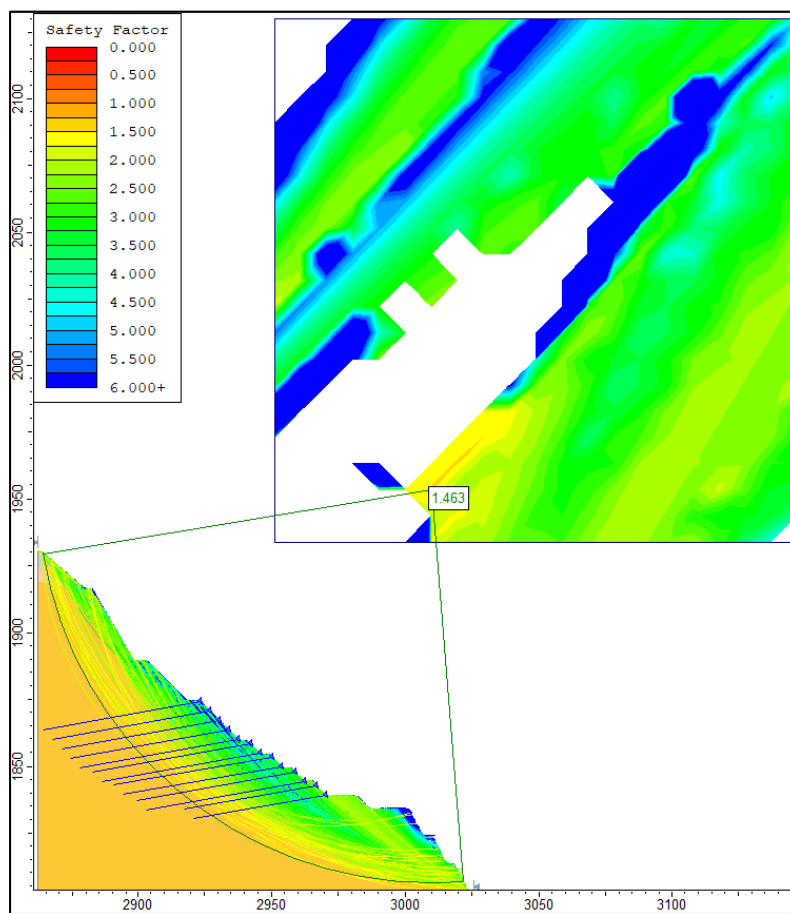
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop Simplificado en el talud 2 modificado en condición pseudo-estática.



El análisis arrojó un **FS de 1.447**, valor que supera el umbral mínimo requerido de **1.25**, lo que indica que el talud se encuentra **estable ante solicitaciones sísmicas**. La superficie de falla atraviesa zonas amarillas y verdes, asociadas a una resistencia aceptable. No se evidencian signos de falla inminente bajo esta condición.

Figura 108

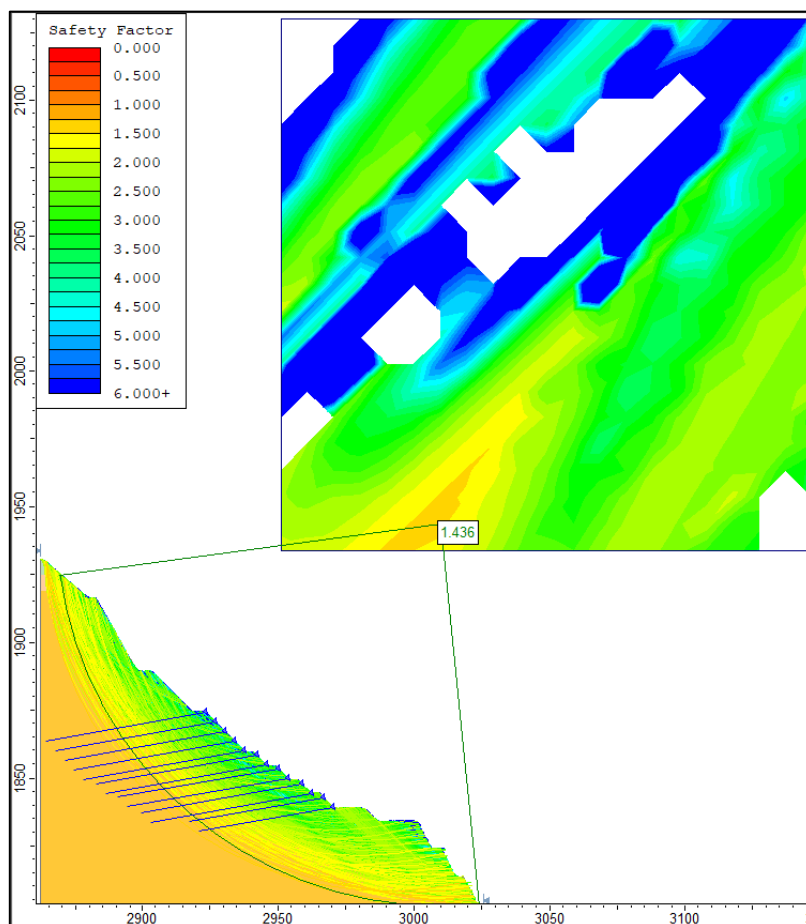
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 2 modificado en condición pseudo-estática.



El análisis muestra un **FS de 1.463**, superando el valor mínimo de **1.25** exigido para estabilidad sísmica. La superficie crítica atraviesa zonas de tonalidad amarilla a verde, reflejando una **respuesta adecuada frente a cargas dinámicas**. No se observa evidencia de desestabilización bajo estas condiciones.

Figura 109

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 2 modificado en condición pseudo-estática.



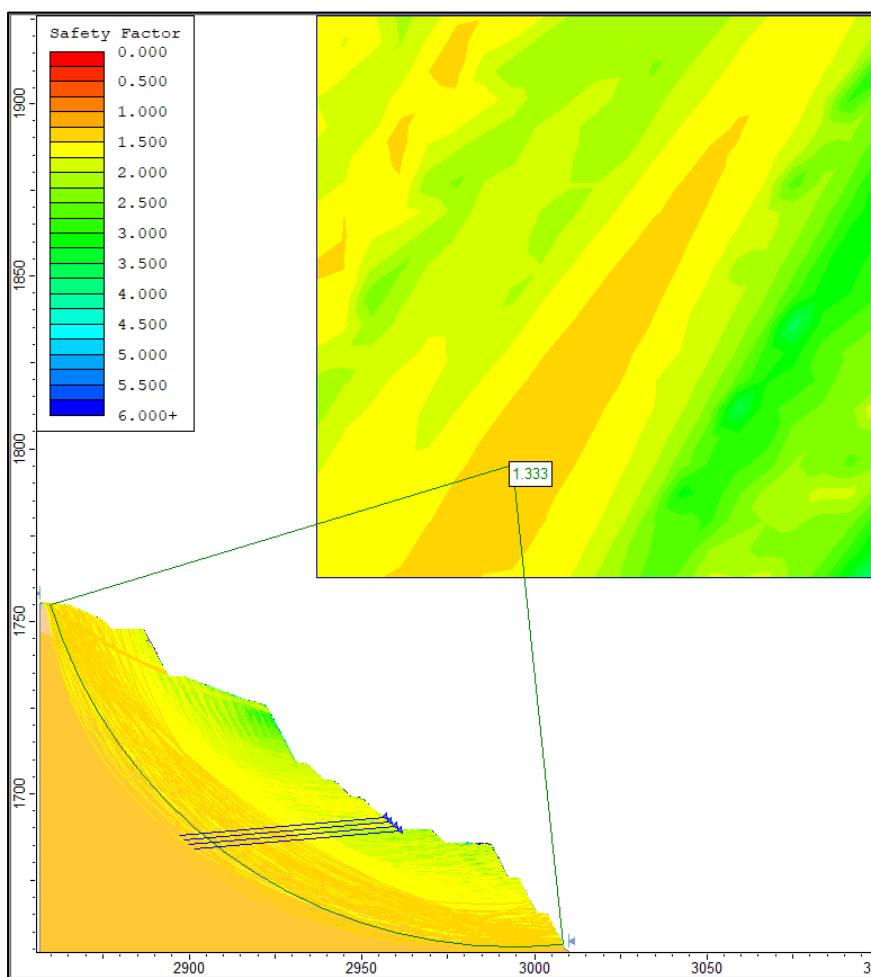
El análisis arroja un **FS de 1.436**, valor que se mantiene por encima del umbral mínimo de **1.25**. La superficie de falla atraviesa sectores con buena respuesta ante sollicitaciones sísmicas, predominando colores amarillos y verdes. El comportamiento global del talud sigue siendo **estable bajo carga dinámica**.

TALUD 3

Figura 110

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop

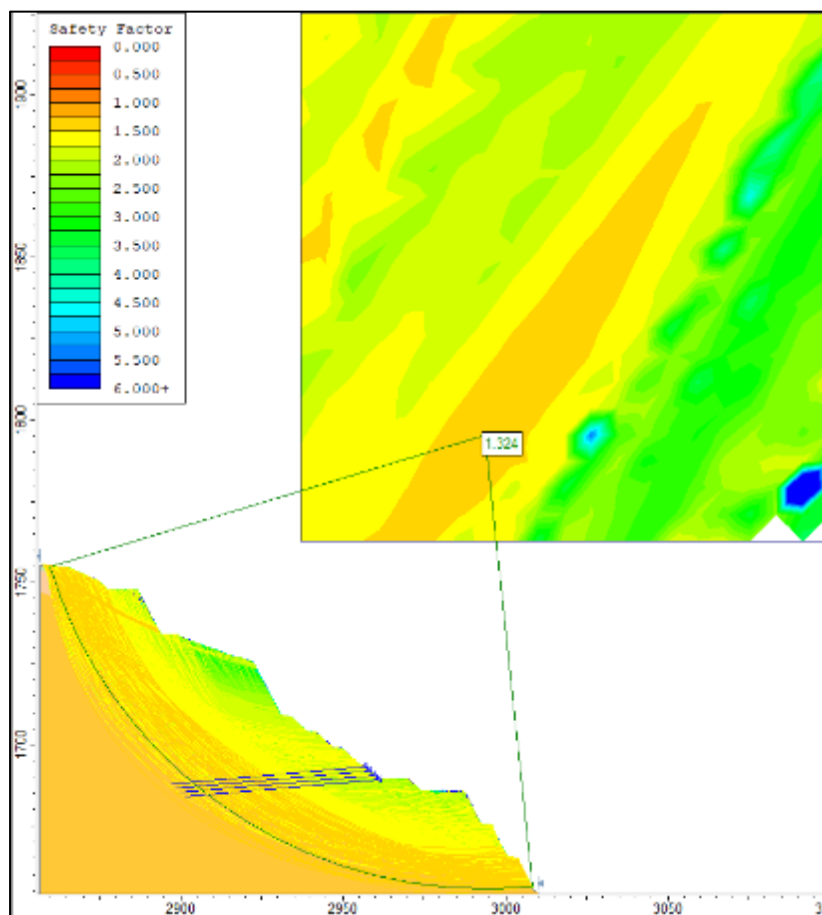
Simplificado en el talud 3 modificado en condición pseudo-estática.



El análisis muestra un **factor de seguridad de 1.333**, superando el límite mínimo exigido de **1.25**. La superficie crítica de falla se desarrolla en una zona con predominio de colores amarillos, indicando un comportamiento **estable ante sollicitaciones sísmicas** sin evidencia de deslizamientos inminentes.

Figura 111

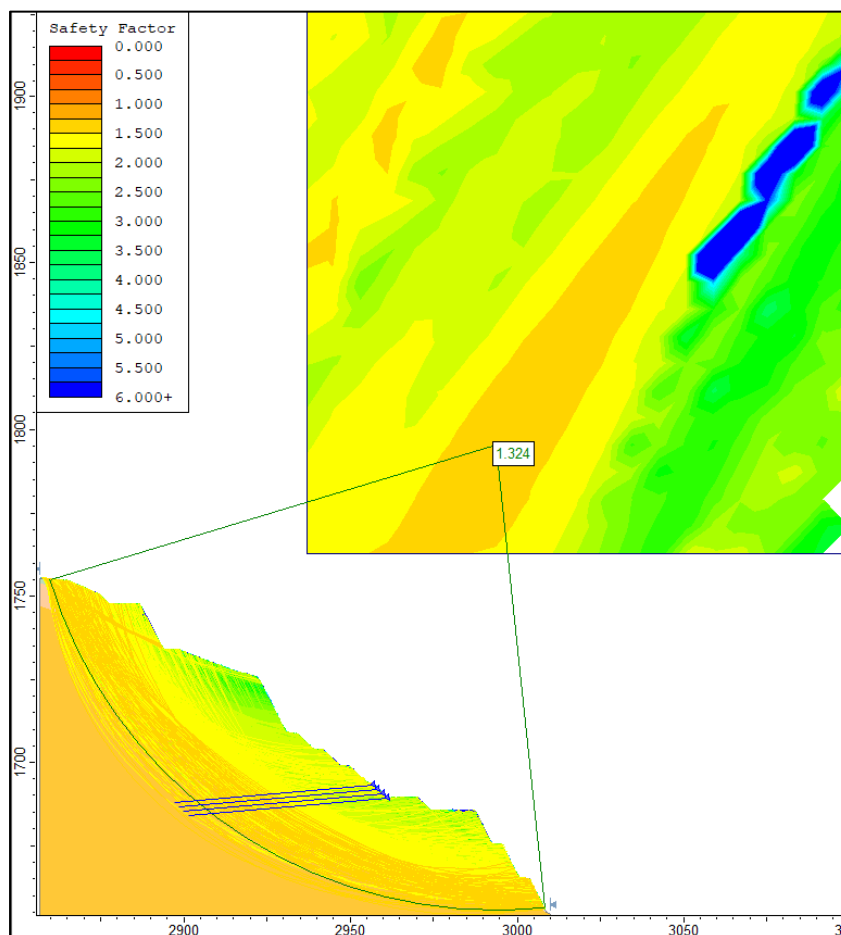
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 3 modificado en condición pseudo-estática.



El análisis muestra un **factor de seguridad de 1.324**, superando el límite mínimo exigido de **1.25**. La superficie crítica de falla se desarrolla en una zona con predominio de colores amarillos, indicando un comportamiento **estable ante solicitaciones sísmicas** sin evidencia de deslizamientos inminentes.

Figura 112

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 3 modificado en condición pseudo-estática.



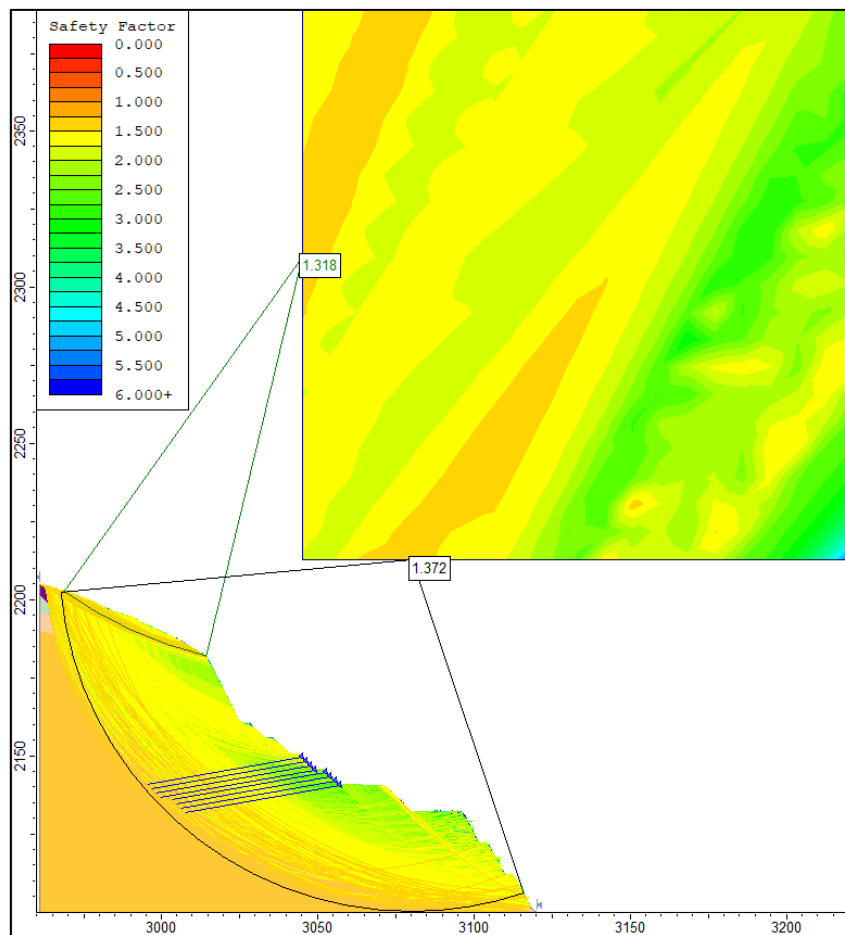
Se obtiene un **factor de seguridad de 1.324**, valor que **cumple el mínimo requerido de 1.25** para escenarios sísmicos. La superficie de falla atraviesa áreas de coloración amarilla, lo que refleja una **respuesta estructural aceptable del talud frente a solicitaciones dinámicas**.

TALUD 4

Figura 113

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Bishop

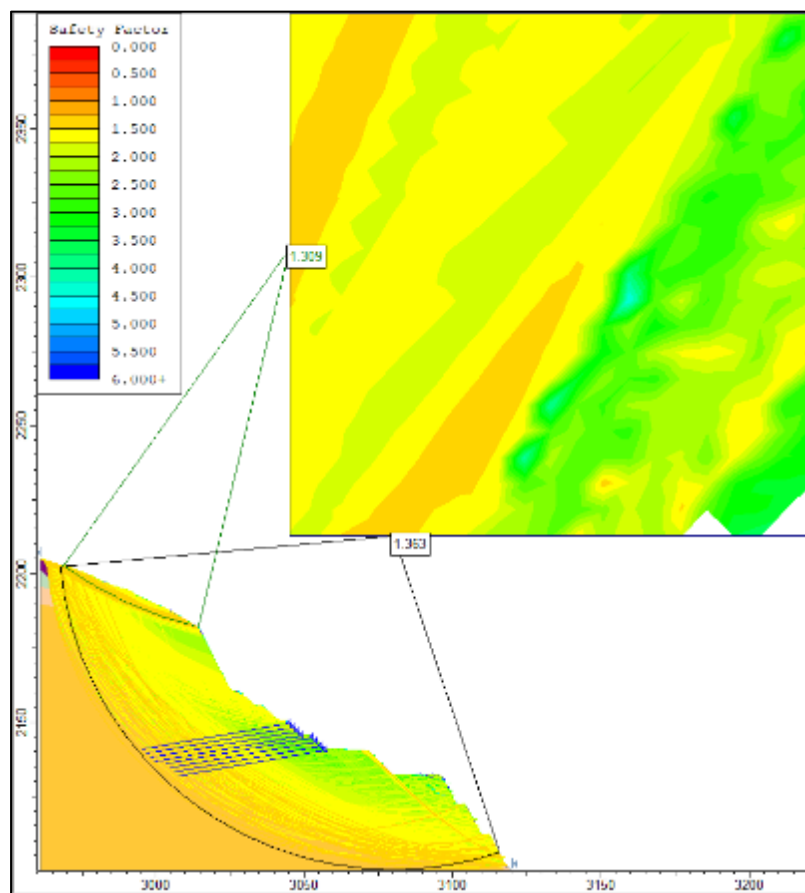
Simplificado en el talud 4 modificado en condición pseudo-estática.



El análisis muestra factores de seguridad de **1.318 y 1.372**, valores que **superan el umbral mínimo de 1.25**, lo que indica una **estabilidad aceptable ante solicitaciones sísmicas**. La zona de falla se desarrolla en materiales con resistencia moderada, representados por tonalidades amarillas y verdes, lo que **sugiere un comportamiento global estable del talud** bajo condiciones dinámicas.

Figura 114

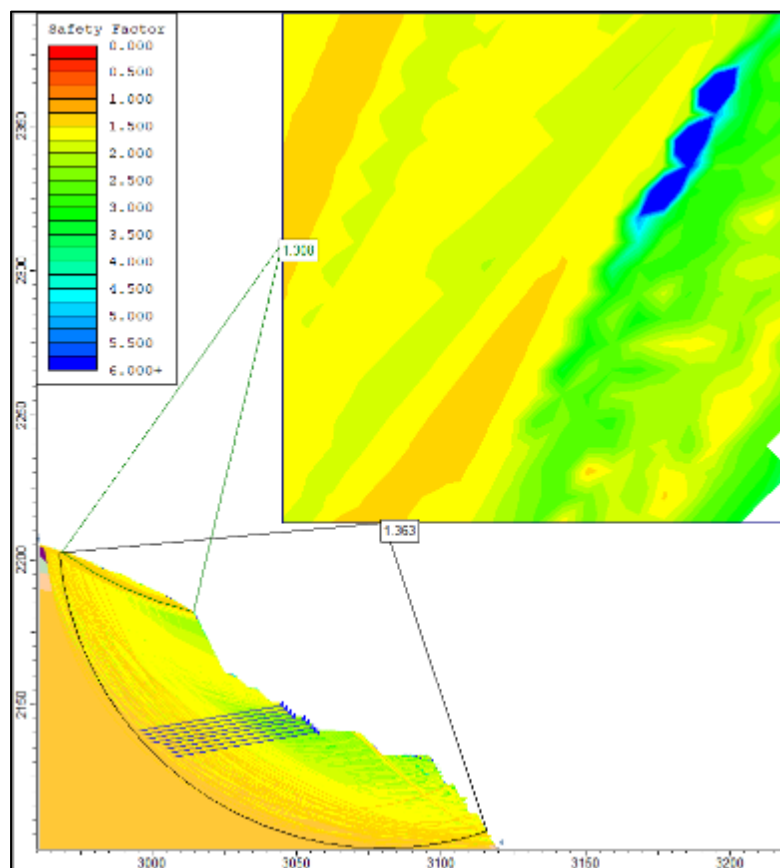
Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de Spencer en el talud 4 modificado en condición pseudo-estática.



Se observa un **factor de seguridad mínimo de 1.309 y 1.363**, los cuales **superan ligeramente el valor umbral de 1.25** establecido como criterio de aceptabilidad en análisis pseudoestático. La superficie crítica atraviesa materiales de resistencia media a baja (zonas amarillas y verde claro), indicando un comportamiento estructural del talud **marginalmente estable** frente a sollicitaciones sísmicas. Si bien cumple con el límite requerido, el estrecho margen de seguridad sugiere la necesidad de **monitoreo o reforzamiento en sectores críticos**.

Figura 115

Mapa de calor y plano de falla del factor de seguridad por el método de GLE/Morgenstern-Price en el talud 4 modificado en condición pseudo-estática.



El análisis muestra un **factor de seguridad mínimo de 1.363**, apenas por encima del valor umbral de **1.25**, establecido como mínimo aceptable bajo solicitaciones sísmicas. La superficie de falla crítica identificada atraviesa zonas de materiales con resistencia moderada (colores entre amarillo y verde claro), indicando un comportamiento **límitrofe entre la estabilidad y la inestabilidad**.

Aunque cumple con el criterio mínimo, el valor cercano al umbral sugiere que **una variación mínima en los parámetros geotécnicos** (por ejemplo, saturación, sismos más intensos o pérdida de cohesión) podría comprometer la estabilidad del talud. Se recomienda:

5.2. Discusión de resultados

El objetivo general de la presente investigación fue analizar los factores determinantes para la estabilidad de taludes en la carretera Cotabambas – Chinchaypujio, sector Alfergaspata, considerando los factores geométricos, hidrogeológicos y geotécnicos, así como su influencia en el factor de seguridad (FS). Los resultados obtenidos permiten afirmar que dicho objetivo fue plenamente alcanzado, evidenciándose que la estabilidad de los taludes está condicionada por la interacción conjunta de estos factores y no por la acción aislada de uno solo de ellos.

1. Discusión en relación con el Objetivo 1: Factores geométricos

Al determinar los resultados del análisis geométrico de taludes naturales, evidencian que la pendiente y la altura del talud constituyen los factores más influyentes en la estabilidad del sector Alfergaspata, estos presentan pendientes superiores a 60° y alturas comprendidas entre 10 y 15 m, condiciones que generan un incremento significativo de las fuerzas desestabilizadoras y, en consecuencia, una reducción del factor de seguridad (FS). obtenidos mediante el software Slide 2D varían entre 0.79 y 1.17 en condición estática, lo que los clasifica como inestables o críticamente estables, según lo establecido por la Norma Técnica E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Sin embargo, al aplicar modificaciones geométricas en los taludes que consistieron principalmente en la reducción del ángulo de inclinación, la disminución de la altura efectiva del talud y la implementación de bermas intermedias, con el objetivo de redistribuir las fuerzas actuantes y mejorar el equilibrio global del talud.

En primer lugar, se procedió a la reconfiguración de la pendiente, reduciendo los ángulos originales superiores a 60° a pendientes más estables, equivalentes a relaciones

1H:1V a 2H:1V, lo que corresponde a ángulos aproximados entre 45° y 60° . Esta reducción permitió disminuir las fuerzas desestabilizadoras asociadas al peso propio del material.

En segundo lugar, se incorporaron bermas intermedias con anchos comprendidos entre 3 y 5 m, las cuales cumplen la función de interrumpir la continuidad del talud, reducir la altura libre de cada tramo y actuar como superficies de disipación de energía y control de escorrentía superficial. La presencia de bermas contribuye además a limitar la propagación de superficies de falla profundas., se observó una mejora significativa en la estabilidad global. Los taludes modificados alcanzaron valores de factor de seguridad comprendidos entre 1.59 y 1.78 en condición estática, superando el valor mínimo recomendado de $FS \geq 1.5$ establecido por la normativa vigente, Asimismo, en condiciones pseudoestáticas, los factores de seguridad obtenidos se encuentran en el rango de 1.33 a 1.45, valores que cumplen con el criterio mínimo de $FS \geq 1.25$ exigido para el análisis sísmico, lo que evidencia que las modificaciones geométricas implementadas resultan efectivas para mejorar la estabilidad global del talud frente a solicitaciones estáticas y sísmicas.

Estos resultados coinciden con lo señalado por Breña (2019), quien determinó que la pendiente y geometría del talud son los principales factores que contribuyen al colapso en la Carretera Longitudinal de la Sierra, donde las pendientes pronunciadas y las fracturas internas favorecieron reptaciones y deslizamientos.

De igual modo, Ayay y Córdor (2020) concluyeron que la reducción del ángulo de inclinación de 40° a 35° incrementa el FS de 0.903 a 1.596 en condiciones estáticas, lo cual coincide con los resultados del presente estudio, donde los taludes reconfigurados con pendientes $\leq 35^\circ$ y bermas de 3–5 m alcanzaron $FS \geq 1.3$.

Asimismo, Espinoza (2019) señala que la altura y pendiente determinan las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, afectando el equilibrio del talud. En conjunto, estos

antecedentes respaldan que la geometría del talud constituye un factor clave para mantener la estabilidad estructural.

2. Discusión en relación con el Objetivo 2: Factores hidrogeológicos

Al determinar los resultados del análisis hidrogeológico del sector Alfergaspata evidencian que la precipitación pluvial y la infiltración superficial constituyen factores determinantes en la estabilidad de los taludes, aun en ausencia de un nivel freático permanente. La precipitación media anual regionalizada de 949.12 mm/año, con lluvias concentradas en periodos estacionales, favorece la saturación temporal del suelo y el incremento de las presiones de poros, lo que se refleja en la reducción del factor de seguridad de los taludes naturales. En este contexto, el análisis hidrológico permitió definir un caudal de diseño de 1.98 m³/s, correspondiente a un periodo de retorno de 50 años, obtenido mediante el método del Hidrograma Unitario SCS como criterio conservador. Este caudal representa las condiciones más críticas de escorrentía superficial generadas durante eventos de precipitación extrema y constituye la base para el diseño del canal de coronación, cuya función es interceptar y evacuar de manera eficiente el flujo superficial, reduciendo la infiltración hacia el talud y mitigando los efectos hidrogeológicos adversos sobre la estabilidad global.

Estos resultados concuerdan con la tesis desarrollada Chávez Quispe (2019), en su tesis desarrollada en la región Cusco, señala que la escorrentía superficial no controlada en la corona del talud incrementa la infiltración localizada, acelerando los procesos de inestabilidad. Este comportamiento se observa también en el sector Alfergaspata, donde los taludes naturales presentan factores de seguridad entre 0.75 y 1.05 bajo condiciones hidrogeológicas desfavorables.

En relación con las medidas de mitigación, los resultados obtenidos son coherentes con lo reportado por Aslla Mamani y Mamani Quispe (2023), quienes demostraron que la implementación de canales de coronación y sistemas de drenaje superficial incrementa significativamente la estabilidad de taludes viales en zonas altoandinas, al reducir la infiltración de agua y las presiones intersticiales. En la presente investigación, el diseño del canal de coronación para un periodo de retorno de 50 años y un caudal de diseño de 1.98 m³/s permitió mejorar las condiciones hidrogeológicas del talud, contribuyendo directamente al incremento del factor de seguridad observado en los taludes modificados.

De manera complementaria, Zavala Quispe (2021) señala que, en taludes con pendientes elevadas, el control de la escorrentía superficial resulta más efectivo que el drenaje profundo cuando la inestabilidad está asociada a eventos de lluvia intensa y no a la presencia de acuíferos permanentes. Esta conclusión respalda los resultados del presente estudio, donde el control superficial del agua se configura como la medida principal para mitigar el riesgo hidrogeológico.

3. Discusión en relación con el Objetivo 3: Factores geotécnicos

La determinación de los resultados del análisis de los factores geotécnicos evidencia que las propiedades mecánicas de los materiales que conforman los taludes del sector Alfergaspata influyen de manera directa en los valores del factor de seguridad (FS) obtenidos en el modelamiento de estabilidad. Los suelos predominantes, clasificados como arenas limosas (SM) y gravas limosas (GM), presentan bajos valores de cohesión, comprendidos entre 1.39 y 8.12 kPa, y ángulos de fricción interna entre 27.34° y 36.50°, lo que limita su capacidad resistente frente a las fuerzas actuantes. Esta condición geotécnica explica que, en los taludes naturales, los factores de seguridad calculados mediante Slide 2D se encuentren en el rango de 0.79 a 1.17 en condición estática, clasificándose como inestables o

críticamente estables, según los criterios de la Norma Técnica E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Estos resultados son concordantes con lo reportado por Espinoza Huamán (2019) en su tesis desarrollada en carreteras de la región Apurímac, donde se determinó que taludes conformados por suelos granulares con cohesiones menores a 10 kPa presentan factores de seguridad inferiores a 1.20 cuando se desarrollan con pendientes pronunciadas. De manera similar, Ayay Quispe y Córdor Huamán (2020) concluyen que la naturaleza granular de los suelos SM y GM, combinada con alturas elevadas del talud, conduce a una condición de estabilidad crítica, aun en ausencia de nivel freático permanente.

La dependencia de estos materiales del ángulo de fricción interna para desarrollar resistencia al corte hace que pequeñas variaciones en la geometría del talud o en las condiciones de humedad generen reducciones significativas del FS. En particular, la baja cohesión observada en los suelos SM y GM provoca que la resistencia disponible sea insuficiente para contrarrestar las fuerzas desestabilizadoras asociadas al peso propio del material y a las pendientes pronunciadas del talud, situación que también fue documentada por Zavala Quispe (2021) en taludes viales de la sierra central del Perú.

En contraste, los sectores donde se identificó material rocoso presentan un comportamiento geotécnico más favorable, debido a su alta cohesión (173.68 kPa) y mayor rigidez estructural, lo que se refleja en factores de seguridad superiores y una menor susceptibilidad a la falla. Este comportamiento coincide con lo señalado por Chávez Quispe (2019), quien reporta que los taludes en roca presentan mayores factores de seguridad siempre que no existan discontinuidades desfavorables o procesos avanzados de meteorización.

Asimismo, tras la aplicación de modificaciones geométricas y medidas de drenaje, los taludes desarrollados sobre suelos granulares mostraron un incremento significativo del factor de seguridad, alcanzando valores entre 1.59 y 1.78 en condición estática y entre 1.33 y 1.45 en condición pseudoestática, superando los valores mínimos exigidos por la normativa vigente. Resultados similares fueron obtenidos por Aslla Mamani y Mamani Quispe (2023), quienes demostraron que la combinación de optimización geométrica y control del agua superficial permite elevar los factores de seguridad por encima de los límites normativos, aun en suelos de baja cohesión.

VI. Conclusiones

Conclusión respecto a la hipótesis general

Se concluye que la hipótesis general se acepta, dado que los resultados obtenidos demuestran que los factores geométricos, hidrogeológicos y geotécnicos influyen de manera significativa y conjunta en la estabilidad de los taludes de la carretera Cotabambas – Chinchaypujio, sector Alfergaspata. Esta influencia se refleja directamente en el factor de seguridad (FS), observándose que los taludes en su condición natural presentan valores inferiores a los mínimos normativos, mientras que la aplicación de medidas integrales de estabilización permite alcanzar factores de seguridad adecuados tanto en condición estática como pseudoestática.

Conclusión respecto a la hipótesis específica 1: Factores geométricos

Se concluye que la hipótesis específica relacionada con los factores geométricos es aceptada, ya que los taludes naturales con pendientes mayores a 60° y alturas comprendidas entre 10 y 15 m generan factores de seguridad reducidos, con valores entre 0.79 y 1.17 en condición estática, clasificándose como inestables o críticamente estables según la Norma Técnica E.050 del RNE. Asimismo, se comprobó que la modificación geométrica del talud, mediante la reducción de pendientes a relaciones aproximadas de 1H:1V a 2H:1V, la segmentación de la altura y la incorporación de bermas intermedias, permitió incrementar el FS hasta valores entre 1.59 y 1.78, evidenciando una mejora sustancial de la estabilidad.

Conclusión respecto a la hipótesis específica 2: Factores hidrogeológicos

Se concluye que la hipótesis específica asociada a los factores hidrogeológicos es aceptada, puesto que la precipitación media anual regionalizada de 949.12 mm/año, junto con la concentración estacional de lluvias intensas, favorece procesos de infiltración superficial y saturación temporal, aun en ausencia de un nivel freático permanente. Estas

condiciones provocan una reducción del factor de seguridad en los taludes naturales. La definición de un caudal de diseño de $1.98 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a un periodo de retorno de 50 años, permitió diseñar un canal de coronación eficaz, cuya implementación contribuyó directamente a la mejora de las condiciones hidrogeológicas y al incremento del FS en los taludes modificados.

Conclusión respecto a la hipótesis específica 3: Factores geotécnicos

Se concluye que la hipótesis específica vinculada a los factores geotécnicos es aceptada, dado que los materiales predominantes del sector, clasificados como arenas limosas (SM) y gravas limosas (GM), presentan bajos valores de cohesión (1.39 a 8.12 kPa) y ángulos de fricción interna entre 27.34° y 36.50° , lo que limita su resistencia al corte y se traduce en factores de seguridad reducidos en los taludes naturales. En contraste, los sectores conformados por material rocoso, con cohesiones del orden de 173.68 kPa, mostraron un comportamiento más estable, confirmando que las propiedades geotécnicas del material controlan directamente la estabilidad global del talud.

Se concluye que las medidas de estabilización propuestas son efectivas tanto en condición estática como pseudoestática, ya que los taludes modificados alcanzaron factores de seguridad entre 1.59 y 1.78 en condición estática y entre 1.33 y 1.45 en condición pseudoestática, superando los valores mínimos exigidos por la normativa vigente ($FS \geq 1.50$ y $FS \geq 1.30$, respectivamente). Esto demuestra que las soluciones planteadas garantizan un comportamiento estable del talud frente a cargas gravitacionales y sollicitaciones sísmicas.

VII. Recomendaciones

Recomendaciones vinculadas a la conclusión 1 (interacción de factores)

Se recomienda que el análisis y diseño de taludes en carreteras altoandinas se realice bajo un enfoque integral, considerando de manera conjunta los factores geométricos, hidrogeológicos y geotécnicos, evitando evaluaciones aisladas que puedan subestimar el riesgo de inestabilidad.

Recomendaciones vinculadas a la conclusión 2 (factores geométricos)

Se recomienda implementar las modificaciones geométricas propuestas en el sector Alfergaspata, principalmente la reducción de pendientes, la disminución de la altura efectiva del talud y la incorporación de bermas intermedias, a fin de reducir las fuerzas desestabilizadoras y garantizar factores de seguridad superiores a los valores mínimos normativos.

Para futuros proyectos viales en condiciones geológicas similares, se recomienda adoptar pendientes de diseño conservadoras desde la etapa de planificación, evitando taludes excesivamente empinados que incrementen la probabilidad de falla.

Recomendaciones vinculadas a la conclusión 3 (factores hidrogeológicos)

Se recomienda construir y mantener permanentemente el canal de coronación, diseñado con un caudal de 1.98 m³/s para un periodo de retorno de 50 años, asegurando la adecuada evacuación de la escorrentía superficial y reduciendo la infiltración de agua hacia el talud.

Se sugiere implementar un programa de mantenimiento periódico del sistema de drenaje superficial, que incluya limpieza, inspección y reparación, especialmente antes y durante la temporada de lluvias intensas.

Recomendaciones vinculadas a la conclusión 4 (factores geotécnicos)

En los sectores conformados por suelos SM y GM, se recomienda complementar las medidas de estabilización con soluciones adicionales, tales como protección superficial, control de erosión y, de ser necesario, el uso de elementos de refuerzo (geomallas, geotextiles o estructuras de contención).

Se recomienda realizar ensayos geotécnicos adicionales en etapas posteriores de intervención, con el fin de reducir la incertidumbre asociada a los parámetros de resistencia y optimizar el diseño de las soluciones de estabilización.

En los sectores donde predomina material rocoso, se recomienda efectuar inspecciones periódicas de discontinuidades, evaluando posibles procesos de meteorización, fracturamiento o caída de bloques, a fin de prevenir riesgos localizados.

Se recomienda verificar el comportamiento sísmico de los taludes mediante análisis pseudoestáticos actualizados, considerando los parámetros sísmicos locales, y evaluar la necesidad de medidas adicionales en los tramos donde el factor de seguridad se aproxima al valor mínimo permitido.

Se sugiere implementar un sistema de monitoreo geotécnico, que incluya inspecciones visuales, control de fisuras y deformaciones, especialmente durante eventos sísmicos o lluvias extremas.

Recomendaciones adicionales

Se recomienda que futuras investigaciones complementen el análisis realizado mediante modelamientos tridimensionales y análisis probabilísticos, con el fin de evaluar la variabilidad de los parámetros geotécnicos y la incertidumbre asociada a los resultados.

Se sugiere evaluar la factibilidad técnica y económica de incorporar medidas de bioingeniería, tales como revegetación controlada, para mejorar la estabilidad superficial y reducir procesos erosivos.

Finalmente, se recomienda desarrollar planes de gestión del riesgo que incluyan protocolos de inspección post-lluvias intensas y post-sismo, a fin de detectar oportunamente condiciones de inestabilidad incipiente.

VIII. Referencias

- Achamizo, N. (2023). *Análisis de estabilidad del acantilado de la costa de verde con muros de contención y corte de talud en la bajada balta del Distrito de Miraflores*. Lima, Peru: UNIVERSIDAD SAN IGNACIO DE LOYOLA.
- Alan, D., & Cortez, L. (2018). *Procesos y Fundamentos de la Investigación Científica*. Machala, Ecuador: Editorial UTMACH.
- American Society, f. T. (1985). *Classification of Soils for Engineering Purposes: Annual Book of ASTM Standards*. California: American Society for Testing and Materials.
- Arias, J. (2021). *Diseño y metodología de la investigación*. Arequipa, Peru: ENFOQUES CONSULTING EIRL. <https://doi.org/9789592127837>
- Aslla, R., & Mamani, E. (2023). *Estudio geotécnico y geodinámico para la seguridad física del camino vecinal tramo Cusipata – Chillihuani – Llacto - cerro Siete colores del Distrito de Cusipata, Provincia Quispicanchi, Departamento de Cusco*. Cusco, Peru: UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO.
- Atauchí, W., & Hacha, A. (2019). *Estudio geológico, geodinámico y geotécnico para la seguridad física del tramo carretero puente Chaullay - Mesacancha, Distrito de Vilcabamba - Provincia La Convencion - Departamento Cusco*. Cusco, Peru: UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO.
- Ayay, A., & Condor, M. (2020). *Análisis geotécnico en la estabilidad de taludes de la carretera tramo Otuzco – Combayo distrito la Encañada provincia de Cajamarca, 2020*. Cajamarca, Peru: UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE.
- Bentancor, L., Silveira, L., & Garcia, M. (19 de Agosto de 2014). Incidencia de la intensidad de lluvia en el tiempo de concentración de microcuencas del Uruguay. *SciELO*.
- Breña, C. (2019). *El análisis estático se obtiene a partir de la geometría del talud que se la sierra; tramo Cochabamba-Cutervo-Chiple, Cajamarca-Perú*. Lima, Peru: Universidad Nacional Mayor de San Marcos.

- Chavez, Y. (2019). *Factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad del barrio mariscal castilla – tayacaja - huancavelica*. Huancayo: UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES.
- Chavez, Y. (2019). *Factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad del barrio mariscal castilla – Tayacaja - Huancavelica*. Huancayo, Peru: UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (Vol. Séptima edición). Mexico: Cengage Learning, Inc. <https://doi.org/987-607-481-823-9>
- Escobar, C., & Duque, G. (2017). *Geotecnia para el trópico andino*. Manizales, Colombia: UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA. Obtenido de <http://www.bdigital.unal.edu.co/53560/>
- Espinoza, G. (2019). *Evaluación de taludes inestables en el tramo: km 100+000 al km 115+000 de la carretera Huánuco - La Unión*. Huanuco, Peru: UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN.
- Flores, R. (2000). *Flujo de agua a traves de suelos. Avances en Hidraulica 4*. Mexico: AMH, IMTA. <https://doi.org/968-7417-24-2>
- Garzan, J., Suarez, B., & Quintero, L. (2013). *Análisis de estabilidad de taludes Barrio El Arroyo*. Bogota, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Geotechnical Engineering Office. (1984). *Geotechnical Manual for Slopes* (Vol. 2nd Edition). CEDD.
- Hernandez, R. (2014). *Metodología de la investigación*. España, España: McGraw Hill España. <https://doi.org/978-1-4562-2396-0>
- Hernandez, R., Fernandez, C., & Baptista, P. (2006). *Metodología de la investigación* (Vol. Cuarta edición). Mexico: McGrawHill.
- Hoyos, P. (2001). *GEOTECNIA. Diccionario Basico*. Medellin, Colombia: UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
- Ibañez, O. (2020). GEOLOGÍA ESTRUCTURAL . En *Orientación planos y líneas en el espacio*.
- Intituto Geologia y Minero de España. (1986). *Manual de taludes*. España: EPTISA.

- Leiva, L. (2022). *Análisis y evaluación geotécnica mediante estudio de suelos del campus de la universidad nacional federico villarreal situado en el ex fundo oquendo, callao-perú*. Lima, Peru: Universidad Nacional Federico Villarreal. Obtenido de <https://repositorio.unfv.edu.pe/handle/20.500.13084/6341>
- Llague, N. (2022). *Evaluación, análisis y estabilidad de taludes con el Sistema Erdox en la carretera PE-28B del km 152+045 al km 152+195 - Kepashiato - Kiteni*. Huancayo, Peru: Universidad Continental.
- Lund, B., & Ma, J. (2021). Una revisión de las técnicas de análisis de conglomerados y sus usos en bibliotecas y Investigación en ciencias de la información : agrupación de K-medias y K-Medoides. *Researchgate*, 161-173. <https://doi.org/10.1108/PMM-05-2021-0026>
- Matteis, A. (2003). *Geología y Geotecnia - Estabilidad de taludes*. Santa Fe, Argentina: Universidad Nacional de Rosario.
- Medina, L. (2020). *Estabilización de taludes de gran altura analizados mediante métodos de equilibrio límite, carretera Taquebamba - San Mateo Aymaraes, Apurímac 2020*. Lima: UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO.
- Mesias, D. (2018). *Estabilización de taludes aplicando el programa geotécnico geo & soft y aplicación práctica en talud de la vía Pifo*. Quito, Ecuador: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR.
- MINISTERIO DE VIVIENDA Y CONSTRUCCION. (2012). *Norma ce.020 estabilizacion de suelos y taludes*. Lima: El Peruano.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2018). *Norma técnica e.030 diseño sismorresistente*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Pasten, R. (1978). *Estudio Geologico del Sector Sur del Area de Achocalla con fines geotécnicos*. La Paz, Bolivia: Universidad Mayor de San Andres.
- Peña, I. (2022). *Análisis del riesgo potencial de acuerdo a la inestabilidad de taludes en el tramo km 770 +617- km 771+706 de la ruta PE-3S, Abancay - 2021*. Abancay, Peru: UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES.

- Picaro, G., & Ortiz, R. (2021). *Estudio Geotécnico para el Análisis de Inestabilidad de Ladera al Noroeste del Mirador de Catarina*. Managua, Nicaragua: Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Managua. Obtenido de <https://repositorio.unan.edu.ni/16434/8/16434.pdf>
- Prado, A., Aguilar, J., & Cruz, R. (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 AUTONOMA DE NICARAGUA, MANAGUA.
- Ramirez, R. (2019). *Análisis geológico - geotécnico para la proyección de medidas de estabilización en el sector del deslizamiento de la zona de Jupapina, Ciudad de la Paz*. La Paz, Bolivia: UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS.
- Read, J., & Stacey, P. (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. Victoria, Australia: CSIRO, Collingwoodv.
- Reynolds, W. (1991). *Determination of Hydraulic conductivity using a tension infiltrometer*. USA: Soil Science Society of America Journal.
- Rico, A. (1978). *El papel de la mecánica de suelos en el proyecto y construcción de las obras viales*. Merida: IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.
- Rivas, L. (2019). *Estudio geológico-geotécnico y análisis de estabilidad del talud km 41+100, Libramiento Sur de Guadalajara*. Ciudad de México, México: UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.
- Rodrigues, W. (2019). *Fundamento de Engenharia Geotecnica: Suelos y Cimentaciones*. Lanbayeque.
- Ruiz, E., & Martinez, M. (2015). *Hidrologia Aplicada: Escorrentia*. Viscaya, España: OpenCourseWare (OCW). Obtenido de https://ocw.ehu.eus/pluginfile.php/47725/mod_resource/content/1/Material_Docente/Tema_5.pdf
- Sanchez, F. (2022). *Hidrologia - Hidrogeologia*. España: Universidad de Salamanca.
- Sanz, L. (1975). *Mecanica de Suelos*. Barcelona, España: Editores Técnicos Asociados, S.A.

- Skempton, A., & Hutchinson, J. (1969). *Stability of natural slopes and embankment foundations*. Mexico: VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Fundaciones.
- T, V. (1994). *Hidrología Aplicada*. Santade de Bogota, Colombia: McDRAW-HILL.
- Tamayo, M. (2007). *Científica, el proceso de la investigación*. Mexico: EDITORIAL LIMUSA S.A.
- Vargas, Z. (2009). La investigación aplicada: una forma de conocer las realidades con evidencia científica. *Revista Educacion*.
- Vivanco, S. (2017). *Análisis de estabilidad de talud en condiciones estáticas y pseudoestáticas de la ciudad de huancabamba, Provincia Huancabamba, Región Piura*. Piura: FONDECYT.
- Walker, W. (1989). *Guidelines for designing and evaluating surface irrigation systems*. Roma: FAO.
- Zavala, J. (2021). *Estabilidad de taludes para el mejoramiento del terraplén en la construcción de túnel de drenaje Toquepala - Tacna, 2021*. Tacna, Peru: Universidad Privada de Tacna.

Los anexos, panel fotográfico y otros documentos están resguardados en la oficina de repositorio digital institucional en la Biblioteca Central de la Universidad Tecnológica de los Andes