

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**Evaluación del mejoramiento de la estabilidad de talud empleando
el criterio de estado límite, Huancapi, Ayacucho 2024**

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Boris Yeltsein HUARANCCA CONDE

ASESOR:

Msc. Ing. Ángel Hugo VILCHEZ PEÑA

AYACUCHO - PERÚ

2026

DEDICATORIA

A mi creador altísimo por permitirme avanzar en las
sendas de su camino. Dedico este trabajo de
investigación a mis padres, quienes con su amor,
apoyo incondicional y sacrificio han sido mi mayor
inspiración para alcanzar mis metas. A mis docentes,
por compartir sus conocimientos y guiarme con
sabiduría en cada paso de mi formación profesional.
Y a todas las personas que creyeron en mí, porque su
confianza fue el impulso para culminar este
importante logro académico.

AGRADECIMIENTO

A mi querida alma mater, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, por haberme brindado la oportunidad de formarme profesional y personalmente en sus aulas. Gracias a su excelencia académica, a su compromiso con la educación y a los valores que promueve, hoy culmino con orgullo una de las etapas más importantes de mi vida.

Dedico este trabajo con profundo respeto y gratitud al Msc Ing. Hugo Ángel Vilchez Peña, por su guía, compromiso y dedicación durante el desarrollo de esta investigación. Su apoyo constante, sus enseñanzas y su pasión por la docencia han sido fundamentales en mi formación profesional y personal. Gracias por compartir su conocimiento y por ser una fuente de inspiración en este camino académico.

A mis jurados el Msc. Ing. José Ernesto, Estrada Cárdenas y Msc. Ing. Saúl Walter, Retamozo Fernández, por el tiempo dedicado a la revisión de la presente investigación, a las recomendaciones y mejoramiento del borrador.

A mis compañeros y amigos por el apoyo incondicional brindado en la redacción e información de la presente investigación.

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo evaluar el mejoramiento del terreno para determinar la estabilidad del talud mediante el criterio de estado límite en Huancapi, Ayacucho 2024. El estudio se desarrolló en el sector Maracaná, donde se identificó un talud de falla de 9 m de altura y 24° de pendiente, con evidencias de deslizamiento. La calicata C-01 permitió identificar estratos de material antrópico, arena arcillosa (SC) y limo arcilloso (ML), considerando además una napa freática a 3.5 m de profundidad. El factor de seguridad inicial fue **FS = 1.418**, inferior al mínimo normativo de 1.5.

La investigación fue cuantitativa, de nivel aplicativo y diseño transversal. Para el limo arcilloso (ML) se consideraron $\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 17^\circ$ y $c = 0 \text{ kPa}$. La estabilidad se evaluó mediante los métodos LEM de Bishop simplificado, Spencer, Morgenstern–Price y Janbu en GeoStudio, y mediante FEM–SSR con SIGMA/W. El análisis sísmico se realizó mediante el método de Newmark. Como medida de estabilización se incorporaron banquetas de 3.0 m y un sistema de drenaje.

Los resultados mostraron que el factor de seguridad mediante Bishop aumentó de 1.418 a **1.718**, equivalente a un incremento de 21.2 %. El desplazamiento sísmico disminuyó de 8.4 cm a **1.2 cm**, mientras que FEM–SSR obtuvo un FS de 1.650. Se concluye que la incorporación de banquetas y drenaje incrementa la estabilidad del talud del sector Maracaná.

Palabras clave: estabilidad de taludes, factor de seguridad, Bishop, FEM–SSR, Newmark, banquetas, drenaje.

ABSTRACT

The objective of this research was to evaluate ground improvement to determine slope stability using the limit state criterion in Huancapi, Ayacucho, 2024. The study was conducted in the Maracaná sector, where a failure slope 9 m high and with a 24° inclination was identified, showing evidence of landslide activity. Test pit C-01 identified layers of anthropogenic material, clayey sand (SC), and clayey silt (ML), as well as a groundwater table at a depth of 3.5 m. The initial factor of safety was **FS = 1.418**, below the minimum requirement of 1.5.

The research followed a quantitative approach, with an applied level and a cross-sectional design. For the clayey silt (ML), the parameters considered were $\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 17^\circ$, and $c = 0 \text{ kPa}$. Slope stability was evaluated using the LEM methods of Simplified Bishop, Spencer, Morgenstern–Price, and Janbu in GeoStudio, as well as FEM–SSR using SIGMA/W. Seismic analysis was performed using the Newmark method. As stabilization measures, 3.0 m wide benches and a drainage system were incorporated.

The results showed that the factor of safety obtained using the Bishop method increased from 1.418 to **1.718**, representing an increase of 21.2 %. Seismic displacement decreased from 8.4 cm to **1.2 cm**, while FEM–SSR yielded an FS of 1.650. It is concluded that the incorporation of benches and drainage increases the stability of the slope in the Maracaná sector.

Keywords: slope stability, factor of safety, Bishop, FEM–SSR, Newmark, benches, drainage.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTO	II
RESUMEN	III
ABSTRACT	IV
GLOSARIO	XVI
ACRÓNIMOS	XVIII
SÍMBOLOS	XIX
1 Planteamiento del problema	1
1.1 Descripción del problema	1
1.2 Delimitación del problema	1
1.2.1 Espacial (geográfica)	1
1.2.2 Delimitación del punto de control	4
1.2.3 Parámetros morfométricos de la cuenca del punto de control	4
1.2.4 Temporal	7
1.2.5 Temática y unidad de análisis	7
1.3 Formulación del problema	7
1.3.1 Problema general	7
1.3.2 Problemas específicos	7
1.4 Justificación e importancia	7
1.5 Limitaciones o restricciones	7
1.6 Objetivos	8
1.6.1 Objetivo general	8
1.6.2 Objetivos específicos	8
2 Marco teórico	9
2.1 Antecedentes	9
2.1.1 Antecedentes Internacionales	9

2.1.2	Antecedentes Nacionales	13
2.2	Bases teóricas	16
2.2.1	Estabilidad de talud	16
2.2.1.1	Introducción	16
2.2.2	Tipos de Fallas de Taludes y Mecanismos de Inestabilidad	16
2.2.3	Técnicas Convencionales para Mejorar la Estabilidad de Taludes	18
2.2.4	Factor de seguridad	21
2.2.5	Fallo por Corte	21
2.2.6	Descripción del Modelo Mohr-Coulomb	21
2.2.7	La Técnica de Reducción de la Resistencia al Corte (SSR)	22
2.2.8	Determinación del Factor de Seguridad (FOS)	23
2.3	Revisión de la Literatura	25
2.3.1	Método de Equilibrio Límite (LEM)	26
2.3.2	Método de Elementos Finitos (FEM)	27
2.3.3	Comparaciones Previas Entre LEM y FEM	27
2.3.4	Principios de Análisis de Cada Método de Equilibrio Límite	28
2.4	Método de cálculo de taludes por equilibrio límite	29
2.4.1	Método de Bishop	30
2.4.2	Método de Spencer	31
2.4.3	Método de Morgenstern - Price	33
2.5	Método de elementos fíntos (FEM)	34
2.5.1	Detalle matemático de los elementos triangulares	35
2.5.2	Detalle matemático de los elementos cuadriláteros	36
2.5.3	Detalles matemáticos del elemento de viga de 2 nodos	37
2.5.4	Condiciones de contorno	38
2.5.4.1	Caso 1: una pendiente homogénea sin base	38
2.5.4.2	caso2: Espesor Homogéneo con Base	41
2.5.5	Método de Newmark	42
3	Método de la investigación	44
3.1	Enfoque.	44
3.2	Alcance	44
3.3	Diseño de investigación	44
3.4	Población y muestra	44
3.4.1	Población	44
3.4.2	Muestra	44
3.5	Hipótesis	45
3.5.1	Hipótesis general	45
3.5.2	Hipótesis específicas	45

3.6	Operacionalización de variables	45
3.6.1	Variables e indicadores	45
3.7	Técnicas e instrumentos	46
3.7.1	Técnicas	46
3.7.2	Instrumentos	46
3.8	Desarrollo del trabajo de tesis	46
3.8.1	Ubicación del proyecto de investigación	46
3.8.2	Aspectos geológicos y geomorfológicos	47
3.8.2.1	Substrato rocoso del Paleozoico	47
3.8.2.2	Substrato rocoso del Mesozoico	47
3.8.2.3	Depósitos superficiales	47
3.8.2.4	Geomorfológicamente	47
3.8.3	Características del suelo	48
3.8.4	Calicata de Maracana para la investigación	49
3.8.5	Aguas subterráneas	50
3.8.6	Peligros geológicos	50
3.8.7	Imagen ortofoto no tripulado con Drón	51
3.9	Análisis de talud sin mejoramiento	55
3.9.1	Ubicación y descripción del proyecto	55
3.9.2	Objetivos del Estudio	55
3.10	Caracterización geológica y geotécnica	56
3.10.1	Reconocimiento de Campo	56
3.10.2	Estratigrafía propuesta	56
3.10.3	Clasificación Geotécnica de los Materiales	57
3.10.4	Condiciones hidrogeológicas	57
3.11	Parámetros y metodología de análisis	60
3.11.1	Metodología de análisis	60
3.11.2	Geometría del modelo	60
3.12	LEM - Bishop simplificado	60
3.12.1	Formulación Matemática	60
3.12.2	Procedimiento iterativo	61
3.12.3	Resultados del Análisis Bishop	61
3.13	Resultados de equilibrio límite - comparativo	63
3.13.1	Resultados Globales	63
3.13.2	Análisis de Sensibilidad	63
3.14	Método de elementos finito - SSR	64
3.14.1	Formulación Matemática	64
3.14.2	Resultados del Análisis SSR	65
3.15	Análisis sísmico	65

3.15.1	Carga Sísmica (Norma E.030)	65
3.15.2	Análisis Pseudoestático	66
3.16	Parámetros de análisis dinámico	67
3.16.1	Parámetros del talud	67
3.16.2	Parámetros sísmicos - Norma E.030	67
3.16.3	Acelerograma de diseño	67
3.17	Metodología - método de Newmark	68
3.17.1	Formulación matemática	68
3.17.2	Criterio de deslizamiento	68
3.17.3	Método de integración de Newmark	68
3.17.4	Desplazamiento permanente	69
3.18	Resultados de análisis	69
3.18.1	Resultados generales	69
3.18.2	Episodios de deslizamiento	69
3.19	Gráficas de análisis	70
3.19.1	Acelerograma de entrada	70
3.19.2	Desplazamiento permanente acumulado	70
3.19.3	Velocidad y desplazamiento relativo	71
3.19.4	Espectro de respuesta	71
3.19.5	Resumen Completo	72
3.20	Cálculos detallados	72
3.20.1	Cálculo de la Aceleración Umbral	72
3.20.2	Cálculo del desplazamiento permanente	72
3.20.3	Cálculo de la velocidad máxima	73
3.20.4	Cálculo de la aceleración máxima	73
3.20.5	Distribución del desplazamiento por episodio	73
3.20.6	Datos del acelerograma	74
3.20.7	Resultados numéricos	74
3.21	Comparación de resultados métodos LEM	75
3.21.1	Comparación con otros métodos	75
3.21.2	Modelamiento de LEM con GeoSTUDIO sin mejoramiento	76
3.22	Análisis de talud sin mejoramiento	82
3.22.1	Interpretación de Resultados	82
4	Resultados	83
4.1	Análisis e interpretación	83
4.2	Geometría del talud de falla con banquetas	83
4.2.1	Características geométricas adoptadas	83
4.2.2	Descripción de la estabilización	84

4.3	Parámetros geotécnicos del modelo	84
4.3.1	Parámetros resistentes	84
4.3.2	Condición hidrogeológica con drenaje	85
4.4	Método de Bishop simplificado	85
4.4.1	Formulación Matemática	85
4.4.2	Procedimiento de cálculo corregido	85
4.4.3	Resultados de convergencia	86
4.4.4	Detalle de rebanadas	87
4.5	Resultados de equilibrio límite	87
4.5.1	Comparación con la condición original	87
4.5.2	Análisis de sensibilidad	87
4.6	Método de elementos finitos - SSR	88
4.6.1	Formulación Matemática	88
4.6.2	Resultados del análisis SSR	88
4.7	Análisis sísmico pseudoestático	88
4.8	Análisis dinámico - método de Newmark	89
4.9	Comparación de Resultados	89
4.9.1	Resumen de Factores de Seguridad	89
4.9.2	Cumplimiento normativo	95
4.10	Interpretación de la estabilización	95
5	Conclusiones	96
5.1	Conclusiones Generales	96
5.2	Conclusiones Específicas	98
5.2.1	Análisis de esfuerzo cortante para mitigar el estado límite	98
5.2.2	Tipo de mejoramiento que favorece la estabilidad global	98
5.2.3	Tipo de material que mejora la estabilidad del talud	99
5.2.4	Verificación de la estabilidad	100
5.2.5	Resumen de conclusiones	101
5.3	Verificación del Cumplimiento de Objetivos	102
5.4	Recomendaciones	102
	REFERENCIAS	104
A.1	Ubicación del área de influencia del talud	107
A.2	Calitas realizadas por INGEMMET	115
A.3	Estructura del Código	117
A.3.1	Importación de Librerías	117
A.3.2	Definición de Parámetros del Talud	117
A.3.3	Parámetros Sísmicos (Norma E.030)	118
A.4	Función Principal: Método de Bishop	118

A.4.1	Definición de la Función	118
A.4.2	Discretización en Dovelas	119
A.4.3	Cálculo de Propiedades de Dovelas	119
A.4.4	Proceso Iterativo de Bishop	120
A.4.4.1	Peso de la Dovela	120
A.4.5	Inclusión de Efectos Sísmicos	120
A.4.6	Fórmula de Bishop Modificada con Sismo	121
A.4.7	Verificación de Convergencia	121
A.5	Ejecución del Análisis	122
A.5.1	Cálculo de Factores de Seguridad	122
A.6	CÓDIGOS	122
A.6.1	Anexo A: Código Python para el Análisis	122

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Ubicación y localización de Perú	2
Figura 2	Ubicación y localización del departamento de Ayacucho	2
Figura 3	Provincia de Victor Fajardo	3
Figura 4	Distrito de Huancapi	3
Figura 5	Área de estudio	5
Figura 6	Subcuencas del distrito de Huancapi	6
Figura 7	Plano de falla del talud	16
Figura 8	(a) Fallo en la Base del Talud, (b) Fallo Profundo, (c) Fallo en el Talud, y (d) Fallo Compuesto	17
Figura 9	Diagrama esquemático de la mejora de la estabilidad de un talud mediante excavación	18
Figura 10	Diagrama esquemático de pendiente con berma	19
Figura 11	Muro de contención	19
Figura 12	Vegetación en pendiente	20
Figura 13	Detalle típico de anclaje de suelo	20
Figura 14	Deslizamientos circulares	25
Figura 15	Partes del talud	25
Figura 16	Rebanadas del talud	29
Figura 17	Formulación matemática del método de Spencer	31
Figura 18	Formulación matemática de Morgenstern - Price	34
Figura 19	Triángulo cuadrático	35
Figura 20	Un elemento cuadrilátero de 8 nodos	36
Figura 21	Elemento Viga de 2 nodos	37
Figura 22	Condiciones de contorno	38
Figura 23	Condiciones de contorno	38
Figura 24	Geometría del modelo de referencia sin base	39
Figura 25	Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos con un tamaño global aproximado de 0.8	39
Figura 26	Elementos cuadriláteros bi-cuadráticos de deformación plana de 8 nodos con un tamaño global aproximado de 0.8	40

Figura 27	Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos con un tamaño global aproximado de 0.4.	40
Figura 28	Elementos cuadriláteros bi-cuadráticos de deformación plana de 8 nodos con un tamaño global aproximado de 0.4.	40
Figura 29	Geometría del modelo de referencia con suelo base	41
Figura 30	Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos	41
Figura 31	Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos	42
Figura 32	Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos	42
Figura 33	Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos	43
Figura 34	Área de estudio	46
Figura 35	Mapa geológica del sector de Huancapi	48
Figura 36	Calicatas realizadas por INGEMMET	49
Figura 37	Calicata de Maracana para la investigación	50
Figura 38	Elaboración propia	52
Figura 39	Elaboración propia	53
Figura 40	Elaboración propia	54
Figura 41	Talud propuesto	58
Figura 42	Talud y sus partes	59
Figura 43	Convergencia del F.S por el método BISHOP	62
Figura 44	Evolución del error	63
Figura 45	Efecto sísmico	66
Figura 46	Efecto sísmico	70
Figura 47	Desplazamiento permanente acumulado	70
Figura 48	Velocidad y desplazamiento	71
Figura 49	Espectro de respuesta de acelerograma	71
Figura 50	Resumen de parámetros sísmicos	72
Figura 51	Convergencia del F.S	76
Figura 52	Factor de seguridad por el método LEM - Bishop	77
Figura 53	Factor de seguridad por el método LEM - MORGEINSTEN	78
Figura 54	Factor de seguridad por el método LEM - SPENCER	79
Figura 55	Factor de seguridad por el método LEM - JAMBU	80
Figura 56	Factor de seguridad por el método FEM	81
Figura 57	Factor de seguridad de talud con banquetas y y drenaje por método Bishop	90
Figura 58	Factor de seguridad de talud con banquetas y y drenaje por método Spencer	91
Figura 59	Factor de seguridad de talud con banquetas y drenaje por método Morgenstern Price	92

Figura 60	Factor de seguridad de talud con banquetas y drenaje por método Janbu	93
Figura 61	Factor de seguridad de talud con banquetas y drenaje por método FEM	94
Figura 62	Talud mejorado con banquetas y drenaje	97
Figura 63	Pais de Perú	107
Figura 64	Provincia de Victor Fajardo	108
Figura 65	Distrito de Huancapi	108
Figura 66	Departamento de Ayacucho	109
Figura 67	Visita e inspección de campo	109
Figura 68	Visita e inspección de campo	110
Figura 69	Visita e inspección de campo	110
Figura 70	Realización de calicata	111
Figura 71	Realización de calicata	111
Figura 72	Realización de calicata	112
Figura 73	Realización de calicata	112
Figura 74	Laboratorio de suelos	113
Figura 75	Laboratorio de suelos	113
Figura 76	Laboratorio de suelos	114
Figura 77	Laboratorio de suelos	114
Figura 78	Laboratorio de suelos	115
Figura 79	Mapa geológica del sector de Huancapi	115
Figura 80	Mapa geológica del sector de Huancapi	116
Figura 81	Mapa geológica del sector de Huancapi	116
Figura 82	Mapa geológica del sector de Huancapi	117

LISTA DE TABLAS

Tabla 3	Características físicas y parámetros morfométricos de la cuenca de Huancapi	4
Tabla 4	Recomendaciones de valores mínimos de factor de seguridad	23
Tabla 5	Factor de seguridad criterio de la U.S Army Corps of Engineers, manual de estabilidad de taludes	24
Tabla 6	Principios de análisis de cada método de equilibrio límite	28
Tabla 7	Forma de calcular el factor de seguridad.	29
Tabla 8	Características de métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes. . .	30
Tabla 9	Variables, Dimensiones, indicadores y unidades	45
Tabla 10	Estratigrafía de la calicata C-01	56
Tabla 11	Clasificación geotécnica de los materiales de la calicata C-01	57
Tabla 12	Parámetros geométricos del modelo del talud	60
Tabla 13	Iteraciones del método de Bishop - Caso estático	61
Tabla 14	Detalle completo de rebanadas - Iteración final	62
Tabla 15	Factores de seguridad obtenidos - Condición estática	63
Tabla 16	Análisis de sensibilidad - Método de Bishop	64
Tabla 17	Resultados del análisis FEM-SSR	65
Tabla 18	Resultados del análisis pseudoestático	66
Tabla 19	Parámetros del talud para el análisis dinámico	67
Tabla 20	Parámetros sísmicos según Norma E.030	67
Tabla 21	Resultados del análisis dinámico - Newmark	69
Tabla 22	Episodios de deslizamiento identificados	69
Tabla 23	Distribución del desplazamiento por episodio	73
Tabla 24	Estadísticas del acelerograma generado	74
Tabla 25	Resultados detallados del análisis dinámico	74
Tabla 26	Comparación de factores de seguridad	75
Tabla 27	Comparación de resultados con otros métodos	75
Tabla 28	Parámetros geométricos adoptados para el talud de falla	84
Tabla 29	Parámetros geotécnicos adoptados para el modelo con banquetta y drenaje	84
Tabla 30	Datos de entrada para el nuevo cálculo de Bishop	86

Tabla 31	Iteraciones del Método de Bishop - Condición con Banqueta y Drenaje	86
Tabla 32	Factores de seguridad a obtener con el modelo corregido	87
Tabla 33	Comparación de factores de seguridad	87
Tabla 34	Esquema corregido para el análisis de sensibilidad	88
Tabla 35	Resultados pseudoestáticos a recalcular	89
Tabla 36	Resumen de resultados de estabilidad del modelo corregido	89
Tabla 37	Parámetros geométricos del talud de falla	99
Tabla 38	Comparación de factores de seguridad: condición original y estabilizada	99
Tabla 39	Comparación de parámetros geotécnicos de los estratos	100
Tabla 40	Resultados pseudoestáticos de la condición estabilizada	100
Tabla 41	Resumen de resultados de la estabilización del talud	101
Tabla 42	Verificación del cumplimiento de objetivos	102
Tabla 43	Parámetros geotécnicos del talud	118
Tabla 44	Parámetros sísmicos según la Norma E.030	118

GLOSARIO

ACI 211.1 Norma del American Concrete Institute utilizada para el diseño de mezclas de concreto convencional.

Banqueta Elemento estructural en forma de plataforma horizontal o inclinada, construido en un talud para reducir su altura, mejorar la estabilidad y controlar la erosión.

Cohesión (c) Parte de la resistencia al corte del suelo que se debe a las fuerzas de atracción entre partículas, independiente de la presión normal.

Talud Superficie inclinada del terreno natural o de una excavación artificial que puede presentar riesgo de deslizamiento.

Deslizamiento Movimiento descendente de una masa de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla debido a la pérdida de estabilidad.

Equilibrio límite Método de análisis que evalúa la estabilidad de un talud considerando el equilibrio entre las fuerzas resistentes y las fuerzas que inducen el movimiento.

Factor de seguridad (FS) Relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas que provocan el deslizamiento. Si $FS > 1,0$, el talud es estable; si $FS < 1,0$, es inestable.

Geotecnia Rama de la ingeniería civil que estudia el comportamiento de los suelos y rocas con el fin de diseñar estructuras seguras y estables.

Inestabilidad de talud Condición en la cual las fuerzas desestabilizadoras superan a las resistentes, provocando el desplazamiento o colapso del material del talud.

Línea de filtración Trayectoria seguida por el agua dentro de un talud saturado; su presencia puede reducir la resistencia del suelo y afectar la estabilidad.

Napa freática Nivel subterráneo donde el suelo o la roca están completamente saturados de agua. Su posición influye en la presión de poros y en la estabilidad del talud.

Presión de poros Presión ejercida por el agua dentro de los poros del suelo. Un aumento en esta presión reduce la resistencia al corte del suelo.

Datos observados Datos recogidos en campo mediante estaciones encargadas de registrar variables meteorológicas e hidrométricas.

Datos estimados Datos calculados estadísticamente o mediante modelos matemáticos o computacionales.

Resistencia al corte Capacidad del suelo para resistir esfuerzos cortantes sin fallar. Depende de la cohesión, el ángulo de fricción interna y la presión efectiva.

Superficie de falla Plano o superficie a lo largo del cual ocurre el deslizamiento del talud.

Talud natural Pendiente del terreno formada por procesos geológicos o erosivos sin intervención humana.

Talud de corte Pendiente creada por excavación o construcción, generalmente más pronunciada que el talud natural.

Tensión efectiva Parte de la tensión total del suelo que contribuye a la resistencia al corte. Se calcula restando la presión de poros de la tensión total.

Terraplén Estructura artificial formada por la acumulación de suelo o material granular, cuyo talud debe analizarse para garantizar su estabilidad.

ACRÓNIMOS

FS	Factor de Seguridad.
LEM	Método de Equilibrio Límite (Limit Equilibrium Method).
FEM	Método de Elementos Finitos (Finite Element Method).
GWT	Nivel Freático (Ground Water Table).
SS	Estabilidad de Talud (Slope Stability).
SFP	Superficie Potencial de Falla (Slope Failure Plane).
SMA	Análisis de Movimiento de Suelos (Soil Movement Analysis).
SCM	Modelo de Círculo de Deslizamiento (Slip Circle Method).
UCS	Resistencia a la Compresión No Confinada (Unconfined Compressive Strength).
CPT	Ensayo de Penetración de Cono (Cone Penetration Test).
SPT	Ensayo de Penetración Estándar (Standard Penetration Test).
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System).
AASHTO	Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte.
Mohr-C	Criterio de Falla de Mohr-Coulomb.
PWP	Presión de Poros (Pore Water Pressure).
SSR	Relación de Resistencia al Corte (Shear Strength Ratio).
FSmin	Factor de Seguridad Mínimo.
LHZ	Zona de Deslizamiento (Landslide Hazard Zone).
SC	Caída Súbita (Sudden Collapse).
GSI	Índice de Masa Rocosa (Geological Strength Index).
MTI	Índice de Movimiento de Tierra (Mass/Terrain Movement Index).

SÍMBOLOS

γ	Peso unitario del suelo.
γ_{sat}	Peso unitario saturado.
γ_{dry}	Peso unitario seco.
γ_w	Peso unitario del agua.
G_s	Gravedad específica de sólidos.
e	Relación de vacíos.
n	Porosidad.
S	Grado de saturación.
w	Contenido de agua.
c	Cohesión del suelo.
ϕ	Ángulo de fricción interna.
u	Presión de poros.
m	Coefficiente de permeabilidad.
c'	Cohesión efectiva.
ϕ'	Ángulo de fricción interna efectivo.
T_{max}	Temperatura máxima ambiental anual.
T_{prom}	Temperatura promedio ambiental anual.
W_m	Peso del muro de concreto.
h_m	Altura del muro.
t_m	Espesor del muro.
b_f	Ancho de la base de la zapata del muro.
P	Empuje activo.
FS	Factor de seguridad.
L	Longitud de la superficie de falla.
β	Ángulo del talud respecto a la horizontal.
σ'	Esfuerzo normal efectivo.
σ	Esfuerzo normal total.
τ_f	Esfuerzo cortante efectivo.
τ	Esfuerzo cortante.

Capítulo 1

Planteamiento del problema

1.1 Descripción del problema

El problema del mejoramiento de taludes surge principalmente en situaciones donde la estabilidad de un talud natural o artificial se ve comprometida, lo que puede llevar a deslizamientos de tierra, erosión o fallas estructurales. Estas situaciones son comunes en áreas montañosas, zonas de construcción, carreteras, presas, y otros lugares donde se alteran las condiciones naturales del terreno o se someten a cargas adicionales. El mejoramiento de taludes implica una serie de técnicas y estrategias para estabilizar el talud y prevenir futuros problemas. Esto puede incluir la modificación de la geometría del talud, la instalación de sistemas de drenaje, la implementación de refuerzos estructurales (como muros de contención o anclajes), la vegetación del talud para controlar la erosión, y la instalación de sistemas de monitoreo para evaluar la estabilidad a lo largo del tiempo.

En resumen, el problema del mejoramiento de taludes es un desafío crítico en la ingeniería civil que requiere un enfoque multidisciplinario para asegurar la estabilidad de los terrenos y proteger tanto a las personas como a las infraestructuras.

1.2 Delimitación del problema

1.2.1 Espacial (geográfica)

El trabajo se llevará a cabo en la siguiente región:

Departamento: Ayacucho

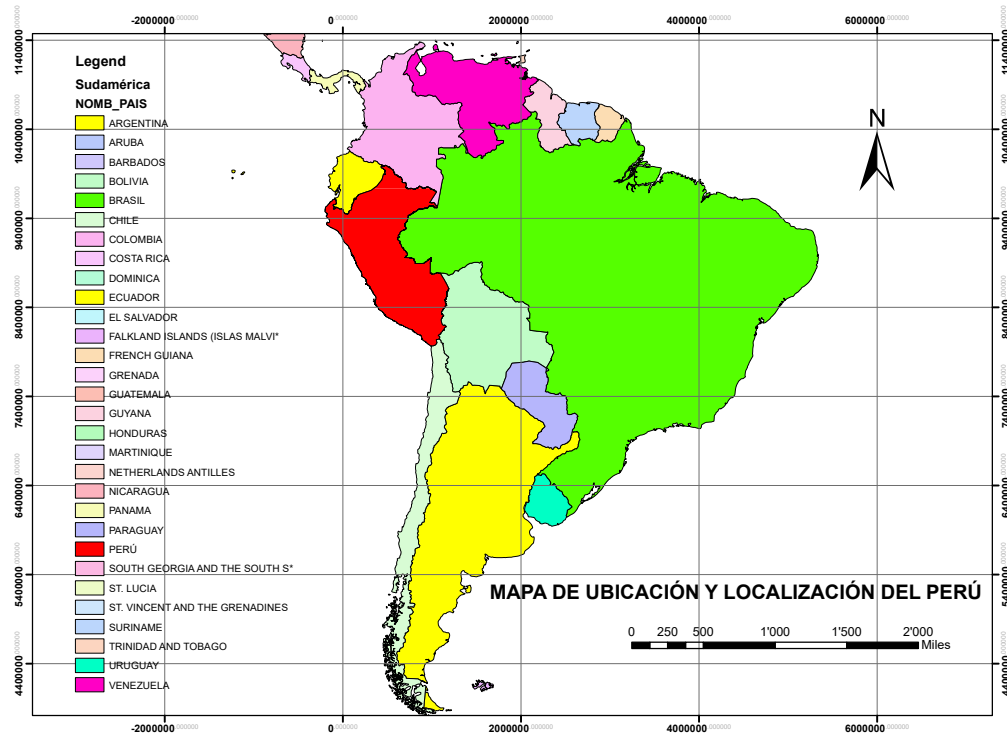
Provincia: Victor Fajardo

Distrito: Huancapi

Cuenca: Cuenca del punto de control del talud ha analizar.

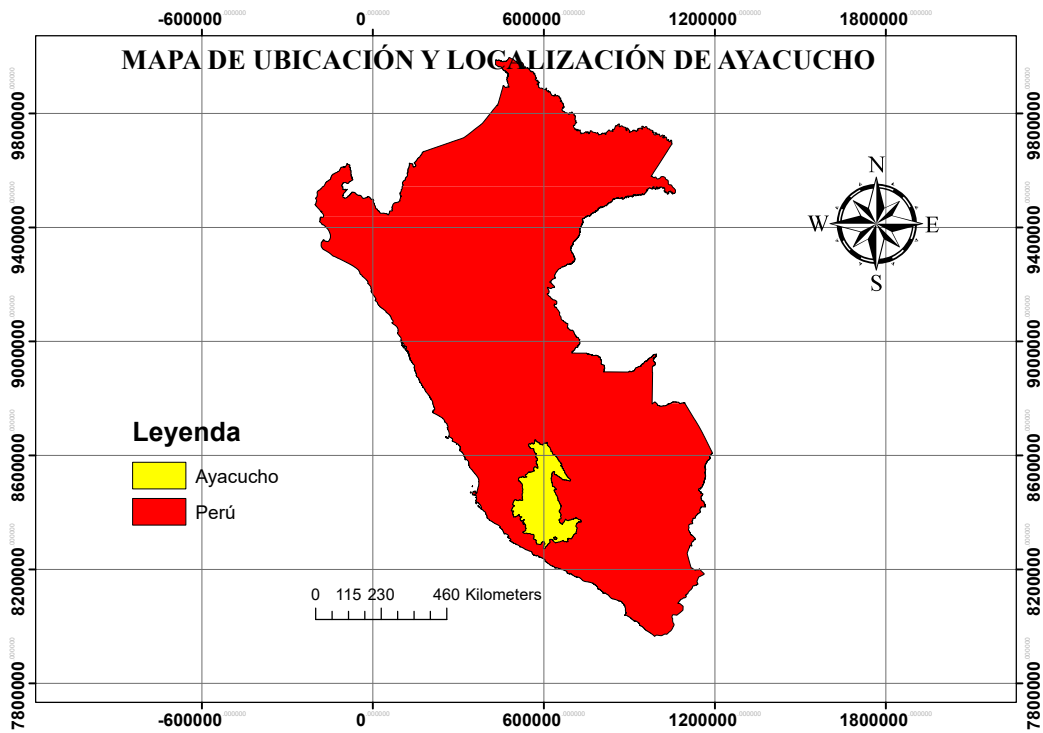
El presente trabajo esta parametrizado y se desarrolla en la cuenca del punto de control del talud ubicado en las coordenadas UTM E(601285.1 m), S(8478986.1 m) ubicado en la provincia de Victor Fajardo.

Figura 1
Ubicación y localización de Perú



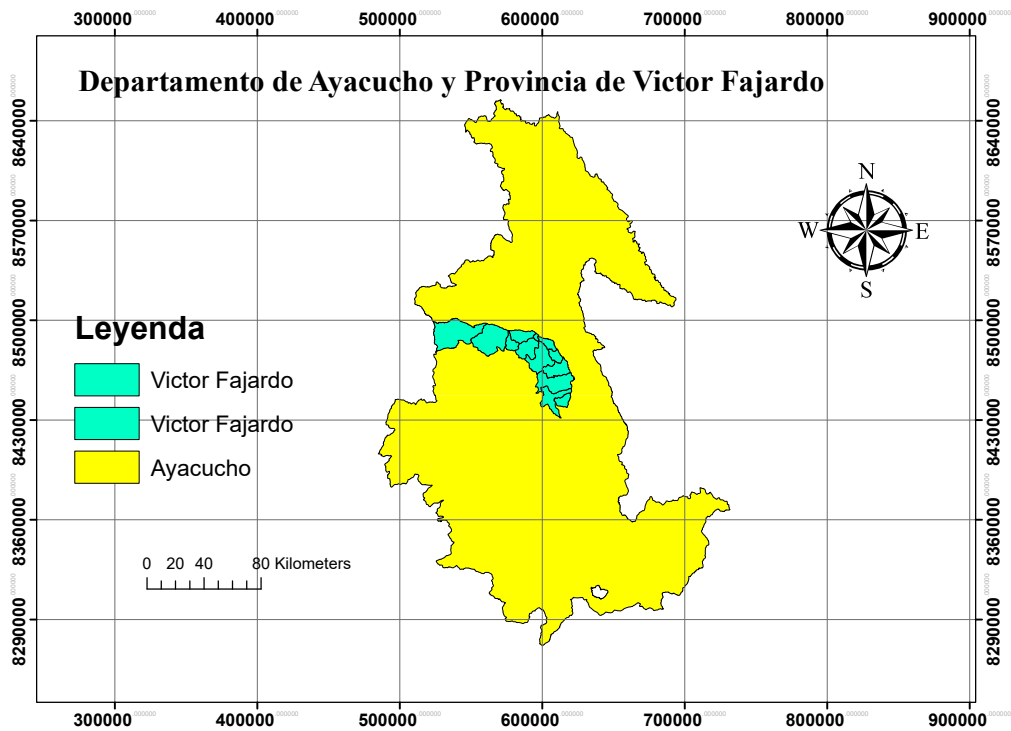
Nota: Elaboración propia

Figura 2
Ubicación y localización del departamento de Ayacucho



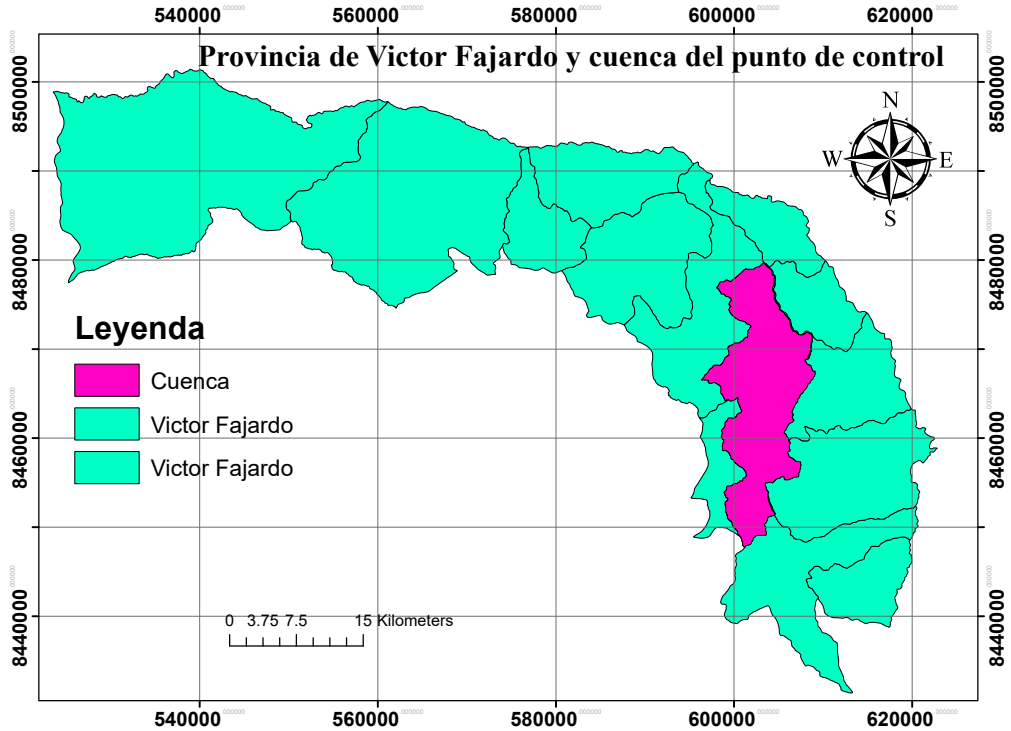
Nota: Elaboración propia

Figura 3
Provincia de Victor Fajardo



Nota: Elaboración propia

Figura 4
Distrito de Huancapi



Nota: Elaboración propia

1.2.2 Delimitación del punto de control

Para la investigación delimitamos 100m de radio del punto de control donde se encuentra ubicado el talud en las coordenadas UTM E(601285.1 m), S(8478986.1 m), perteneciendo al distrito de Huancapi de la provincia de Victor Fajardo Ayacucho, donde tenemos los parámetros morfométricos de la cuenca del punto de interés perteneciente al distrito de Huancapi.

1.2.3 Parámetros morfométricos de la cuenca del punto de control

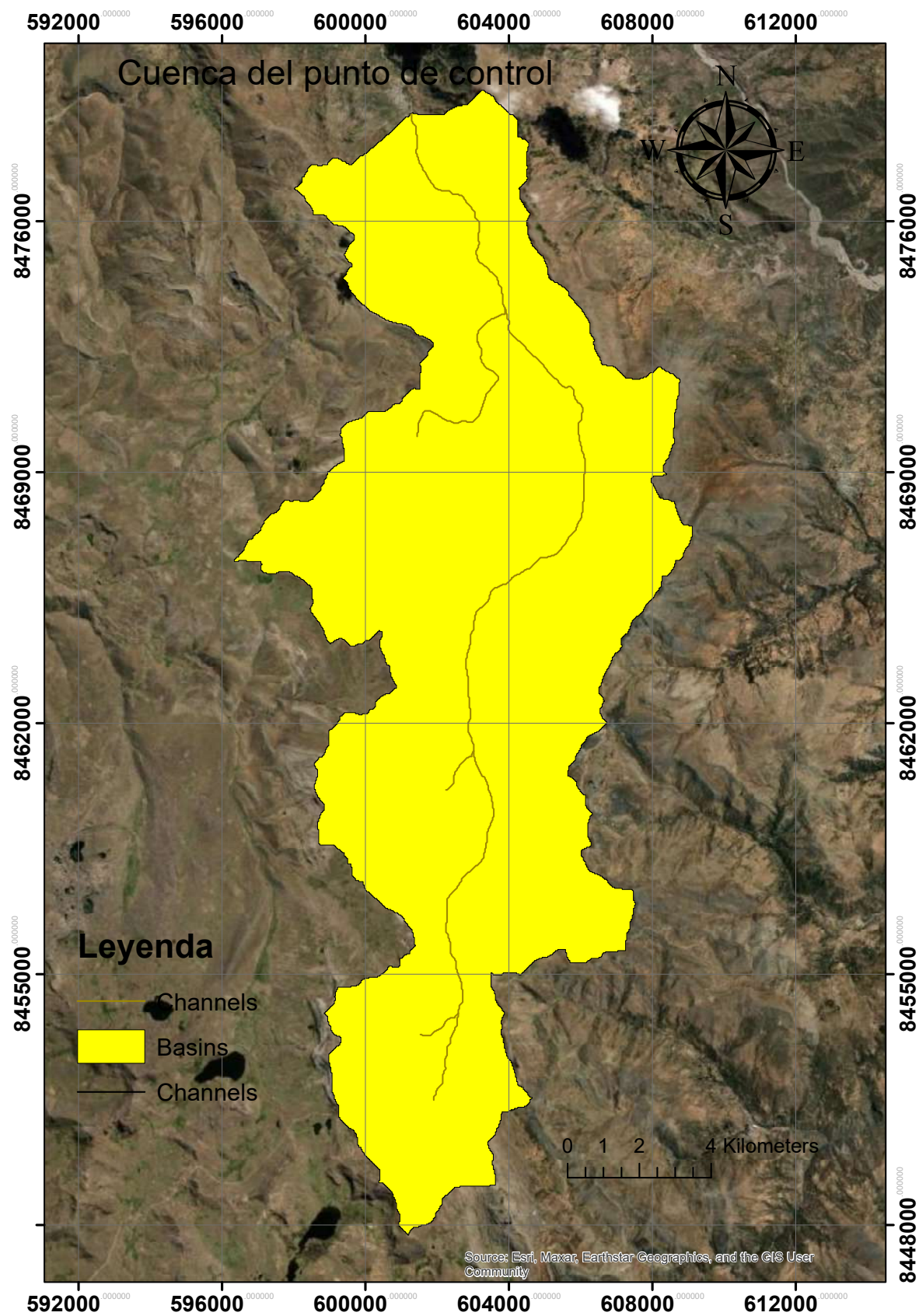
Los parámetros morfométricos están referidos a las características físicas de la cuenca como apreciamos en la siguiente tabla .

Tabla 3

Características físicas y parámetros morfométricos de la cuenca de Huancapi

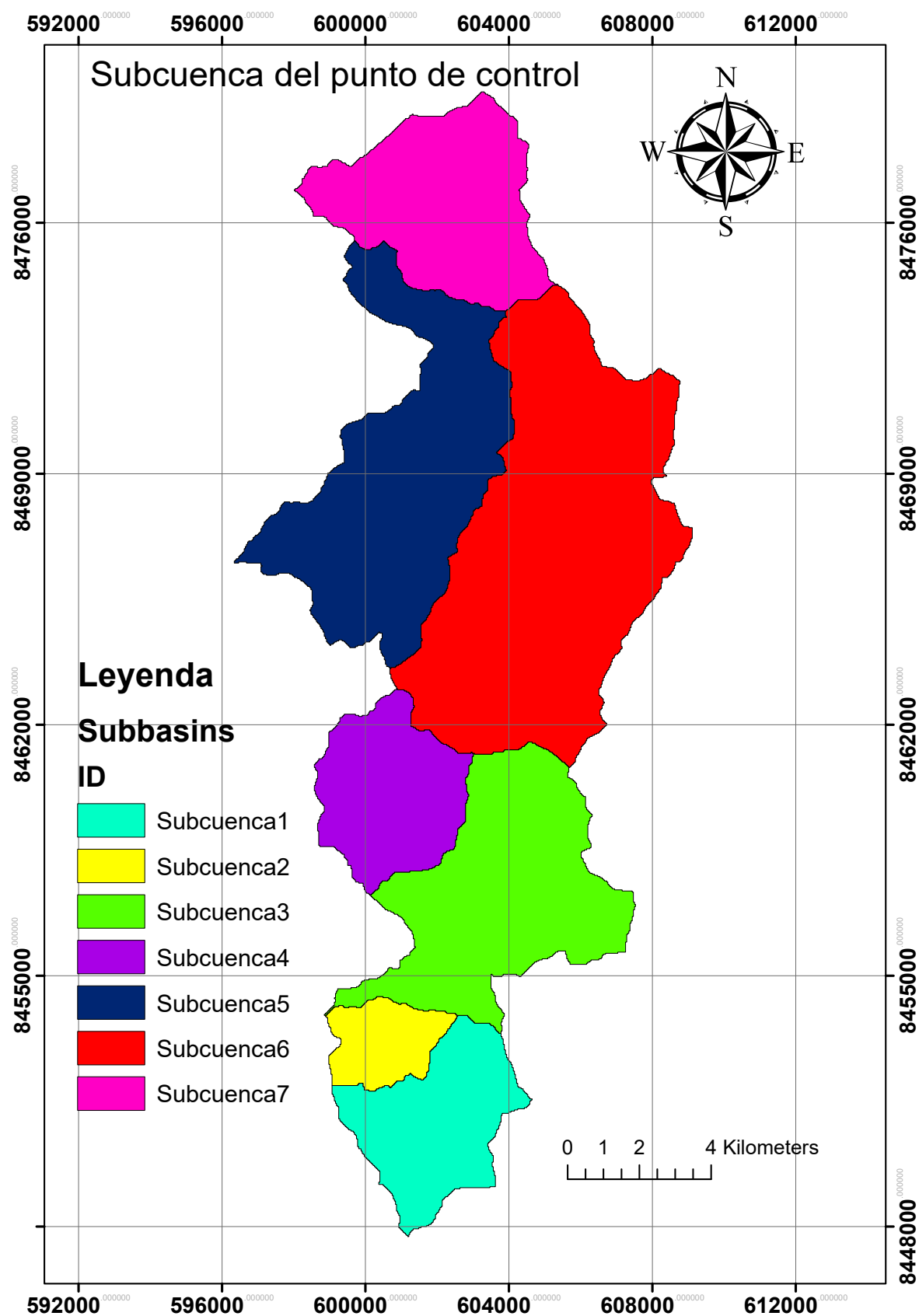
Salida en X	Salida en Y	Perím. (Km)	Área (km2)	Centroide X
601285.1	8478986.1	125.1	199.7	602917.4
Centroide Y	Elev. media (m.s.n.m)	Elev. (m.s.n.m)	flujo medio (m)	flujo máx.(m)
8464615.1	4166.2	1616	19633.1	165516.6
tiemp. Conc. (hrs)	Orografía	Balance de agua		
3.7	20.9	1.01		
<i>Nota:</i> Elaboración Propia				

Figura 5
Área de estudio



Nota: Elaboración
propia

Figura 6
Subcuencas del distrito de Huancapi



Nota: Elaboración propia

1.2.4 Temporal

La investigación se desarrollará en el año 2024 entre los meses de junio a octubre, a partir de la evaluación de los parámetros del suelo en el distrito de Huancapi.

1.2.5 Temática y unidad de análisis

La temática y unidad de análisis en la presente investigación esta dada por la variable de investigación denominada Mejoramiento para evaluar cuales son los tipos de mejoramiento que estabilizan el talud.

1.3 Formulación del problema

1.3.1 Problema general

¿En qué medida la evaluación del mejoramiento del terreno determina la estabilidad de talud empleando el criterio de estado límite, en Huancapi, Ayacucho 2024?

1.3.2 Problemas específicos

1. ¿ En qué medida el análisis de esfuerzo cortante podrá mitigar el estado límite del talud, en Huancapi, Ayacucho 2024?
2. ¿En qué medida el tipo de mejoramiento favorece a la estabilidad global de talud, en Huancapi, Ayacucho 2024?
3. ¿En qué medida el tipo de material mejorará las estabilidad de talud , en Huancapi, Ayacucho 2024?

1.4 Justificación e importancia

Es justificable porque evaluará la estabilidad del talud para evitar daños a las viviendas y la seguridad de las personas donde estos tipo de proyectos son priorizados por ser altamente riesgoso, y para la construcción de proyectos de infraestructuras.

1.5 Limitaciones o restricciones

Las limitaciones que se tienen económicas para realizar son los ensayos que complementan a la estabilidad de taludes como , ensayo de penetración cónica (CPT), ensayos de penetración estandar (SPT), ensayo de consolidación, ensayos de permeabilidad, donde economicamente nos limita, pero no por ello se deja de investigar requiriendo solo los estudios mas básicos.

1.6 **Objetivos**

1.6.1 **Objetivo general**

Evaluar el mejoramiento del terreno para determinar la estabilidad de talud empleando el criterio de estado límite, en Huancapi, Ayacucho 2024.

1.6.2 **Objetivos específicos**

1. Determinar el análisis de esfuerzo cortante para mitigar el estado límite del talud, en Huancapi, Ayacucho 2024.
2. Determinar el tipo de mejoramiento que favorece la estabilidad global de talud, en Huancapi, Ayacucho 2024.
3. Determinar el tipo de material que mejorará las estabilidad de talud , en Huancapi, Ayacucho 2024.

Capítulo 2

Marco teórico

2.1 Antecedentes

2.1.1 Antecedentes Internacionales

Según el investigador, Sazzad (2017) del departamento de ingeniería civil de la universidad de ingeniería y tecnología Rajshahi Bangladesh en su investigación “*Análisis de estabilidad de taludes en suelos homogéneos y estratificados mediante FEM*”, este artículo presenta un enfoque de elementos finitos para analizar las respuestas de taludes en suelos homogéneos y estratificados utilizando la técnica de reducción de resistencia al corte (SSR). La falla de un talud puede ocurrir debido a la disminución de la resistencia al corte con el aumento de deformaciones plásticas inducidas por la carga. El enfoque actual permite analizar este proceso de falla utilizando los criterios de falla de Mohr-Coulomb y de fluencia de Drucker-Prager, en los cuales se reducen los parámetros de resistencia al corte. Para evaluar la fiabilidad del resultado numérico en el análisis de estabilidad de taludes mediante la técnica SSR de elementos finitos, se comparan los resultados con los conocidos métodos convencionales de equilibrio límite, a saber, el Método de Bishop (1955), el Método de Fellenius (1936) y el Método de Spencer (1967), considerando taludes en suelos homogéneos y estratificados. Se encuentra una muy buena concordancia entre los métodos convencionales de equilibrio límite (LEM) y el método de elementos finitos (FEM). Sin embargo, el factor de seguridad calculado por FEM muestra valores más altos que los obtenidos por LEM, y el factor de seguridad considerando el modelo de Mohr-Coulomb muestra un valor más bajo que el del modelo de Drucker-Prager, independientemente del ángulo de talud en ambos tipos de suelos. Además, se ha reportado el efecto de la variación de una capa de suelo débil desde la parte superior del talud hasta el suelo de cimentación. El factor de seguridad del talud en suelos estratificados disminuye en relación con el aumento de la distancia de una capa delgada de suelo desde la parte superior del talud hasta la relación espesor-capas, hasta cierto punto, y más allá de este, el factor de seguridad vuelve a aumentar. Finalmente, se han evaluado las superficies de falla tanto para LEM como para FEM. Se puede notar que FEM muestra una localización más profunda de la superficie de deslizamiento que LEM en un talud de suelo homogéneo; sin embargo, en un talud de suelo estratificado, LEM muestra una localización más profunda de la superficie de deslizamiento que FEM.

Según los investigadores Halder et al. (2016), del Departamento de Ingeniería Civil y Recursos Hídricos, Universidad de Ingeniería y Tecnología de Chittagong, Chittagong, Bangladés del Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Ingeniería y Tecnología de Chittagong, Chittagong, Bangladés en su investigación denominado “***Un análisis detallado de la estabilidad de taludes utilizando el método de elementos finitos (FEM)***”, donde los problemas de inestabilidad en taludes, tanto en los diseñados como en los naturales, son desafíos comunes para investigadores y profesionales. Este artículo se centra principalmente en el análisis de algunos taludes simples utilizando el método de elementos finitos (FEM). Aunque este no es un concepto completamente nuevo, no es muy comúnmente utilizado en el campo de la ingeniería geotécnica. El método de elementos finitos supera las suposiciones de otros métodos de análisis y proporciona resultados más precisos. En este estudio, se utiliza PLAXIS, un software basado en elementos finitos desarrollado para evaluar la estabilidad de taludes bajo diversos escenarios. La estabilidad del talud se ha analizado en cuatro tipos de suelos que no son homogéneos y se han evaluado los factores de seguridad para diferentes alturas de talud. Luego, se realizó el mismo análisis para los mismos taludes compuestos por suelos homogéneos y se compararon los resultados. La carga de sobrecarga es otro factor importante para la estabilidad del talud. Un talud estable puede soportar cierta cantidad de carga de sobrecarga hasta que el factor de seguridad alcance su valor mínimo. A mayores factores de seguridad, mayor es la capacidad de carga del talud.

Según los investigadores Yang et al. (2022), del Instituto de Ingeniería Geotécnica, Universidad de Tecnología de Xian, China en su investigación: “***Implementación de Algoritmos de Fuerza Expansiva Equivalente en el Método FEM con Reducción de Resistencia y su Aplicación en la Estabilidad de Taludes de Suelo Expansivo***” menciona: La pérdida de succión matricial durante la lluvia tiene un impacto significativo en la inestabilidad de taludes de suelos expansivos. Se diseñó un nuevo dispositivo para medir la fuerza expansiva con el fin de proponer y determinar la fuerza expansiva equivalente correspondiente a la succión matricial. Primero, se analizó la relación interna entre la succión matricial y la fuerza expansiva equivalente en suelos expansivos no saturados. Luego, se discutió la implementación de un algoritmo numérico para la fuerza expansiva equivalente, que fue incorporada al método de elementos finitos (FEM) con reducción de resistencia. Finalmente, se compararon y analizaron los efectos equivalentes de la succión matricial y la fuerza expansiva equivalente al evaluar la estabilidad de un talud de suelo expansivo no saturado. Los resultados muestran que el nuevo dispositivo de prueba mejora significativamente la precisión de la medición de la fuerza expansiva y reduce el tiempo de prueba. La relación entre la succión matricial y la fuerza expansiva equivalente con el cambio en el contenido inicial de agua es evidente. La fuerza expansiva equivalente puede reflejar la contribución macro de la succión matricial al suelo expansivo no saturado, y el método FEM desarrollado con base en la fuerza expansiva equivalente puede utilizarse para evaluar la inestabilidad de un talud de suelo expansivo indu-

cida por la lluvia, causada por la disminución de la succión matricial debido a la infiltración de la lluvia.

Según los investigadores Sazzad y Haque (2016), del Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Ingeniería y Tecnología de Rajshahi, Bangladesh, en el artículo científico “*El efecto de la sobrecarga en la estabilidad de una pendiente en un suelo homogéneo mediante el método de elementos finitos (FEM)*” nos menciona: Las estructuras de ingeniería, como los estribos de puentes, las fundaciones de torres para líneas de transmisión eléctrica y las cargas de columnas de edificios de gran altura, a menudo deben construirse cerca de pendientes. Por lo tanto, es crucial analizar la estabilidad de estas pendientes cuando están sujetas a cargas de sobrecarga provenientes de tales estructuras. Los métodos tradicionales de equilibrio límite, incluidos los métodos de Fellenius, Bishop, Janbu y Morgenstern-Price, se utilizan comúnmente para este propósito, pero implican varias suposiciones. Con los avances en la tecnología computacional, el método de elementos finitos (FEM) se ha vuelto cada vez más popular para estudiar la estabilidad de las pendientes en los últimos años. Este artículo examina el impacto de la sobrecarga en la estabilidad de las pendientes en suelos homogéneos, considerando diversos factores como la altura y el ángulo de la pendiente, utilizando FEM. El análisis de la estabilidad de la pendiente se realiza mediante el método de reducción de resistencia, con el criterio de falla de Mohr-Coulomb como modelo de material. Se analiza un modelo típico de pendiente usando FEM para evaluar el efecto de la sobrecarga bajo diferentes condiciones, y se presentan los resultados.

Según Valentino (2023), docente investigador del Departamento de Química, Ciencias de la Vida y Sostenibilidad Ambiental, Universidad de Parma, Italia, en su investigación “*Modelado FEM de Capas Débiles Delgadas en Análisis de Estabilidad de Pendientes*”, en su investigación menciona: Modelar la presencia y el efecto de una capa delgada de suelo o roca débil en un análisis de estabilidad de pendientes realizado mediante el método de elementos finitos (FEM) presenta varios problemas de naturaleza puramente numérica. Este artículo aborda un análisis paramétrico de tres estudios de casos numéricos 2D diferentes (tanto ideales como reales) de pendientes inestables o potencialmente inestables que contienen una banda blanda (o capa débil) delgada. El software FEM utilizado es RS2 (Rocscience). El objetivo es investigar la influencia de algunas características geométricas y numéricas de las bandas blandas en los análisis de estabilidad. Se asumió el modelo constitutivo elástico-perfectamente plástico de Mohr-Coulomb para todos los materiales involucrados, manteniéndose constantes los parámetros mecánicos. En cambio, se modificaron otros parámetros fundamentales de la capa débil, como el tipo de elementos de malla, la densidad de la malla y la geometría, en términos de grosor y forma de afloramiento, y se compararon los resultados en términos del Factor Crítico de Reducción de Resistencia (SRF). Los principales resultados de este estudio representan sugerencias prácticas sobre algunos aspectos numéricos y técnicos para los usuarios de análisis de estabilidad de pendientes con FEM, con el fin de obtener una

evaluación precautoria de la estabilidad de las pendientes.

Según Sazzad, Rahman y Mamun (2016), los investigadores del Departamento de Ingeniería Civil DUET - Gazipur, Bangladés, en la Conferencia Internacional sobre Innovaciones Recientes en Ingeniería Civil para el Desarrollo Sostenible plasmada en la revista científica ***“Efecto de la Malla en el Análisis de Estabilidad de Pendientes Basado en FEM”*** menciona: En el análisis basado en el método de elementos finitos (FEM), el tamaño de la malla (tamaño del elemento), el número de elementos y la forma del elemento pueden impactar significativamente los resultados numéricos si sus valores óptimos no se determinan. Por lo tanto, examinar la estabilidad de las pendientes con tamaños de malla, formas de elementos y cantidades de elementos variables es crucial. Este artículo investiga cómo la geometría de la malla (gruesa o fina) afecta la estabilidad de las pendientes en un modelo FEM. El objetivo es evaluar el impacto del tamaño de la malla, el número de elementos y la forma del elemento en el factor de seguridad de un modelo de pendiente FEM con y sin agua. El estudio utiliza el modelo de material Mohr-Coulomb. Se analizan varios tamaños de malla (tamaño de elementos) como 1.0 m, 0.90 m, 0.80 m, 0.70 m, 0.60 m, 0.50 m y 0.40 m para elementos triangulares de 6 nodos y elementos mixtos (triángulos y cuadriláteros), tanto con agua como sin agua, y se calculan los factores de seguridad utilizando el software FEM GEO 5. Los resultados muestran que el factor de seguridad varía hasta un número de elementos de 2291 (tamaño de malla 0.50 m) para elementos triangulares de 6 nodos y un número de elementos de 2023 (tamaño de malla 0.40 m) para elementos mixtos; más allá de estos números, el factor de seguridad se mantiene casi constante, independientemente de la presencia de agua. Esto indica que las mallas más finas producen resultados más estables en comparación con las más gruesas. Además, los elementos triangulares de 6 nodos tienden a proporcionar un factor de seguridad ligeramente menor en comparación con los elementos mixtos de triángulo y cuadrilátero.

Según los investigadores Sazzad, Rahman y Mamun (2016), del Departamento de Ingeniería Civil, RUET, Bangladés, en su artículo científico ***“Efectos de la Variación del Nivel de Agua en la Estabilidad de Pendientes Mediante LEM y FEM”***, menciona La estabilidad de las estructuras costeras, como diques, presas y pendientes naturales junto a ríos, se ve afectada por las variaciones en el nivel del agua. Debido a su naturaleza fluida, el agua puede penetrar fácilmente en los poros del suelo, reduciendo el estrés efectivo y la resistencia del suelo, lo que puede tener efectos devastadores en la estabilidad de las pendientes. El objetivo de este artículo es evaluar el impacto de la variación del nivel del agua en la estabilidad de las pendientes utilizando el método de equilibrio límite (LEM) y el método de elementos finitos (FEM). Se emplean los métodos de Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price y Spencer para LEM, y el modelo de material Mohr-Coulomb para FEM. Se desarrolla un modelo numérico para estudios basados en LEM y FEM. Las fronteras geométricas del modelo se

mantienen restringidas horizontalmente en los lados izquierdo y derecho, y completamente fijas en la base para el análisis numérico basado en FEM. El modelo geométrico se incorpora en GEO5, una herramienta para analizar problemas de estabilidad de pendientes tanto con LEM como con FEM. Se asignan las propiedades del material y se realiza el análisis numérico utilizando GEO5. Se varía el nivel del agua y se calculan los resultados numéricos. El estudio muestra que la variación del nivel del agua afecta el factor de seguridad de las pendientes, que disminuye con el aumento del nivel del agua. LEM muestra un factor de seguridad ligeramente mayor en comparación con FEM.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Según Varese (2008), de la Pontificia Universidad Católica del Perú de facultad de Ciencias e Ingeniería de la especialidad de ingeniería Civil, con la tesis denominada “*Análisis Dinámico de estabilidad de los taludes de la Costa Verde en el distrito de Miraflores*”, nos menciona : Que debido a la alta actividad sísmica de la costa peruana, la magnitud de los eventos sísmicos y las nuevas herramientas disponibles, los análisis dinámicos están adquiriendo una mayor relevancia en el diseño y análisis de estructuras en general. Esta tesis evalúa dinámicamente la estabilidad de los taludes en la Costa Verde, en el distrito de Miraflores, utilizando el método de elementos finitos. Para ello, se modelan secciones críticas de estos taludes en el programa GeoStudio 2004, mediante sus aplicaciones QUAKE/W y SLOPE/W, y se someten a la acción de cuatro sismos. Los sismos seleccionados, los eventos más significativos de los años 1966, 1970, 1974 y 2006, cercanos al área de estudio, se ingresan en GeoStudio 2004 como registros de aceleraciones. Tras aplicar estos sismos al modelo numérico creado, se determina la resistencia post-sísmica y las deformaciones permanentes en las secciones evaluadas. Estos resultados proporcionan una comprensión general del comportamiento de los taludes durante y después del sismo, y permiten observar el impacto del sismo en la estabilidad de las estructuras analizadas.

Quispe Ruiz (2021) desarrolló la investigación titulada “*Estabilidad de taludes de corte analizados mediante métodos de equilibrio límite en zonas alto andinas, carretera Pausa-Incuyo, Paucar del Sara Sara, Ayacucho, 2021*”, con el objetivo de determinar la estabilidad de taludes de corte ubicados en una carretera altoandina mediante la aplicación de métodos de equilibrio límite. El estudio se orientó a evaluar el comportamiento geotécnico de tres taludes críticos localizados en diferentes progresivas de la vía, con la finalidad de identificar las condiciones que afectan su estabilidad y establecer criterios técnicos para la prevención de deslizamientos.

La metodología correspondió a una investigación aplicada con enfoque cuantitativo, diseño no experimental y nivel descriptivo. Para la caracterización geotécnica se realizaron inspecciones de campo, recopilación de información geológica y geotécnica, así como la determinación de los parámetros de resistencia al corte del suelo. Posteriormente, los taludes

fueron modelados mediante métodos de equilibrio límite para calcular el factor de seguridad bajo diferentes condiciones de análisis, considerando las características geométricas y mecánicas del terreno.

Los resultados evidenciaron que el análisis mediante equilibrio límite constituye una herramienta confiable para identificar sectores con potencial inestabilidad y cuantificar el nivel de seguridad de los taludes de corte. Asimismo, el estudio permitió establecer alternativas de estabilización orientadas a incrementar el factor de seguridad y reducir el riesgo de fallas en la infraestructura vial.

Bustillos Cotrado (2024) desarrolló la investigación titulada “**Análisis bidimensional de estabilidad del talud en una zona de falla geológica en Chinchao, Huánuco, Perú**”, cuyo objetivo fue evaluar la condición de estabilidad de un talud localizado entre las progresivas km 37+700 y km 37+800 de la carretera nacional PE-18A, mediante el método de equilibrio límite. El estudio buscó determinar el factor de seguridad del talud considerando las características geológicas, geotécnicas y geométricas del macizo.

La metodología correspondió a una investigación de enfoque cuantitativo, de tipo básico, nivel descriptivo y diseño no experimental. Se realizó el levantamiento geológico y geotécnico del talud, la caracterización de los parámetros resistentes del suelo y posteriormente el modelamiento bidimensional mediante el método de equilibrio límite para estimar el factor de seguridad del talud.

Los resultados evidenciaron que el talud presenta condiciones de inestabilidad asociadas principalmente a la geometría del corte y a las características geomecánicas del terreno. Asimismo, se identificó que la falla geológica existente no constituye el único factor condicionante del deslizamiento, siendo determinante la resistencia al corte de los materiales y la pendiente del talud.

El principal aporte para la presente investigación consiste en la aplicación del método de equilibrio límite para evaluar la estabilidad de taludes carreteros, constituyendo una referencia metodológica para el análisis del talud de Huancapi mediante GeoStudio antes y después de implementar medidas de estabilización.

Huamán Cangalaya (2023) desarrolló la investigación titulada “**Implementación del método de reducción de resistencia para el análisis de estabilidad de taludes**”, cuyo objetivo fue implementar el Método de Reducción de la Resistencia al Corte (Strength Reduction Method) mediante el Método de Elementos Finitos para estimar el factor de seguridad de taludes.

La investigación fue de carácter aplicado y utilizó simulaciones numéricas mediante el software Abaqus®. Se implementó el algoritmo de reducción progresiva de los parámetros resistentes del suelo hasta alcanzar el estado de falla, comparando posteriormente los factores de seguridad obtenidos con los calculados mediante métodos tradicionales de equilibrio límite.

Los resultados demostraron que el método de reducción de resistencia reproduce ade-

cuadramente el proceso de falla del talud y proporciona factores de seguridad equivalentes a los obtenidos mediante equilibrio límite, además de permitir visualizar la distribución de deformaciones y zonas de plastificación durante el colapso.

El aporte de esta investigación radica en demostrar la aplicabilidad del Método de Elementos Finitos como herramienta complementaria al método de equilibrio límite, constituyendo un fundamento para comparar los resultados obtenidos mediante SIGMA/W y SLOPE/W en la presente investigación.

Mendoza (2023) desarrolló la investigación titulada “**Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay**”, cuyo objetivo fue determinar las condiciones de estabilidad de taludes de gran altura considerando diferentes escenarios de poropresión y condiciones sísmicas para optimizar el diseño geotécnico de la explotación minera.

La metodología comprendió la recopilación de información geológica y geotécnica, la obtención de parámetros resistentes mediante ensayos de laboratorio y el modelamiento de diversas secciones del talud utilizando el software Slide bajo el método de equilibrio límite en condiciones estáticas y pseudoestáticas.

Los resultados permitieron establecer los factores de seguridad para diferentes condiciones de carga y evidenciaron la influencia del nivel piezométrico y de la presión de poros sobre la estabilidad del talud, determinando además la geometría más adecuada para garantizar condiciones seguras de operación.

El aporte para la presente investigación consiste en demostrar la influencia de la geometría del talud y de la presencia del agua subterránea sobre el factor de seguridad, aspectos que también serán evaluados en el análisis del talud de Huancapi mediante GeoStudio.

Aliaga (2020) desarrolló la investigación titulada “**Análisis de estabilidad estática de un talud crítico en el distrito de Magdalena utilizando el método de elementos discretos**”, cuyo objetivo fue evaluar la estabilidad de un talud costero mediante simulaciones numéricas empleando el software YADE y comparar los resultados con metodologías geotécnicas convencionales.

La metodología comprendió la caracterización geotécnica del macizo, la construcción del modelo numérico mediante elementos discretos y la simulación del mecanismo de falla bajo condiciones estáticas. Posteriormente, los resultados fueron comparados con estudios previos realizados mediante métodos tradicionales de análisis.

Los resultados demostraron que el método de elementos discretos reproduce adecuadamente el comportamiento mecánico del talud y permite identificar los mecanismos de falla, desplazamientos y zonas críticas con mayor detalle que los métodos convencionales.

El aporte para la presente investigación radica en evidenciar la importancia de complementar el análisis mediante equilibrio límite con modelos numéricos que permitan comprender el comportamiento del macizo, constituyendo un respaldo para la comparación entre los resultados obtenidos mediante SLOPE/W y SIGMA/W.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Estabilidad de talud

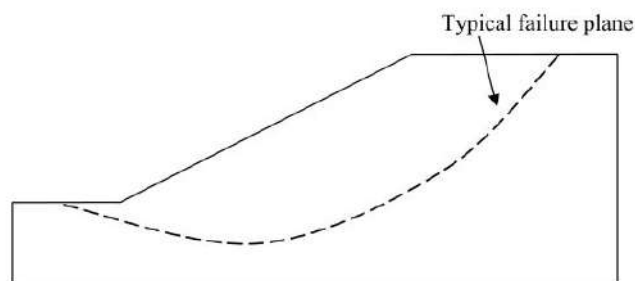
2.2.1.1 Introducción

El análisis de la estabilidad de taludes de suelos complejos es un aspecto fundamental y desafiante dentro de la ingeniería geotécnica. Durante los últimos 70 años, se han llevado a cabo numerosos estudios de ingeniería e investigación para desarrollar métodos convencionales que permitan analizar la estabilidad de taludes. Aunque se han logrado varios avances en las últimas décadas, el análisis de la estabilidad de taludes sigue siendo un reto en la ingeniería geotécnica.

Dependiendo de los detalles geométricos y de las propiedades del suelo, los deslizamientos de taludes ocurren a lo largo de una superficie de falla dentro de la masa del suelo, como se muestra en la Figura. Los análisis de estabilidad de taludes mediante el método del equilibrio límite o el método de elementos finitos utilizando la técnica de reducción de la resistencia al corte (SSR) pueden emplearse para evaluar el factor de seguridad original y las mejoras después del refuerzo (Salih, 2021).

Figura 7

Plano de falla del talud



Nota: Adaptado de (Salih, 2021)

2.2.2 Tipos de Fallas de Taludes y Mecanismos de Inestabilidad

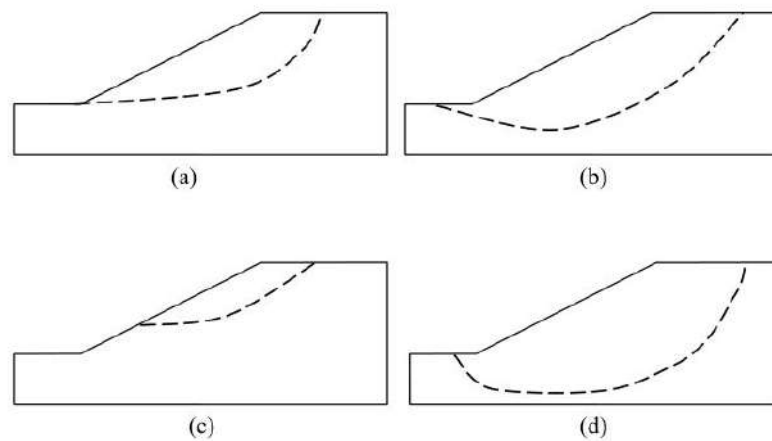
Un modo común de falla en taludes es el deslizamiento rotacional a lo largo de una superficie de falla casi circular (Salih, 2021). A continuación se presentan breves descripciones de los diferentes tipos de fallos de taludes:

- Fallo en la base del talud: Ocurre cuando la falla se produce a lo largo de una superficie que atraviesa la base del talud [Figura 6(a)].

- **Fallo por la base:** Sucede cuando la superficie de falla pasa por debajo de la base del talud [Figura 6(b)].
- **Fallo en el talud:** Ocurre cuando la falla se desarrolla a lo largo de una superficie que intersecta el talud por encima de la base [Figura 6(c)].
- **Fallo compuesto:** Es una combinación de deslizamientos rotacionales y deslizamientos traslacionales (infinitos). Generalmente ocurre cuando existe un estrato duro a una distancia considerable de la superficie del talud [Figura 6(d)].

Figura 8

(a) *Fallo en la Base del Talud*, (b) *Fallo Profundo*, (c) *Fallo en el Talud*, y (d) *Fallo Compuesto*



Nota: Adaptado de (Salih, 2021)

Es fundamental comprender las causas de la inestabilidad en taludes para diseñar y construir nuevos taludes, así como para reparar aquellos que han fallado. Para que un talud sea estable, la resistencia al corte del suelo debe ser superior al esfuerzo cortante necesario para mantener el equilibrio. La inestabilidad puede producirse a través de dos mecanismos (Salih, 2021).

- **Reducción de la resistencia al corte:** La pérdida de resistencia al corte puede ocurrir debido al aumento del contenido de humedad, la presión del agua en los poros, cargas de impacto o cíclicas, meteorización, entre otros factores
- **Incremento del esfuerzo cortante:** Los esfuerzos pueden aumentar debido al peso del agua que provoca la saturación del suelo, cargas adicionales, presión de filtración, entre otros.

En la mayoría de los casos, existen varias causas al mismo tiempo. Según Sowers (1979), generalmente no es posible identificar una única causa que haya provocado la inestabilidad. Intentar determinar cuál fue la causa final del fallo es no solo complejo, sino también técnicamente incorrecto (Salih, 2021). Por lo tanto, al diseñar y construir nuevos taludes, es esencial considerar los posibles cambios en las propiedades y condiciones que puedan afectar la estructura durante su vida útil, para asegurar su estabilidad independientemente de dichos cambios.

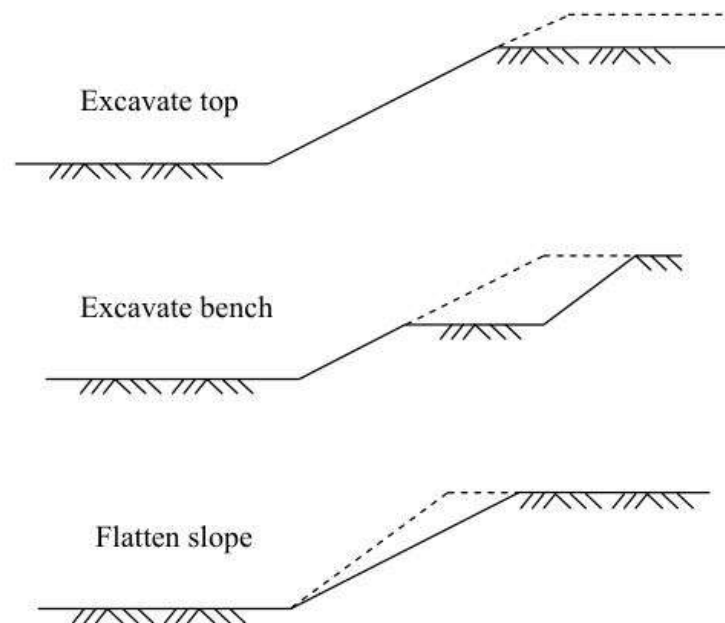
2.2.3 Técnicas Convencionales para Mejorar la Estabilidad de Taludes

Existen numerosos métodos para mejorar la estabilidad de los taludes (Salih, 2021). A continuación, se presentan breves descripciones de estos métodos:

- Descarga, que reduce el peso de la masa que tiende a deslizarse.

Figura 9

Diagrama esquemático de la mejora de la estabilidad de un talud mediante excavación



Nota: Adaptado de (Salih, 2021)

- Colocar una berma en la base para aumentar las fuerzas de resistencia. Es especialmente útil cuando se anticipa un fallo en la base
- Descarga, que reduce el peso de la masa que tiende a deslizarse.

Figura 10

Diagrama esquemático de pendiente con berma

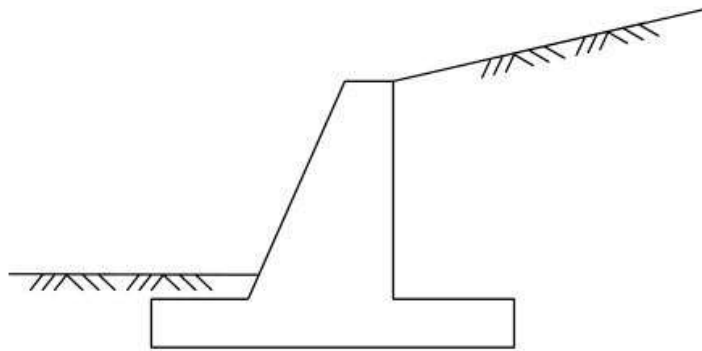


Nota: Adaptado de (Salih, 2021)

- Drenaje, que ayuda a reducir las fuerzas de filtración que pueden aumentar la estabilidad; se disminuye la zona de agua subterránea y se previene la infiltración de agua superficial.
- Refuerzo y muros de contención, que ayudan a aumentar la estabilidad proporcionando soporte lateral

Figura 11

Muro de contención

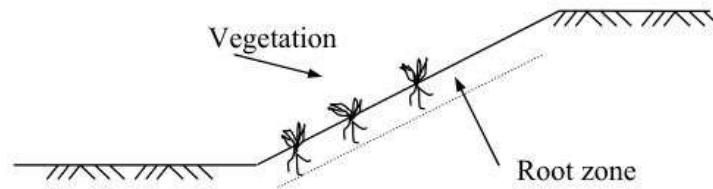


Nota: Adaptado de (Salih, 2021)

- Vegetación, que reduce los efectos del escurrimiento en el talud al interceptar la precipitación. Solo puede proporcionar estabilización superficial dentro de la zona de las raíces.

Figura 12

Vegetación en pendiente



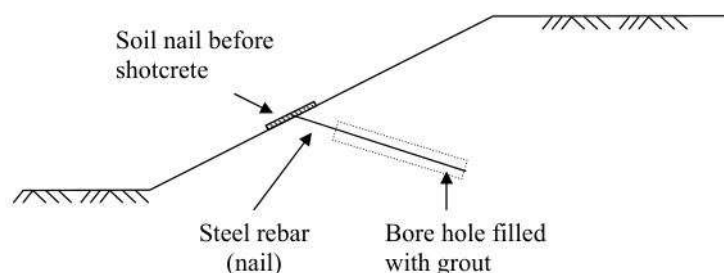
Nota: Adaptado de (Salih, 2021)

- Aglomeración del suelo, que se puede lograr mediante el uso de inyecciones de lechada o cemento u otros compuestos en zonas específicas para aumentar la estabilidad.
- Densificación mediante explosivos, vibroflotación o terra probe, que ayuda a aumentar la resistencia al corte en suelos no cohesivos.

Los refuerzos pueden aplicarse en diversas áreas de la ingeniería geotécnica, como en terraplenes, taludes excavados, refuerzo de taludes de suelo y muros de contención. La tecnología de anclajes de suelo está en rápida expansión en las técnicas de estabilidad de taludes de suelo. Los anclajes de suelo se instalan en perforaciones realizadas con brocas o se fijan con lechada, o bien se clavan directamente en el terreno. Generalmente, los anclajes de suelo se conectan a una cara de concreto ubicada en la superficie de la estructura.

Figura 13

Detalle típico de anclaje de suelo



Nota: Adaptado de (Salih, 2021)

El anclaje de suelo es un método in-situ para reforzar el terreno mediante la instalación de elementos de refuerzo, generalmente barras de acero, colocados a intervalos estrechos para aumentar la resistencia al corte general del suelo y reducir los desplazamientos potenciales. Este método es eficaz para la retención de excavaciones profundas, la estabilización y la

remediación de taludes cuando se realiza con un diseño adecuado. Los elementos estructurales de refuerzo proporcionan fuerzas de tensión resistivas, esfuerzos cortantes y momentos de flexión a través de la fricción generada en las interfaces entre el anclaje y el suelo in-situ. Puede mejorar el rendimiento del suelo, aumentar el factor de seguridad y reducir el costo de construcción de un proyecto.

2.2.4 Factor de seguridad

El factor de seguridad (F_s) es crucial al realizar análisis de estabilidad de taludes. La definición más comúnmente utilizada para el factor de seguridad de un talud es la relación entre la resistencia al corte del suelo y el esfuerzo cortante necesario para alcanzar el equilibrio (Salih, 2021). Este factor se puede determinar mediante un análisis de equilibrio límite utilizando parámetros de resistencia factorizados. En el análisis de un talud, se puede determinar un factor de seguridad único utilizando métodos convencionales basados en métodos de equilibrio límite.

El enfoque clásico para determinar el factor de seguridad del talud se basa en considerar una variedad de superficies de falla con diferentes centros y radios para encontrar el círculo de deslizamiento que proporciona el mínimo factor de seguridad. Sin embargo, estos métodos no son fácilmente aplicables a geometrías complejas y taludes reforzados.

2.2.5 Fallo por Corte

Un fallo por corte implica el deslizamiento de una parte de un terraplén, o de un terraplén junto con su base, en relación con la masa adyacente que permanece estacionaria. Aunque en los análisis de estabilidad se asume que el fallo ocurre a lo largo de una superficie discreta, los movimientos de corte pueden, en realidad, ocurrir a través de una zona de considerable espesor. Las superficies de falla suelen tener una forma aproximadamente circular. Para los suelos, el fallo ocurre al 15 % al 20 % de deformación (Salih, 2021). El fallo de un elemento del suelo en una ubicación específica no significa el fallo del sistema completo, pero puede indicar una reducción en el factor de seguridad.

2.2.6 Descripción del Modelo Mohr-Coulomb

Existen diferentes criterios para definir el fallo. Algunos de estos criterios se basan en el nivel de deformación, mientras que la mayoría se basa en el esfuerzo cortante en comparación con la resistencia al corte. El criterio de falla de Mohr-Coulomb es el más utilizado en la mecánica de suelos. En este estudio se empleó el modelo de falla de Mohr-Coulomb, definido como (Salih, 2021):

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \phi' \quad (2.1)$$

Donde:

τ_f = Esfuerzo de corte a la falla.

c' = Cohesión efectivo.

σ'_f = Esfuerzo efectivo de falla.

ϕ' = Ángulo de fricción efectivo.

El modelo de Mohr Coulomb es perfectamente un modelo elástico-plástico, y su aplicación a estado ampliamente utilizado en la Geotécnia.

2.2.7 La Técnica de Reducción de la Resistencia al Corte (SSR)

La técnica de Reducción de la Resistencia al Corte es un método reciente dentro del análisis de elementos finitos para determinar el factor de seguridad en taludes de tierra. El método de elementos finitos se aplicó por primera vez en ingeniería geotécnica en 1967 ((Rocscience Inc., 2004)). A mediados de la década de 1970, comenzaron a aparecer en la literatura análisis de estabilidad de taludes. Según el método SSR, la resistencia al corte del suelo se reduce hasta llevar el talud al límite del fallo (Salih, 2021). En el método de elementos finitos, este estado se detecta por la incapacidad de alcanzar el equilibrio. En la técnica SSR, se supone que los materiales del talud tienen un comportamiento elasto-plástico. La resistencia del material se reduce hasta que se produce el fallo.

En esta técnica, la resistencia al corte del material Mohr-Coulomb se reduce por un factor F , también llamado "factor de seguridad". La definición se expresa como:

$$\frac{\tau}{F} = \frac{c'}{F} + \frac{\tan\phi'}{F} \quad (2.2)$$

La ecuación puede escribirse como:

$$\frac{\tau}{F} = c^* + \tan\phi^* \quad (2.3)$$

Donde:

$$c^* = \frac{c'}{F}$$

$$\phi^* = \arctan\left(\frac{\tan\phi'}{F}\right)$$

Para materiales Mohr-Coulomb, los pasos para buscar sistemáticamente el valor crítico del factor de seguridad, F , que lleva un talud previamente estable al borde del fallo, se detallan a continuación (Salih, 2021):

Paso 1: Desarrollar un modelo de elementos finitos (FE) del talud, utilizando las propiedades de deformación y resistencia establecidas para los materiales del talud. Calcular y registrar la deformación total máxima en el talud utilizando el método de elementos finitos.

Paso 2: Aumentar el valor de F y calcular los parámetros del material Mohr-Coulomb factorizados, como se describió anteriormente. Introducir las nuevas propiedades de resistencia en el modelo del talud y recalcular la deformación. Registrar la deformación total máxima.

Paso 3: Repetir el Paso 2, utilizando incrementos sistemáticos de F , hasta que el modelo FE no converja a una solución. En otras palabras, continuar reduciendo la resistencia del

material hasta que el talud falle. El valor crítico de F más allá del cual ocurre el fallo será el factor de seguridad del talud, basado en el método de elementos finitos.

Para un talud que inicialmente es inestable, los valores del factor de seguridad en los pasos 2 y 3 deben reducirse hasta que el modelo de elementos finitos converja a una solución (Salih, 2021).

2.2.8 Determinación del Factor de Seguridad (FOS)

La definición más comúnmente utilizada del factor de seguridad para un talud es la relación entre la resistencia al corte del suelo y el esfuerzo cortante necesario para mantener el equilibrio. La resistencia al corte a menudo representa la mayor incertidumbre en los análisis de estabilidad de taludes. Un valor de $F = 1$ indica que el talud se encuentra en el límite entre estabilidad e inestabilidad. Incluso si todos los factores se calculan con precisión, un valor de 1.01 podría ser aceptable. Sin embargo, los valores calculados del FOS no son exactos debido a la incertidumbre de las variables. Por lo tanto, el factor de seguridad debería ser mayor para estar en el lado seguro (Salih, 2021).

El valor del factor de seguridad debe ajustarse a la incertidumbre de las condiciones de análisis. Los valores mínimos recomendados del factor de seguridad se muestran en la Tabla (Salih, 2021).

Tabla 4

Recomendaciones de valores mínimos de factor de seguridad

Costo y consecuencias de fallo de talud	Incertidumbre de las condiciones de análisis	
	pequeño	Grande
Costo de reparación comparable al costo adicional de un talud diseñado de manera más conservadora	1.25	1.5
Costo de reparación mucho mayor que el costo adicional de construir un talud diseñado de manera más conservadora	1.5	2 a más

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5

Factor de seguridad criterio de la U.S Army Corps of Engineers, manual de estabilidad de taludes

Tipos de estabilidad	Incertidumbre de las condiciones de análisis		
	para el fin de construcción	Para filtración continua a largo plazo	para descensos rápidos
Costo de reparación comparable al costo adicional de un talud diseñado de manera más conservadora	1.3	1.5	1 - 1.2

Fuente: Elaboración propia

Otro enfoque para el factor de seguridad de los taludes se refiere a la relación entre el momento de resistencia y el momento de vuelco en superficies de deslizamiento circulares (Salih, 2021). Refiriéndose al talud y a la superficie de deslizamiento circular el factor de seguridad, F, se puede expresar como:

$$F = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actual}} \quad (2.4)$$

Momento disponible resistente:

$$M_r = \frac{c \cdot l \cdot r}{F} \quad (2.5)$$

donde:

c = cohesión.

l = longitud del arc circular.

r = radio.

Conducción real (momento de vuelco)

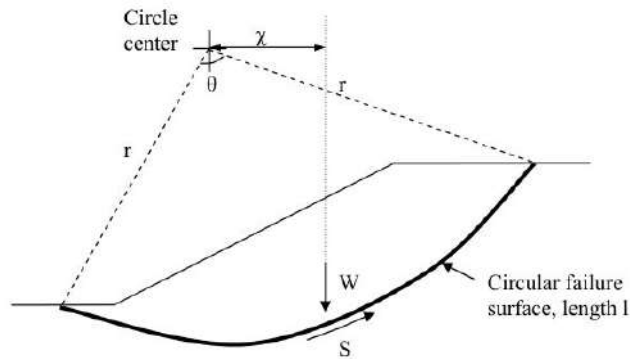
$$M_d = W \cdot \chi \quad (2.6)$$

Donde:

W es el peso de la masa del suelo y χ es el brazo de momento

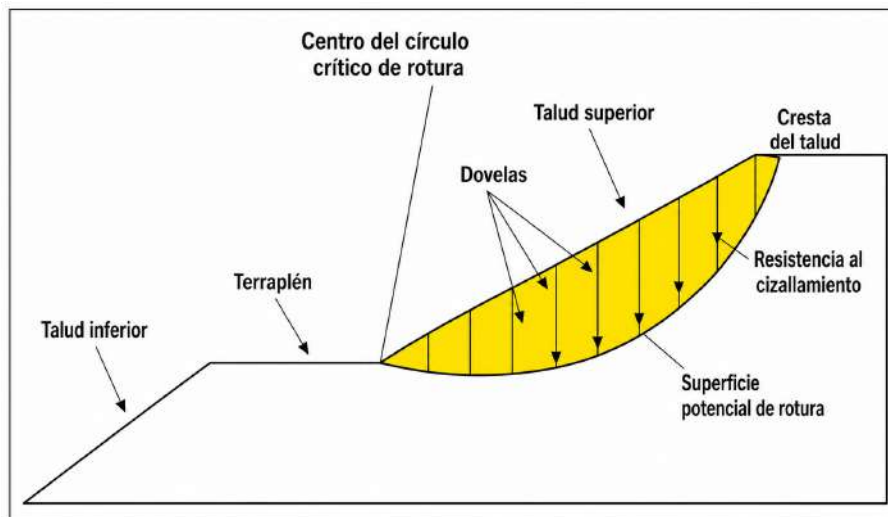
$$F = \frac{c \cdot l \cdot r}{W \cdot \chi} \quad (2.7)$$

Figura 14
Deslizamientos circulares



Nota: Adaptado de (Salih, 2021)

Figura 15
Partes del talud



Nota: Adaptado de (Wanstreet, 2007)

Cuando una masa de suelo se refuerza con elementos como clavos de suelo, el fallo por corte se vuelve mucho más complejo. Se pueden aplicar diferentes factores de seguridad para el refuerzo y la resistencia del suelo (Salih, 2021). Esto demanda un análisis más detallado en el método de elementos finitos.

2.3 Revisión de la Literatura

El análisis de estabilidad de taludes se realiza generalmente determinando el factor de seguridad del terraplén que será revisado. El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia al corte promedio del suelo (τ_f) y el esfuerzo de corte promedio que actúa a lo largo del plano del deslizamiento (τ_d), como se muestra en la Ecuación (2.8). La

resistencia al corte del suelo consta de dos componentes: la cohesión y el ángulo de fricción, como se presenta en la Ecuación (2.9) (Das, 1998).

$$Sf = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (2.8)$$

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (2.9)$$

2.3.1 Método de Equilibrio Límite (LEM)

El Método de Equilibrio Límite es un enfoque para determinar el factor de seguridad de taludes naturales y terraplenes. A diferencia del Método de Elementos Finitos, este método no considera la relación esfuerzo-deformación ni la deformación del suelo Aryal (2005). Los principios del análisis de deslizamiento con este método son:

1. Se asume una superficie de deslizamiento cinemáticamente factible para definir el mecanismo de falla.
2. La resistencia al corte disponible a lo largo de la superficie de deslizamiento supuesta se obtiene mediante la aplicación de principios estáticos. Los dos principios estáticos aplicados son: la suposición de comportamiento plástico para la masa de suelo y la validez del criterio de falla de Mohr-Coulomb.
3. La comparación entre la resistencia al corte disponible y la resistencia al corte requerida para llevar el equilibrio a una condición límite se expresa en términos del Factor de Seguridad (FS).
4. El valor satisfactorio del FS se determina mediante un proceso iterativo.

Este método es muy utilizado por expertos para analizar deslizamientos geotécnicos. El LEM se ha desarrollado desde principios del siglo XX. Petterson (1915) presentó un análisis de la estabilidad de terraplenes en el muelle de Stigberg en Gotemburgo, Suecia, donde el campo de deslizamiento analizado tenía forma de arco circular, y el cálculo de la masa deslizada se realizó mediante el método de dovelas verticales. Los métodos de cálculo mediante el método de dovelas continuaron siendo desarrollados por varios investigadores, entre ellos: Fellenius (1936), Janbu (1954) y Bishop (1955).

El desarrollo de cálculos computacionales mediante programas auxiliares comenzó en la década de 1960. La ayuda de los programas de computadora permitió mejorar las formulaciones matemáticas. Algunos investigadores comenzaron a desarrollar fórmulas matemáticas con la ayuda de programas computacionales, incluyendo a Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967).

Hasta la actualidad, han surgido muchos métodos de cálculo de estabilidad de taludes utilizando LEM. En general, todos los conceptos tienen una formulación equivalente. Las

diferencias que existen en algunas fórmulas que han evolucionado son: la base de las fórmulas estáticas utilizadas en el análisis; la fórmula para determinar el esfuerzo entre dovelas; y las suposiciones utilizadas para encontrar la relación entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal en cada dovela del campo de deslizamiento.

2.3.2 Método de Elementos Finitos (FEM)

El Método de Elementos Finitos es un método para obtener el valor del FS para analizar la estabilidad de taludes considerando la relación esfuerzo-deformación en el suelo y la deformación del terreno Baba et al. (2012). El concepto de cálculo de este método es utilizar un análisis numérico para obtener una relación esfuerzo-deformación y la deformación. El concepto básico de esta formulación es reducir el valor del esfuerzo de corte (c) y los ángulos de fricción (ϕ) en el terreno para obtener un valor del factor de seguridad. Ambos parámetros se reducirán hasta que la masa de suelo en el cuerpo del talud natural y el terraplén experimente un deslizamiento, como se muestra en la Ecuación (2.10) Geo-Slope International Ltd., 2007.

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (2.10)$$

2.3.3 Comparaciones Previas Entre LEM y FEM

Varios investigadores han realizado comparaciones sobre la posibilidad de deslizamiento en taludes con diferentes condiciones de suelo utilizando una variedad de métodos. Estas comparaciones de métodos se realizan para encontrar qué método se adapta mejor a las condiciones reales de deslizamiento.

Hongjun et al. (2011) señalan que el método LEM es más apropiado para analizar deslizamientos. Wright (1973) obtuvieron que el método LEM se considera más adecuado para las condiciones de deslizamientos reales ocurridos en el campo.

Wright (1973), Spencer (1967), Spencer (1973) y Duncan (1996) indican que el valor promedio del factor de seguridad (FS) en algunos de los métodos desarrollados por LEM tiene una tolerancia de diferencia de $\pm 6\%$.

Aryal (2006) señalan que el porcentaje de diferencia del valor de FS generado por cada método depende de la condición de la subrasante del terraplén y de la presión de poro del agua. Los resultados de su investigación muestran que el método que utiliza FEM produce un valor de FS entre 5 % y 14 % mayor que el método LEM. La diferencia de valor es causada por diferencias en las características del suelo y el nivel de agua porosa. Aryal (2006) también compararon muchos métodos basados en LEM y luego los compararon con el método FEM antes de verificar con condiciones de campo.

Varios estudios sobre análisis de estabilidad de taludes han mostrado resultados que aún presentan variaciones entre los investigadores y no han mostrado resultados definitivos. Además, las investigaciones previas se han realizado de acuerdo con los datos de suelo de la

región de origen de cada investigador, que en su mayoría no provienen de regiones tropicales, lo que permite una diferencia en los resultados al compararlos con las condiciones del suelo en la región de Indonesia.

2.3.4 Principios de Análisis de Cada Método de Equilibrio Límite

En la Tabla 6 se resumen las diferencias en los principios de análisis de cada método de equilibrio límite

Tabla 6

Principios de análisis de cada método de equilibrio límite

Método simplificado de Bishop	Método simplificado de Janbu	Método de Spencer	Método de Morgenstern-Price	Método de Lowe-Karafath
Considera fuerzas normales entre dovelas	Considera fuerzas normales entre dovelas, pero ignora las fuerzas de corte entre dovelas	Considera tanto fuerzas de corte como normales entre dovelas	Considera tanto fuerzas de corte como normales entre dovelas	Considera tanto fuerzas de corte como normales entre dovelas
Satisface el equilibrio global de momentos	Satisface el equilibrio global de fuerzas horizontales, pero no el equilibrio global de momentos	Satisface tanto el equilibrio de momentos como el de fuerzas	Satisface tanto el equilibrio de momentos como el de fuerzas	Satisface el equilibrio global de fuerzas horizontales, pero no el equilibrio de momentos
Asume una fuerza constante entre dovelas	Permite una variedad de funciones de fuerza entre dovelas seleccionadas por el usuario		Utiliza una función de fuerza entre dovelas relacionada con la pendiente de la superficie del terreno y la inclinación de la superficie de deslizamiento	

Nota. Tomado de Das (1998).

2.4 Método de cálculo de taludes por equilibrio límite

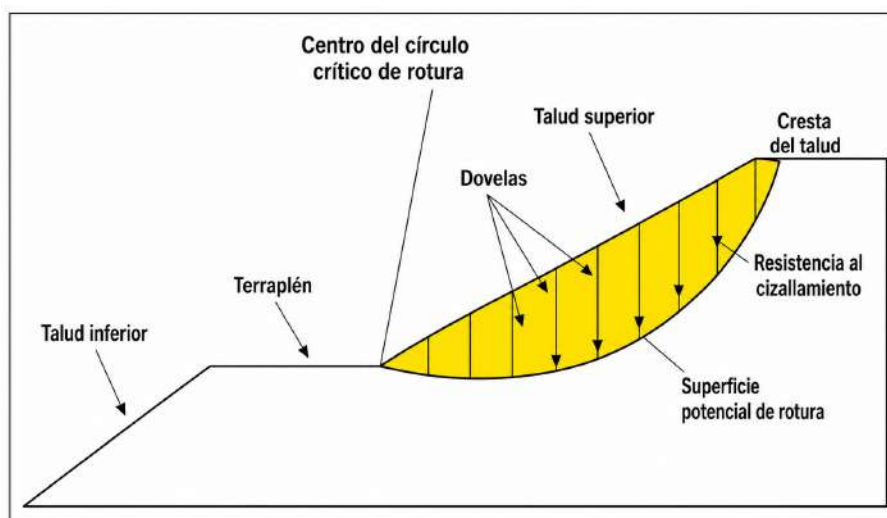
Es el método más empleado en la práctica para el cálculo de estabilidad de taludes, se basa fundamentalmente en una consideración de equilibrio límite. Un análisis de límite de equilibrio permite obtener un factor de seguridad a través de un análisis regresivo, obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla.

La mayoría de los métodos de equilibrio límite (LEM) tienen en común la comparación de los momentos o fuerzas resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla. Las variaciones principales entre los diversos métodos radican en el tipo de superficie de falla y la forma cómo actúan internamente las fuerzas sobre esta misma superficie. Una vez que se han determinado las propiedades de los materiales que conforman el talud como la resistencia al cortante, presiones de poros u otras propiedades geotécnicas como la cohesión, el ángulo de fricción interna y el peso unitario, se puede proceder a calcular el factor de seguridad del talud.

Para el análisis de estabilidad de taludes existen diversos métodos de cálculo.

Figura 16

Rebanadas del talud



Nota: Tomado de (Wanstreet, 2007)

Tabla 7

Forma de calcular el factor de seguridad.

MÉTODO	Equilibrio de F. Verticales	Equ. de F.Horizontales	Equ. de Momentos
Bishop simplificado	SÍ	NO	SÍ
Spencer	SÍ	SÍ	SÍ
Morgenstern-Price	SÍ	SÍ	SÍ

Nota. Tomado de Suárez Díaz (2009).

El área de material sobre la falla se divide en dovelas o tajadas en una sección transversal del mismo, ya que se considera el cálculo en dos dimensiones como se observa en la imagen:

En el siguiente cuadro se presentan las características de los métodos de cálculo del factor de seguridad (FS) que se utilizarán para el presente trabajo:

Tabla 8

Características de métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes.

Método	Superficies de Falla	de Equilibrio	Características
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Spencer (Spencer, 1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
(Morgenstern & Price, 1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, se asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.

Nota. Adaptado de Suárez Díaz (2009)

2.4.1 Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas (rebanadas) y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre estas. Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales, es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante. La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón, se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo con la expresión:

$$F.S. = \frac{\sum (c' \Delta l \cos \alpha + (W - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.11)$$

Donde:

- Δl = longitud de arco de la base de la dovela
- W = Peso de cada dovela
- c', ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo (cohesión, ángulo de fricción interna)
- u = Presión de poros en la base de cada dovela
- α = Ángulo del radio y la vertical en cada dovela.

El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo del factor de seguridad de los taludes. Existen métodos de mayor precisión que el

método de Bishop; sin embargo, las diferencias de los factores de seguridad calculados no son muy grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado es que solamente considera las superficies de rotura circulares.

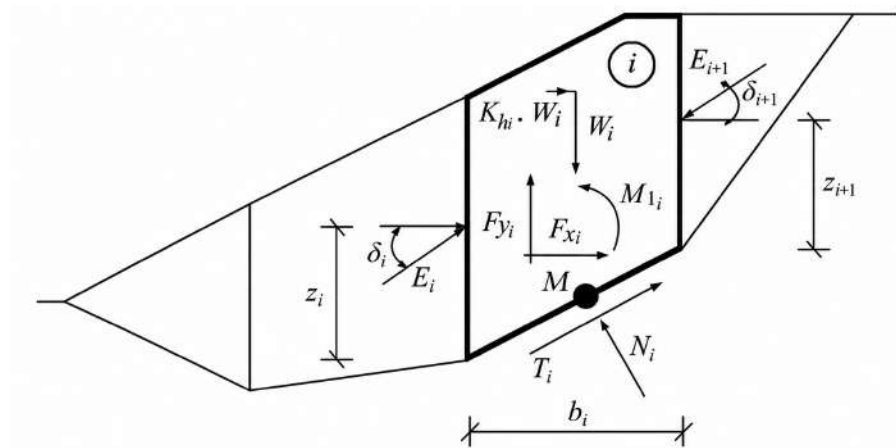
2.4.2 Método de Spencer

El método de Spencer (1967) se basa en el supuesto de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación. La inclinación específica de estas fuerzas entre dovelas es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio.

Este método satisface todas las condiciones de equilibrio, tanto de fuerzas como de momentos con la resolución de 3 incógnitas a (n). Es aplicable tanto para roturas circulares como no circulares.

Figura 17

Formulación matemática del método de Spencer



Nota: Tomado de (Spencer, 1967)

Donde:

- W_i – peso de la dovela, incluyendo la influencia del coeficiente sísmico vertical K_v
- $K_h W_i$ – Fuerza de inercia horizontal representando el efecto de un sismo, K_h es el factor de la aceleración sísmica horizontal
- N_i – Fuerza normal a la superficie de deslizamiento
- T_i – Fuerza tangencial a la superficie de deslizamiento
- E_i, E_{i+1} – Fuerzas ejercidas por las dovelas contiguas, inclinadas respecto a la horizontal con un ángulo δ
- F_x, F_y – Otras fuerzas horizontales y verticales actuando en el bloque

- M_{1i} - momento de fuerzas F_{xi}, F_{yi} girando sobre el punto M , que es el centro del segmento i -ésimo de la superficie de deslizamiento
- U_i – Presión de poros resultante en el segmento i -ésimo de la superficie de deslizamiento

La solución adopta las siguientes fórmulas:

Relación entre el valor efectivo y total de la fuerza normal actuante sobre la superficie de deslizamiento:

$$N_i = N'_i + U_i \quad (2.12)$$

Ecuación correspondiente a la condición de Mohr-Coulomb representando la relación entre las fuerzas normales y tangenciales en un segmento dado de la superficie de deslizamiento:

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (2.13)$$

Ecuación de equilibrio de fuerzas en la dirección normal al segmento i -ésimo de la superficie de deslizamiento:

$$N'_i + U_i - W_i \cos \alpha_i + k_n W_i \sin \alpha_i + F_{Yi} \cos \alpha_i - F_{Xi} \sin \alpha_i + E_{i+1} \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (2.14)$$

Ecuación de equilibrio a lo largo del segmento i -ésimo de la superficie de deslizamiento. SF es el factor de seguridad, el cual es usado para simplificar los parámetros del suelo:

$$N'_i \frac{\tan \varphi_i}{SF} + \frac{c_i}{SF \cos \alpha_i} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - W_i \sin \alpha_i - k_n W_i \cos \alpha_i + F_{Yi} \sin \alpha_i + F_{Xi} \cos \alpha_i - E_{i+1} \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (2.15)$$

Ecuación de equilibrio de momentos sobre el punto M :

$$E_{i+1} \cos \delta_{i+1} \left(z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} \frac{b_i}{2} - E_i \cos \delta_i \left(z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \sin \delta_i \frac{b_i}{2} + M_{1i} - k_n W_i (y_M - y_{gi}) = 0 \quad (2.16)$$

Modificando las ecuaciones (2.15) y (2.16) se obtiene la siguiente fórmula para calcular las fuerzas E_{i+1} :

$$E_{i+1} = \frac{\left[(W_i - F_y) \cos \alpha_i - (K_i W_i - F_x) \sin \alpha_i - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i) \right] \frac{\tan \phi_i}{SF} + \frac{c_i}{SF \cos \alpha_i} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - (W_i - F_y) \sin \alpha_i - (K_i W_i - F_x) \cos \alpha_i + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \frac{\tan \phi_i}{SF} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} \quad (2.17)$$

Esta fórmula permite calcular todas las fuerzas E_i actuantes entre los bloques para valores

dados de δ_i y el factor de seguridad (SF). Esta solución asume que en el origen de la superficie de deslizamiento el valor de E es conocido e igual a cero.

De la ecuación (2.17) de equilibrio de momentos se obtiene la siguiente ecuación (2.18):

$$\frac{b_i}{2} [E_{i+1}(\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \tan \alpha_i) + E_i(\sin \delta_i - \cos \delta_i \tan \alpha_i)] + E_i z_i \cos \delta_i - M_{1i} + K_i W_i (y_M - y_{gi}) = 0 \quad (2.18)$$

Esta fórmula permite calcular para un valor dado de δ todos los brazos z de las fuerzas actuantes sobre los bloques, sabiendo el valor sobre la izquierda del origen de la superficie de deslizamiento, donde $z_1 = 0$.

El factor de seguridad SF se determina empleando el siguiente proceso iterativo:

1. El valor inicial de δ es cero.
2. El factor de seguridad SF para un valor dado de δ se obtiene de la ecuación (2.15), mientras se asuma que el valor de $E_{n+1} = 0$ al final de la superficie de deslizamiento.
3. El valor de δ es obtenido de la ecuación (2.16) usando los valores de E determinados en el paso anterior con el requerimiento de hacer el momento en el último bloque igual a cero. La Ecuación (2.16) no provee el valor de z_{n+1} igual a cero. Para este valor se debe satisfacer la ecuación de equilibrio de momentos (2.17).
4. Los pasos 2 y 3 son repetidos hasta que el valor de δ no cambie.

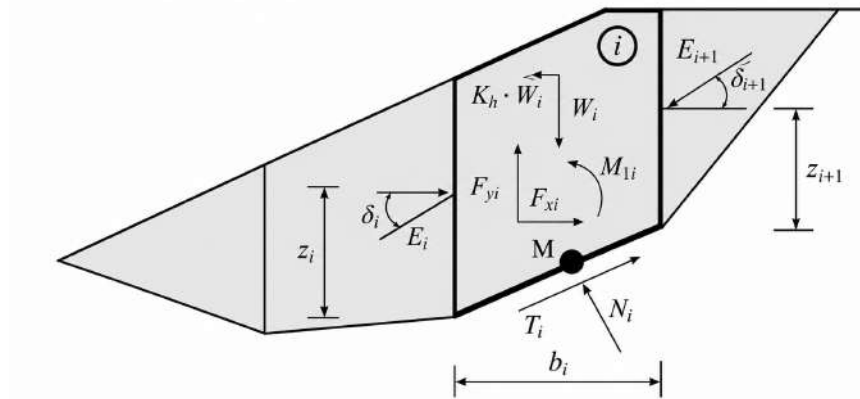
El método de Spencer se considera muy preciso y se puede aplicar a casi todo tipo de geometría de taludes y perfiles de suelo. Además, constituye un procedimiento más completo y sencillo para el cálculo del factor de seguridad.

2.4.3 Método de Morgenstern - Price

Método de aplicación general que trata de alcanzar tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas. La diferencia fundamental con el método de Spencer estriba en que la interacción entre rebanadas viene dada por una función que evalúa esa interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Figura 18

Formulación matemática de Morgenstern - Price



Nota: Tomado de (Wanstreet, 2007)

2.5 Método de elementos finitos (FEM)

El método de elementos finitos (FEM), también conocido como análisis de elementos finitos (FEA), es un método numérico para resolver problemas complejos en ingeniería, especialmente aquellos relacionados con el comportamiento mecánico de los sólidos. Con los avances recientes en la tecnología informática, el método de elementos finitos se ha convertido en una alternativa popular a los métodos tradicionales en la ingeniería geotécnica. En esta investigación, se utilizó el método de elementos finitos para obtener numéricamente el factor de seguridad tanto en taludes reforzados como no reforzados. Los factores de seguridad obtenidos mediante diferentes teorías y trabajos de investigación previos se compararon con los resultados numéricos del presente estudio para evaluar las fallas en los taludes de suelo. El factor de seguridad se determinó utilizando la técnica de reducción de resistencia al corte (SSR) (Wanstreet, 2007).

El método de elementos finitos es un enfoque numérico para resolver problemas complejos. Los elementos finitos individuales pueden visualizarse como pequeñas partes de una estructura. El primer paso en un análisis de elementos finitos es dividir la geometría real de una estructura en porciones discretas llamadas elementos finitos. Estos elementos están conectados en puntos llamados nodos, la colección de nodos y elementos finitos se denomina malla. El número y el tipo de elementos deben elegirse cuidadosamente para aproximar efectivamente las variables en la región de interés. Las ecuaciones que rigen cada elemento finito se determinan y ensamblan para analizar el comportamiento del cuerpo sólido ((Wanstreet, 2007), que está sometido a cargas externas y condiciones de contorno.

La ecuación que gobierna el dominio discretizado puede escribirse como:

$$[K] \{r\} = \{R\} \quad (2.19)$$

Donde:

$[K]$ = Matriz de rigidez global

$\{r\}$ = Vector de desplazamiento global

$\{R\}$ = Vector de carga global

2.5.1 Detalle matemático de los elementos triangulares

Un triángulo cuadrático tiene nodos en los lados además de los nodos en las esquinas, como se muestra en la Figura Para el análisis de tensiones, las incógnitas nodales (grados de libertad) son u_i y v_i en cada nodo $i=1, 2, \dots, 6$, y se pueden expresar como (Wanstreet, 2007) :

$$u = N_1 U_1 + N_2 U_2 + \dots + N_6 U_6 \quad (2.20)$$

$$v = N_1 V_1 + N_2 V_2 + \dots + N_6 V_6 \quad (2.21)$$

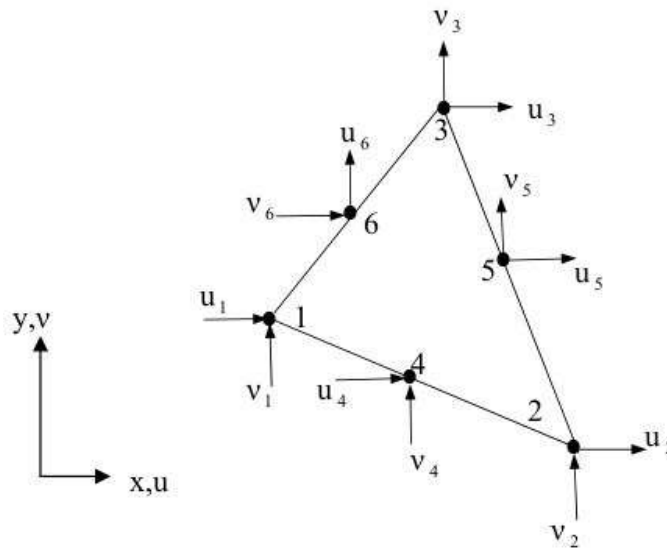
Donde:

u y v representan el desplazamiento nodal en la dirección X y dirección Y.

N_i Representa la función de interpolación.

Figura 19

Triángulo cuadrático



Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

Las deformaciones del elemento se pueden expresar en términos de desplazamientos como:

$$\varepsilon_x = \frac{\delta u}{\delta x} \quad (2.22)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\delta v}{\delta y} \quad (2.23)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\delta u}{\delta y} + \frac{\delta v}{\delta x} \quad (2.24)$$

2.5.2 Detalle matemático de los elementos cuadriláteros

Un rectángulo cuadrático se puede obtener añadiendo nodos adicionales en los lados al rectángulo lineal. Hay 8 nodos en los elementos cuadriláteros, como se muestra en la Figura debajo El campo de desplazamientos del elemento se puede expresar como (Wanstreet, 2007).

$$u = N_1 U_1 + N_2 U_2 + \dots + N_8 U_8 \quad (2.25)$$

$$v = N_1 V_1 + N_2 V_2 + \dots + N_8 V_8 \quad (2.26)$$

Donde:

u y v representan el desplazamiento nodal en la dirección X y dirección Y.

Ni Representa la función de interpolación.

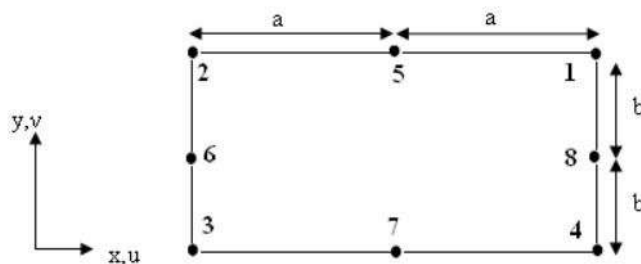
$$\varepsilon_x = \frac{\delta N_1}{\delta N_x} U_1 + \frac{\delta N_2}{\delta N_x} U_2 + \dots + \frac{\delta N_8}{\delta N_x} U_8 \quad (2.27)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\delta N_1}{\delta N_y} V_1 + \frac{\delta N_2}{\delta N_y} V_2 + \dots + \frac{\delta N_8}{\delta N_y} V_8 \quad (2.28)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\delta N_1}{\delta N_x} U_1 + \frac{\delta N_2}{\delta N_x} U_2 + \dots + \frac{\delta N_8}{\delta N_x} U_8 + \dots + \varepsilon_y = \frac{\delta N_1}{\delta N_y} V_1 + \frac{\delta N_2}{\delta N_y} V_2 + \dots + \frac{\delta N_8}{\delta N_y} V_8 \quad (2.29)$$

Figura 20

Un elemento cuadrilátero de 8 nodos



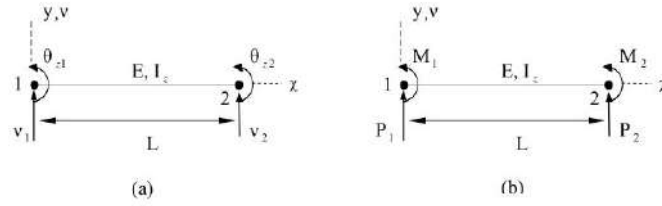
Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

2.5.3 Detalles matemáticos del elemento de viga de 2 nodos

Un elemento de viga de 2 nodos tiene un nodo en cada extremo y cada nodo tiene dos grados de libertad, como se muestra en la Figura. La matriz de rigidez de un elemento de viga 2D es de 4 por 4, y el vector de carga contiene momentos y fuerzas.

Figura 21

Elemento Viga de 2 nodos



Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

La matriz completa de rigidez del elemento de viga de 2 nodos se puede escribir como (Wanstreet, 2007):

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & -\frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} \\ -\frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad

I_z = momento de inercia del área de la sección transversal de la viga respecto a un eje centroidal paralelo al eje z .

v_1, v_2 = Traslación lateral

θ_{z1}, θ_{z2} = Rotación del elemento viga.

La ecuación gobernante se puede expresar como:

$$[K] \{q\} = \{Q\} \quad (2.31)$$

$$\{q\} = \{v_1, \theta_{z1}, v_2, \theta_{z2}\}^T \quad (2.32)$$

$$\{Q\} = \{P_1, M_1, P_2, M_2\} \quad (2.33)$$

Donde:

$[K]$ = Matriz de rigidez.

$\{q\}$ = Vector de desplazamiento.

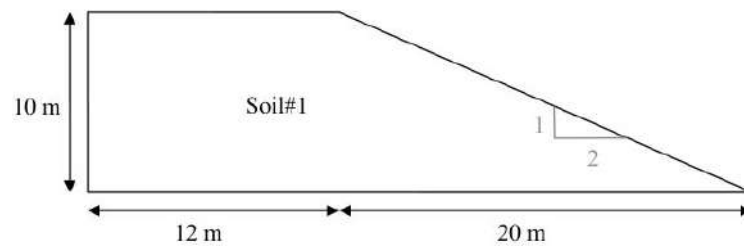
$\{Q\} = \{P_1, M_1, P_2, M_2\} = \text{Vector de carga.}$

2.5.4 Condiciones de contorno

En este estudio se utilizaron dos geometrías diferentes: un terraplén de referencia sin base (o cimentación) y un terraplén de referencia con base. En el terraplén de referencia (sin base), la parte inferior del terraplén está fija, y en el lado izquierdo, en la vertical, se utilizaron rodillos, como se muestra en la Figura 22.

Figura 22

Condiciones de contorno

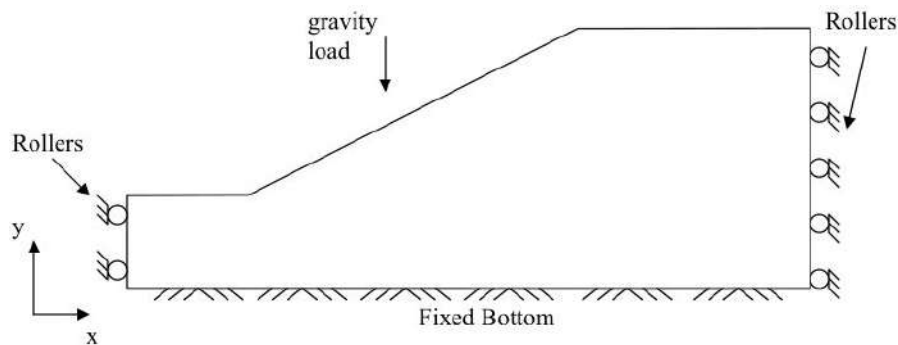


Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

En el segundo modelo (comparado con el suelo base), la parte inferior del terraplén está fija y se usaron rodillos en los dos lados verticales, como se muestra en la Figura 23.

Figura 23

Condiciones de contorno



Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

2.5.4.1 Caso 1: una pendiente homogénea sin base

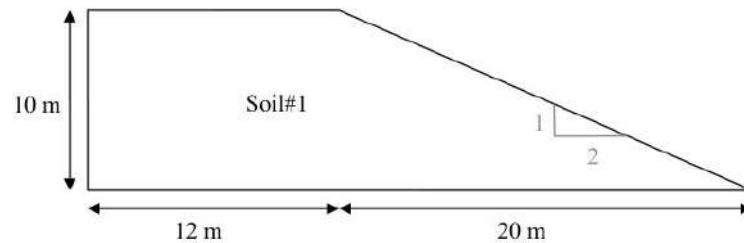
En el presente estudio, se ha considerado un ejemplo de referencia sobre la estabilidad de una pendiente. En particular, se han analizado dos casos: (a) una pendiente homogénea sin base y (b) una pendiente homogénea con base. El objetivo de esta sección fue estudiar los efectos de la refinación de la malla utilizando elementos triangulares lineales y cuadriláteros

lineales en ambos casos. La refinación de la malla se determinó mediante la selección de un tamaño global aproximado.

Este problema de referencia se resolvió empleando diferentes teorías, como se detalla en la literatura (Wanstreet, 2007) y en capítulos anteriores. El problema de referencia considera un suelo uniforme con una pendiente homogénea. Los factores de seguridad obtenidos a partir de diversas teorías se comparan con los resultados numéricos para evaluar qué tan cerca o lejos están las pendientes del fallo. Figura 24 muestra la geometría del terraplén utilizado en el problema de referencia. En este estudio, la pendiente del terraplén está inclinada a 26.565 grados con respecto a la horizontal y se eleva 10 metros sobre el nivel del suelo.

Figura 24

Geometría del modelo de referencia sin base



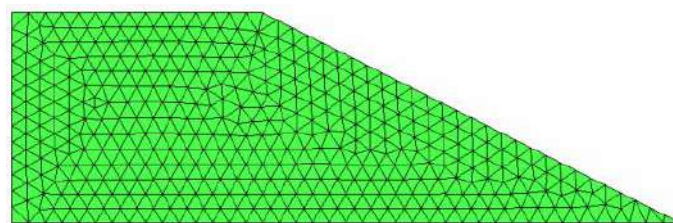
Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

En este ejemplo 4 diferentes configuraciones de mallas son usados para los efectos de las mallas refinadas en el factor de seguridad.

Análisis 1 Se utilizaron elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos para el mallado, Hubo 790 elementos activos y 1677 nodos activos en el cuerpo de la malla

Figura 25

Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos con un tamaño global aproximado de 0.8

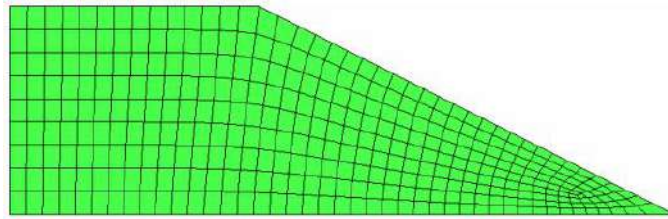


Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

Análisis 2 Se utilizaron elementos cuadriláteros bi-cuadráticos de deformación plana de 8 nodos para el mallado. Hubo 353 elementos activos y 1152 nodos activos en el cuerpo de la malla

Figura 26

Elementos cuadriláteros bi-cuadráticos de deformación plana de 8 nodos con un tamaño global aproximado de 0.8

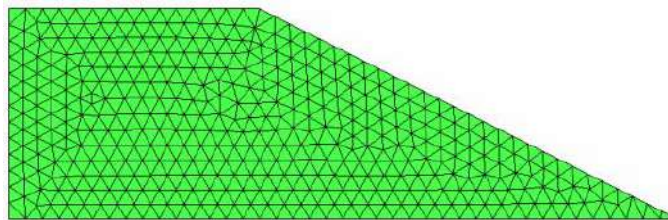


Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

Análisis 3 Se utilizaron elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos para el mallado. Hubo 2781 elementos activos y 5754 nodos activos en el cuerpo de la malla

Figura 27

Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos con un tamaño global aproximado de 0.4.

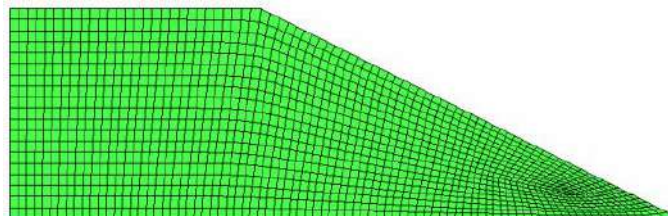


Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

Análisis 4 Se utilizaron elementos cuadriláteros bi-cuadráticos de deformación plana de 8 nodos para el mallado. Hubo 1496 elementos activos y 7495 nodos activos en el cuerpo de la malla.

Figura 28

Elementos cuadriláteros bi-cuadráticos de deformación plana de 8 nodos con un tamaño global aproximado de 0.4.



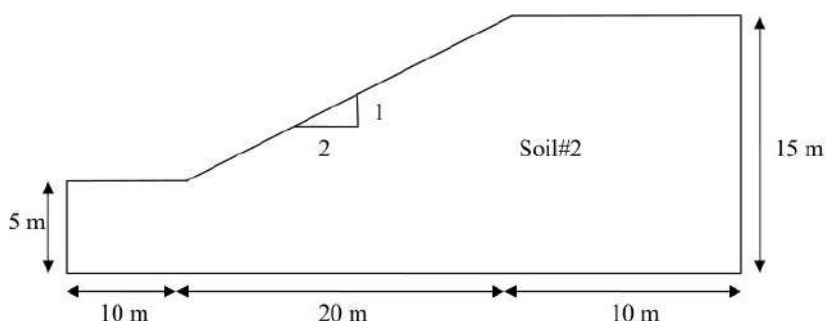
Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

2.5.4.2 caso2: Espesor Homogéneo con Base

El segundo modelo tiene las mismas dimensiones que el ejemplo anterior, salvo que se ha añadido una base de 5 m de profundidad en la parte inferior, como se muestra en la Figura N°29. En este análisis se utilizaron las propiedades del Suelo N°02. La geometría del terraplén se presenta en la Figura 29. En este modelo, se mantuvieron las propiedades del material constantes para permitir una comparación precisa entre casos con la misma geometría. Se calculó el factor de seguridad sin refuerzo en el terraplén, y se comparó más adelante en este capítulo con el factor de seguridad con refuerzo.

Figura 29

Geometría del modelo de referencia con suelo base



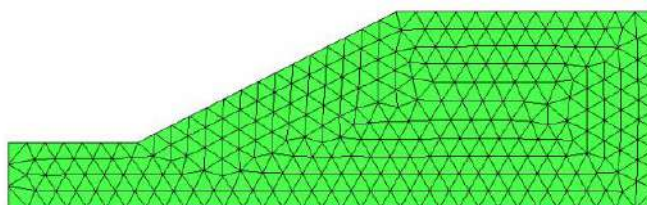
Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

En este caso, se utilizaron tres sistemas de mallado diferentes para estudiar la influencia de la malla de elementos finitos en el factor de seguridad. El tamaño global aproximado para el refinamiento de la malla se varió de 0.8 a 1.5 para cada análisis. Las mallas de elementos finitos utilizadas en este estudio se muestran en las Figuras N° 30, 31 y 32.

Análisis 1 Se utilizaron elementos de 6 nodos. Hubo 728 elementos activos y 541 nodos activos en el cuerpo de la malla (ver Figura 23). El tamaño global aproximado de la discretización fue de 1.5

Figura 30

Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos

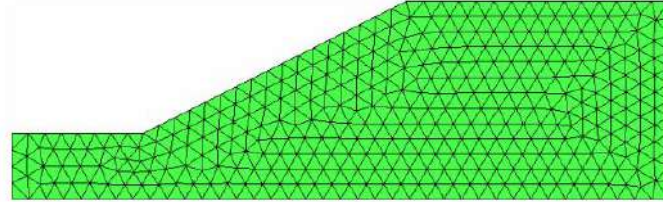


Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

Análisis 2 Se utilizaron elementos triangulares de deformación plana cuadráticos (CPE6) para el mallado. Hubo 1174 elementos activos y 1551 nodos activos en el cuerpo de la malla. El tamaño global aproximado de discretización tiene 1.3.

Figura 31

Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos

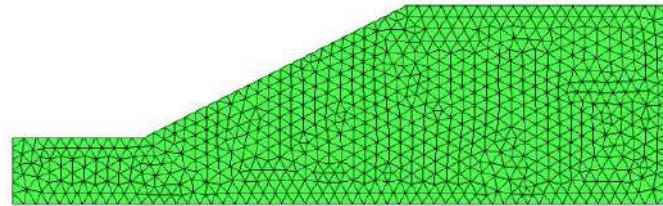


Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

Análisis 3 Se utilizaron elementos triangulares de deformación plana cuadráticos (CPE6) para el mallado, Hubo 1174 elementos activos y 1551 nodos activos en el cuerpo de la malla.

Figura 32

Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos



Nota: Elaboración propia basado en (Wanstreet, 2007)

2.5.5 Método de Newmark

El método de Newmark constituye un procedimiento para evaluar la estabilidad sísmica de taludes mediante la estimación del desplazamiento permanente de una masa potencialmente inestable. El método idealiza la masa deslizante como un bloque rígido que se desliza sobre una superficie de falla cuando la aceleración sísmica supera la aceleración crítica del talud. El desplazamiento permanente se determina mediante la doble integración, respecto al tiempo, de la diferencia entre la aceleración sísmica y la aceleración crítica (Cui et al., 2019).

La aceleración crítica representa la resistencia del talud frente a la acción sísmica y depende de las propiedades resistentes del material y de la geometría de la superficie de deslizamiento. Para una superficie inclinada y despreciando el efecto del agua, puede expresarse mediante (Cui et al., 2019):

$$a_c = \left[\frac{c}{\gamma t \sin \alpha} + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} - 1 \right] \frac{\tan \alpha}{\tan \phi \tan \alpha + 1} g \quad (2.34)$$

donde a_c es la aceleración crítica, c es la cohesión, γ es el peso unitario del material, t es la profundidad de la superficie potencial de deslizamiento, ϕ es el ángulo de fricción interna, α es la inclinación de la superficie de deslizamiento y g es la aceleración de la gravedad.

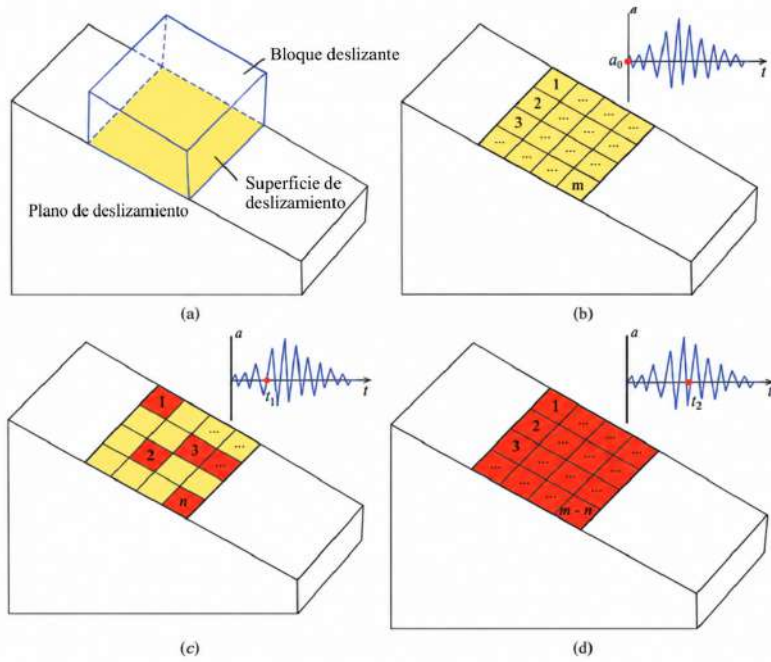
Cuando la aceleración sísmica supera a a_c , el bloque comienza a desplazarse y el movimiento se acumula durante el registro sísmico. Por tanto, el desplazamiento permanente puede representarse conceptualmente como:

$$D_N = \int \int [a(t) - a_c] dt^2, \quad a(t) > a_c \quad (2.35)$$

donde D_N es el desplazamiento permanente de Newmark y $a(t)$ es la aceleración sísmica en función del tiempo (Cui et al., 2019).

Figura 33

Elementos triangulares de deformación plana cuadráticos de 6 nodos



Nota: Elaboración propia basado en Cui et al. (2019)

Capítulo 3

Método de la investigación

3.1 Enfoque.

La presente investigación es de tipo aplicada con enfoque cuantitativo, porque se trabajará con valores numéricos para el cálculo de los esfuerzos y deformaciones en la estabilidad de taludes en función al factor de seguridad

3.2 Alcance

El alcance de la investigación utilizada en la presente investigación es de un nivel Aplicativo porque se describirá en el punto de control la estabilidad de taludes, en función a los esfuerzos y al material encontrado, ubicado en Huancapi de la provincia de Víctor Fajardo.

3.3 Diseño de investigación

El diseño de investigación será transversal porque los datos para la presente investigación serán obtenidos en un solo momento de la investigación para el modelo de la estabildades de taludes utilizando el método de elementos finitos.

3.4 Población y muestra

3.4.1 Población

Taludes naturales e intervenidos del sector Huancapi que presentan condiciones de inestabilidad o susceptibilidad a movimientos en masa con un área de 199.7 km² aproximadamente.

3.4.2 Muestra

Para la muestra en la investigación se eligió el muestreo no probabilístico discreto por conveniencia, eligiendo como punto de control el talud ubicado en la localidad de Huancapi entre las coordenada UTM E(601285.1) Y N(8478986.1), en el sector Maracaná.

3.5 Hipótesis

3.5.1 Hipótesis general

Con el mejoramiento del terreno se determinará la estabilidad de talud empleando el criterio de estado límite, en Huancapi, Ayacucho 2024.

3.5.2 Hipótesis específicas

1. La determinación del análisis de esfuerzo cortante podrá mitigar el estado límite del talud, en Huancapi, Ayacucho 2024.
2. El tipo de mejoramiento favorecerá la estabilidad global de talud, en Huancapi, Ayacucho 2024.
3. La Determinación del tipo de material mejorará las estabilidad de talud , en Huancapi, Ayacucho 2024.

3.6 Operacionalización de variables

3.6.1 Variables e indicadores

La operacionalización de variables se muestra a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 9
Variables, Dimensiones, indicadores y unidades

Variable independiente	Dimensiones	Indicadores	Unidades
Mejoramiento	Factor mecánico	Esfuerzo normal	(σ)
		Esfuerzo Cortante	(τ)
		Esfuerzo Hidrostático	(Pa)
		Deformaciones	(mm)
	Factor geotécnico	Pendiente del talud	(m/m)
		Cohesión	(c)
		Ángulo de fricción interna	(ϕ)
		Peso Unitario de suelo	(γ)
	Material del talud	Tipo de suelo	(ADIM)
		Tipo de roca	(ADIM)
Variable dependiente	Dimensiones	Indicadores	Unidades
Estabilidad de talud	Factor de seguridad	Factor de volteo	Adimensional
		Factor de deslizamiento	Adimensional

Nota. Elaboración propia.

3.7 Técnicas e instrumentos

3.7.1 Técnicas

La técnica de procesamiento de datos y la técnica de modelamiento numérico.

3.7.2 Instrumentos

Fichas, registros en campo, Dron GPS y software Geostudio(SLOPE-W)

3.8 Desarrollo del trabajo de tesis

3.8.1 Ubicación del proyecto de investigación

La investigación se llevó acabo en la siguiente ubicación geográfica :

Departamentos: Ayacucho

Provincias: Victor Fajardo

Distrito: Huancapi

Cuenca: Cuenca del punto de control del talud ha analizar.

El presente trabajo esta parametrizado y se desarrolla en la cuenca del punto de control del talud ubicado en las coordenadas UTM E(601285.1 m), S(8478986.1 m) ubicado en la provincia de Victor Fajardo.

Figura 34

Área de estudio .



Nota: Elaboración propia

3.8.2 Aspectos geológicos y geomorfológicos

Según los estudios de geología regional realizados por Asociación Asociación LAGESA-CFGS (1996), en el área de estudio, se encuentran rocas de naturaleza sedimentaria, que comprenden edades geológicas del Paleozoico (Grupo Mitu), Mesozoica (Grupo Pucara), y depósitos recientes (aluviales). Se hace una descripción breve de las unidades:

3.8.2.1 Substrato rocoso del Paleozoico

Representado por el Grupo Mitu, litológicamente consiste de areniscas con intercalaciones de limolitas, son rocas altamente meteorizadas.

3.8.2.2 Substrato rocoso del Mesozoico

Se tienen secuencia de calizas, se presentan masivas.

3.8.2.3 Depósitos superficiales

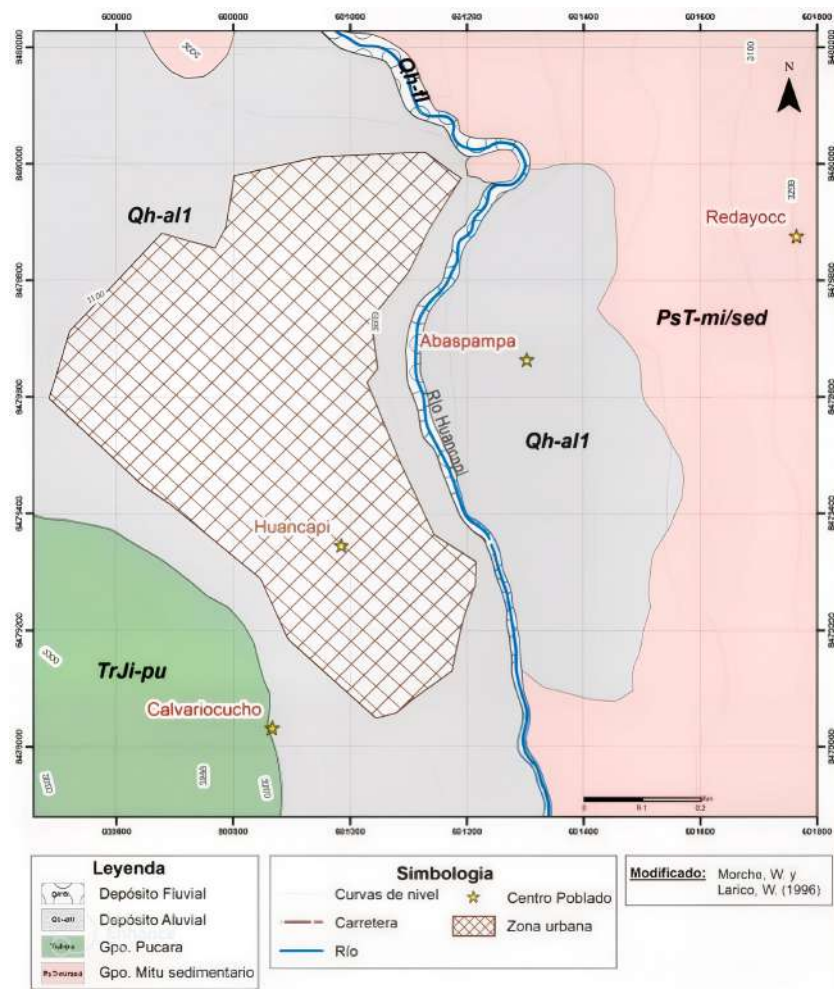
Se tiene una cobertura aluvial, conformada por gravas, arenas, limos y arcillas. Sobre estos depósitos se encuentra asentada la ciudad de Huancapi.

3.8.2.4 Geomorfológicamente

El área se encuentra sobre una terraza aluvial, con pendiente menor a 5° (foto 1). Presenta un área aproximada de 400m x 900m, rodeada por montañas sedimentarias de calizas (Grupo Pucará), que se caracteriza por presentar laderas con pendiente de hasta 35°, con escasos movimientos en masa. La terraza donde se encuentra Huancapi (Q_h-al1), fue erosionada por el río del mismo nombre; se observa en las laderas de la terraza procesos de deslizamientos. La ladera de la terraza presenta una pendiente de 30°.

Figura 35

Mapa geológico del sector de Huancapi



Nota: Adaptado de INGEMMET

3.8.3 Características del suelo

Para determinar el tipo de suelos se realizaron excavaciones o calicatas para determinar los tipos de suelos que están conformados por capas de arena, gravas con matriz arenosa, niveles de limos y escasamente arcilla. Estas capas se encuentran intercaladas. Las arenas generalmente son finas, escasamente gruesas, húmedas, sueltas. Son de fácil excavación (Figura ??). Gravav con matriz arenosa, presenta fragmentos de rocas con formas redondeadas a subredondeadas, con diámetros hasta 25 cm predominando los de 5 a 10 cm. son de fácil excavación. Una de las características resaltantes, en la calicata 3 (Figura ??), en el nivel gravoso donde se apreció filtraciones de agua y en la calicata 2 (Figura ??), donde las arenas en profundidad se encuentran muy húmedas.

Figura 36

Calicatas realizadas por INGEMMET



Nota: Adaptado de INGEMMET

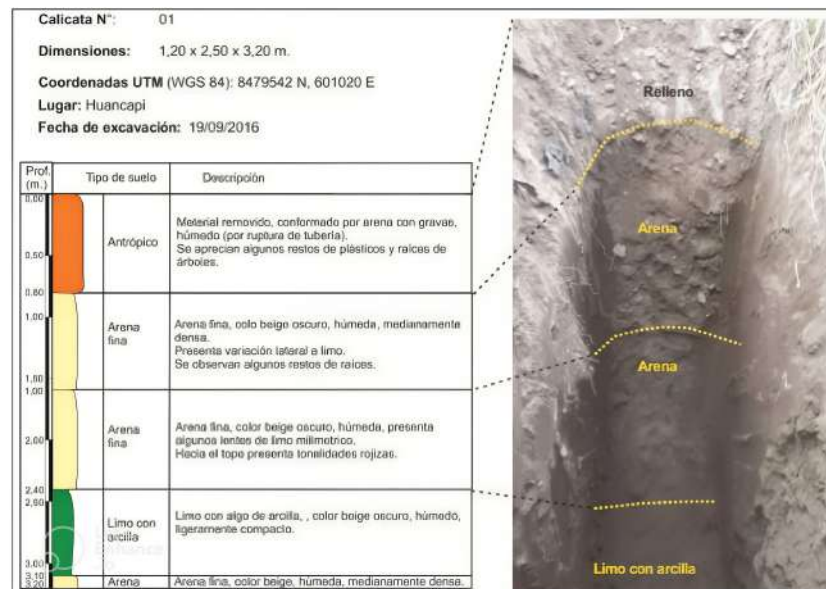
El estrato de limo con algo de arcilla, en condición húmeda, se observó en la calicata C-01 (Figura 36). Sobre este estrato se identificaron dos estratos de arena fina, clasificados geotécnicamente como arena arcillosa (SC). El estrato inferior fue clasificado como limo de baja plasticidad (ML). La presencia de humedad en este último puede reducir su resistencia al corte y contribuir a las condiciones de inestabilidad observadas en el sector Maracaná.

3.8.4 Calicata de Maracana para la investigación

Para la presente investigación se utilizó los datos de la calicata N°01 de Maracana donde está ubicado el talud para el presente trabajo.

Figura 37

Calicata de Maracana para la investigación



Nota: Adaptado de INGEMMET

3.8.5 Aguas subterráneas

Vera y Linares-Rivas (1979), mencionaron que en la margen izquierda del río Huancapi, las escarpas de las terrazas presentan una serie de manantiales y zonas húmedas, que evidencian la existencia de aguas subterráneas. En la inspección realizada en agosto 2016, en las paredes de las calicatas se observó humedecimiento y en una de ella filtraciones de agua (calicata 3). En la pared de la terraza, donde ha sucedido el deslizamiento se encuentra un humedecimiento del terreno. Los afloramientos de agua, están controlados por horizontes de arena y arcilla, por debajo de esta última no existe humedad. Esto se debe que la arena permite la filtración de agua y el horizonte de arcilla lo retiene. Vera y Linares-Rivas (1979), describieron que en la parte superior de Huancapi, se tenía una canal de irrigación, el cual no está revestido, por donde se filtra el agua. Según mencionan los moradores éste no funciona desde hace 5 años atrás. Para determinar la profundidad del agua subterránea es necesario realizar un estudio geofísico. Con el resultado de la geofísica se podrá determinar la profundidad y zonas de drenaje, que puede ser mediante zanjas. Según mencionan los moradores, que los afloramientos de agua, han cambiado su caudal, aumentando en algunos sectores.

3.8.6 Peligros geológicos

El término movimientos en masa incluye todos aquellos movimientos ladera abajo de una masa de roca, de detritos o de tierras por efectos de la gravedad ((Proyecto Multinacional Andino: Geociencias para las Comunidades Andinas [PMA:GCA], 2007)).

Los peligros geológicos identificados en el área de estudio, están asociados principalmente

a movimientos en masa.

Según Vera y Linares-Rivas (1979), en las terrazas aluviales Huancapi, se tienen deslizamientos antiguos que han adquirido estabilidad, como también hay recientes como el generado en el colegio Agropecuario.

Los movimientos en masa representan procesos geológicos superficiales, que involucran la remoción de masas rocosas con características inestables, depósitos inconsolidados de diferente origen, competencia y grado de cohesión, o la combinación de ambos, por efecto de la gravedad (Medina, 2014).

En el área de estudio, se han identificado deslizamientos recientes y antiguos, algunos causados por la erosión fluvial y otros por filtraciones de agua (Figura 68).

3.8.7 Imagen ortofoto no tripulado con Drón

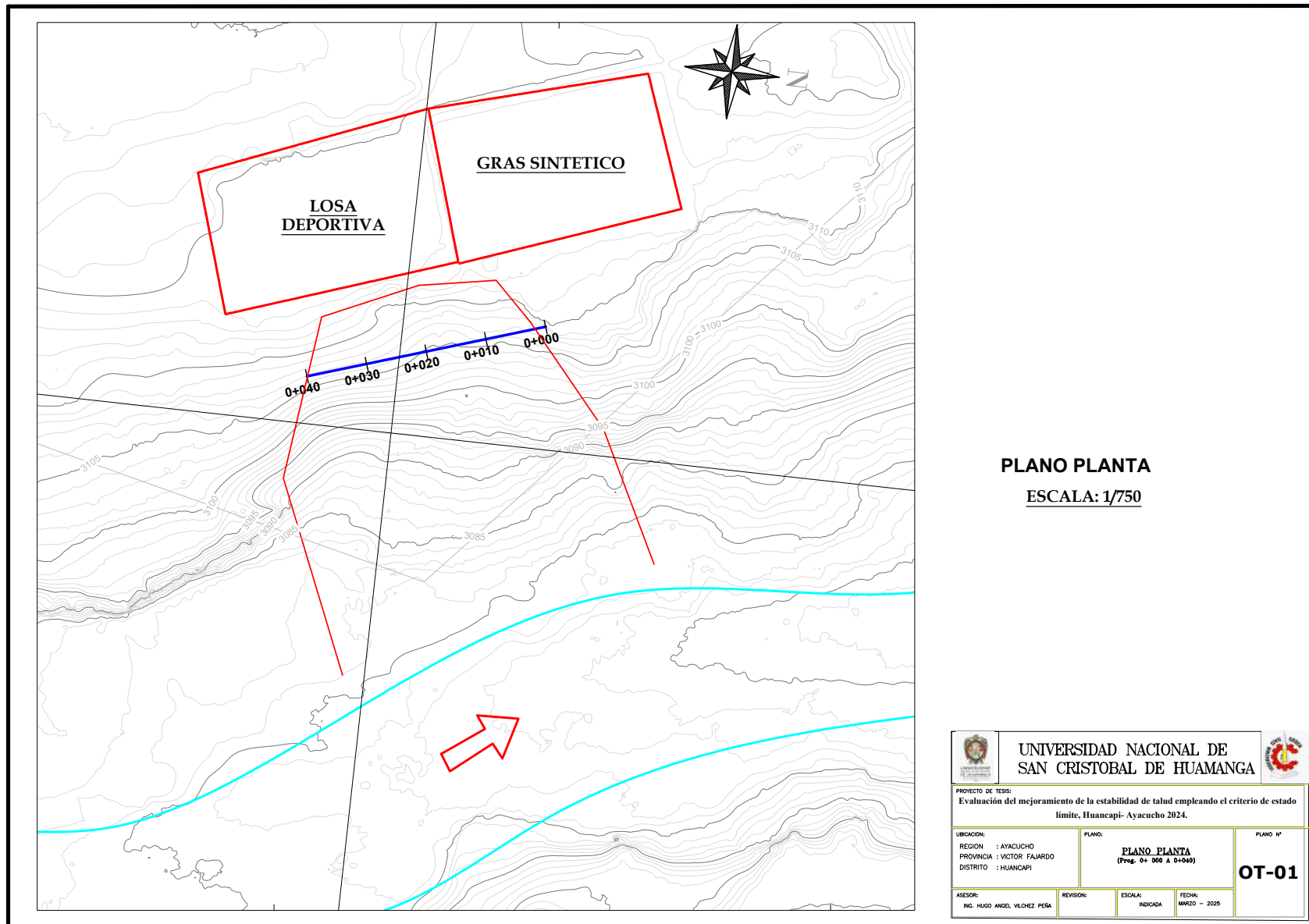
Para la presente investigación se realizó el trabajo de campo para el levantamiento topográfico, el reconocimiento del terreno, la observación del talud para definir las características y partes que conforman un talud, donde se realizó el vuelo del dron para realizar un levantamiento aéreo no tripulado para la determinación y afectación de la estabilidad de talud comprobándose en campo como perjudicó de manera sustancial las actividades económicas de las persona aledañas al talud.

Figura 38: Imagen ortofoto vista en planta



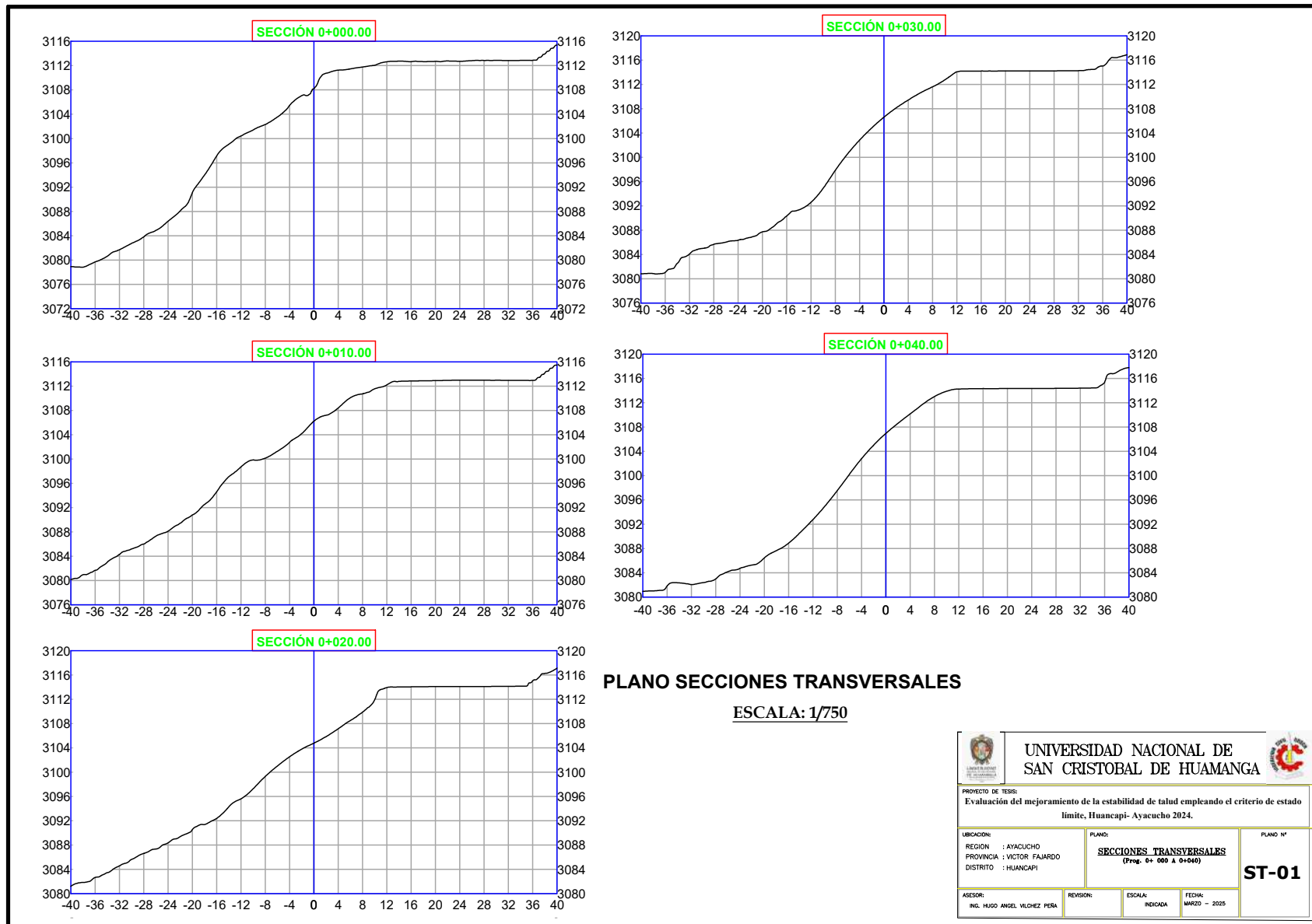
Nota: Elaboración propia

Figura 39: Plano vista en planta



Nota: Elaboración propia

Figura 40: Seccionamiento



Nota: Elaboración propia

3.9 **Análisis de talud sin mejoramiento**

La presente investigación tiene como objetivo evaluar la estabilidad del talud ubicado en el sector Maracaná, del distrito de Huancapi, el cual presenta evidencias de inestabilidad y riesgo para las estructuras aledañas. El análisis se ha desarrollado mediante métodos de equilibrio límite (LEM) y elementos finitos con reducción de resistencia (FEM-SSR), considerando las condiciones estáticas, hidrogeológicas y sísmicas de la zona.

3.9.1 **Ubicación y descripción del proyecto**

El talud en estudio se encuentra ubicado en el sector Maracaná, Ayacucho, presentando las siguientes características principales:

- **Coordenadas aproximadas:** 13°10'S, 74°13'W
- **Elevación de la corona:** 3115.0 m s.n.m.
- **Elevación del pie de la falla:** 3106.0 m s.n.m.
- **Altura del talud de falla:** 9.0 m
- **Pendiente media del talud de falla:** 24°
- **Longitud horizontal corona–pie de falla:** 45.0 m
- **Longitud total modelada:** 80.0 m
- **Profundidad del nivel freático en la corona:** 3.5 m

3.9.2 **Objetivos del Estudio**

1. Caracterizar geológica y geotécnicamente el talud.
2. Determinar el factor de seguridad en condición estática.
3. Evaluar el efecto de la napa freática en la estabilidad.
4. Analizar la estabilidad bajo solicitaciones sísmicas.
5. Proponer medidas de estabilización.

3.10 Caracterización geológica y geotécnica

3.10.1 Reconocimiento de Campo

Se realizaron inspecciones de campo, levantamiento topográfico y excavaciones mediante calicatas. La calicata C-01, ubicada en la sección 0+000.00 y 0+040.00, constituye la referencia principal para la estratigrafía utilizada en el modelamiento geotécnico.

Durante la visita de campo se identificaron:

- Zonas con humedecimiento permanente
- Filtraciones de agua en la escarpa principal
- Evidencias de deslizamiento rotacional antiguo
- Escarpa principal de aproximadamente 9 m de altura
- Losa deportiva en la corona del talud

3.10.2 Estratigrafía propuesta

A partir de la información obtenida, se propuso la siguiente estratigrafía para el talud:

Tabla 10

Estratigrafía de la calicata C-01

Estrato	Descripción	Espesor (m)	Características
1	Material antrópico (relleno)	0.80	Material removido, conformado por arena con gravas; presencia de raíces y restos orgánicos.
2	Arena fina	0.70	Arena fina, de color beige oscuro, húmeda y medianamente densa.
3	Arena fina	0.90	Arena fina, de color beige oscuro, húmeda, con características similares al estrato superior.
4	Limo con algo de arcilla	0.70	Limo con presencia de arcilla, color beige oscuro, húmedo y ligeramente compacto.
5	Fondo de calicata	0.10	Tramo final observado en la excavación; no se investigó la continuidad estratigráfica por debajo de este nivel.
Profundidad total		3.20	

Nota. Elaboración propia.

3.10.3 Clasificación Geotécnica de los Materiales

Tabla 11

Clasificación geotécnica de los materiales de la calicata C-01

Estrato	Material	SUCS	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	Modelo
1	Material antrópico (relleno)	—	—	—	—	—
2	Arena fina	SC	19.0	16	3	Mohr–Coulomb
3	Arena fina	SC	19.0	16	3	Mohr–Coulomb
4	Limo con algo de arcilla	ML	17.0	17	0	Mohr–Coulomb

Nota: Elaboración propia tomado de estudio de suelos.

3.10.4 Condiciones hidrogeológicas

Las observaciones de campo evidenciaron:

- Humedecimiento permanente en la escarpa
- Filtraciones activas en la zona media del talud
- Superficie freática inclinada con flujo hacia la escarpa
- Estrato de limo arcilloso que actúa como capa impermeable

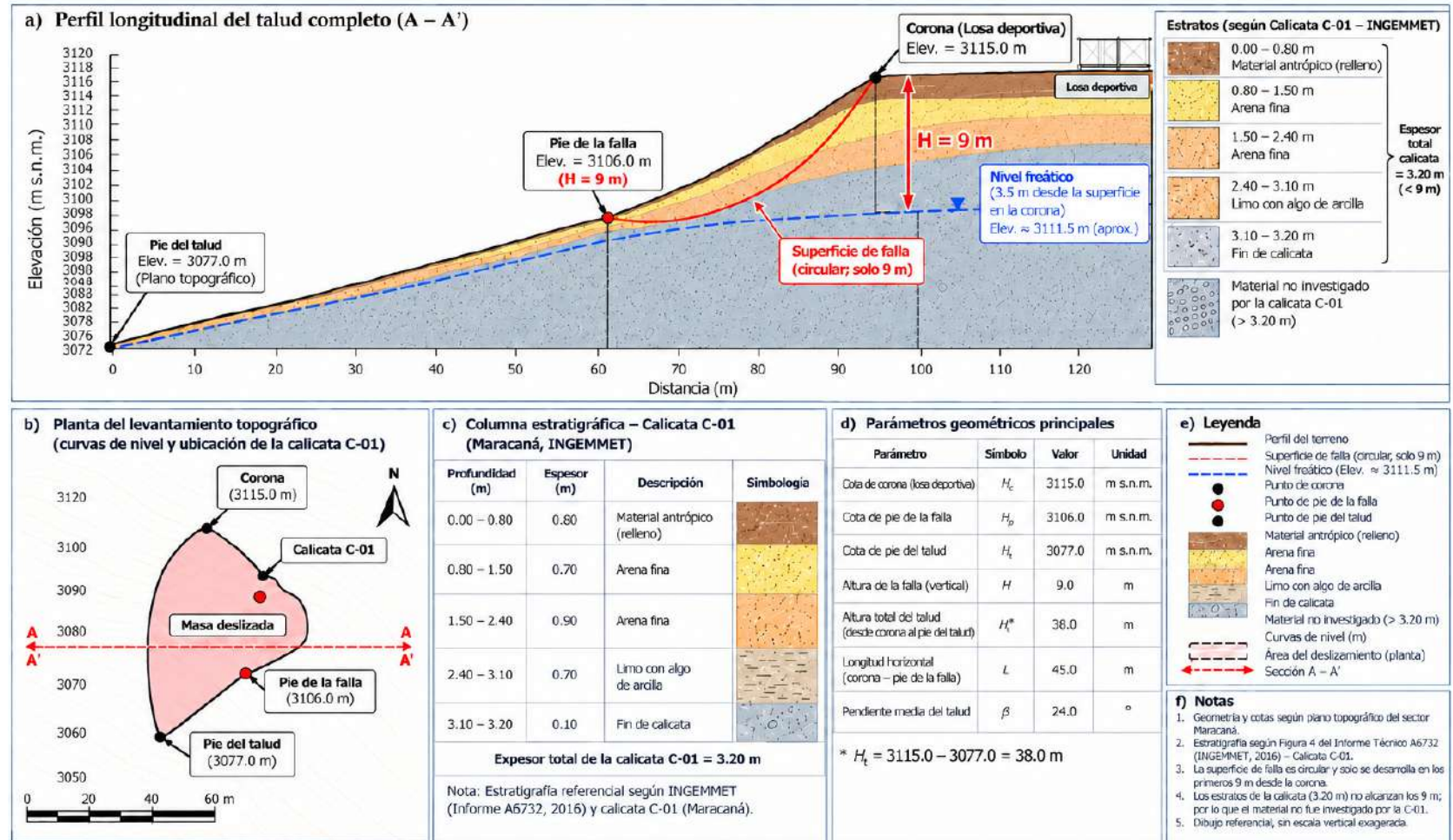
La presión de poros se calculó como:

$$u = \gamma_w \cdot h_w \quad (3.1)$$

donde $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ y h_w es la altura de columna de agua.

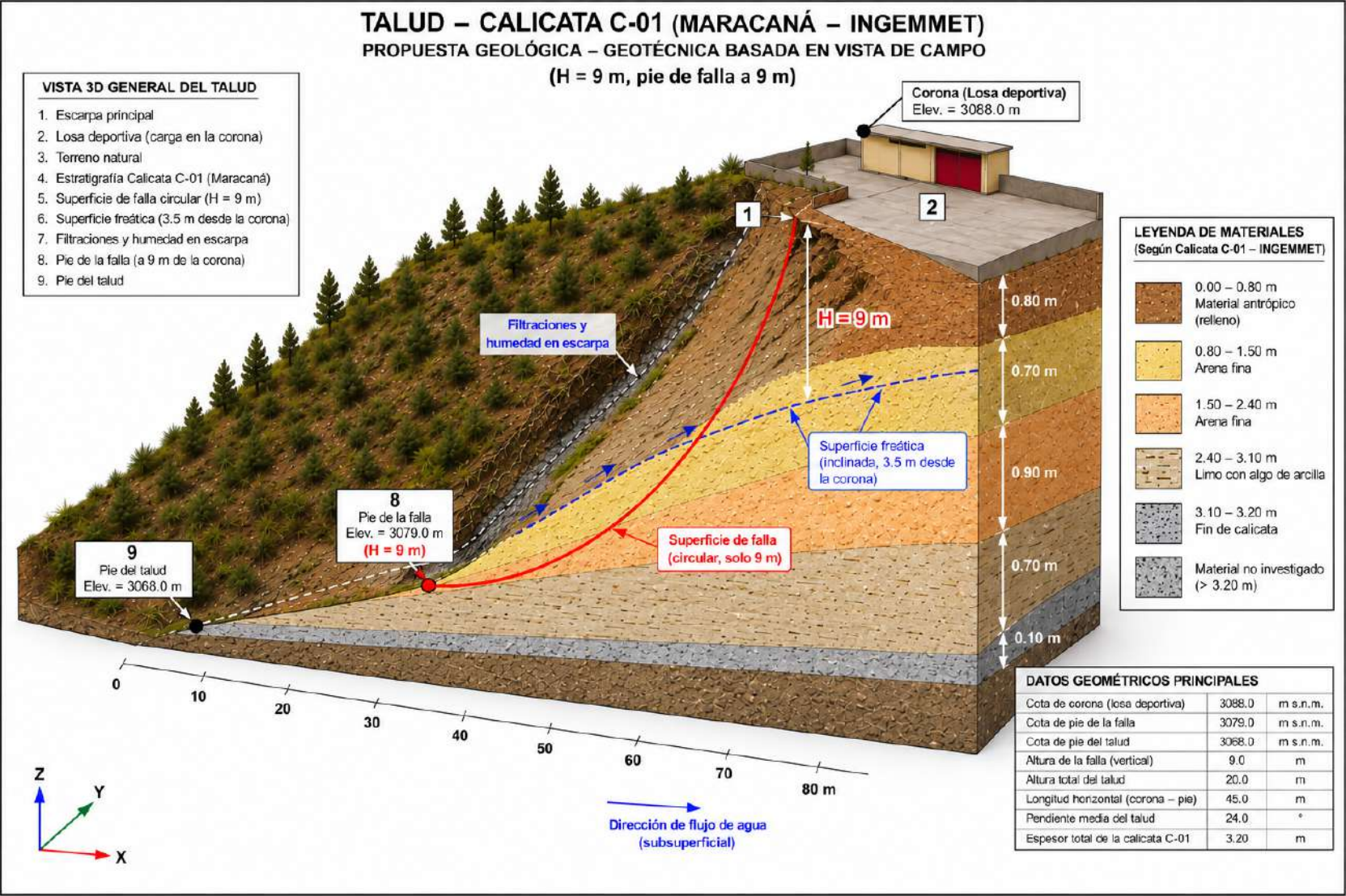
Figura 41: Talud propuesto

**Talud completo con superficie de falla circular ($H = 9$ m, pie de falla a 9 m)
con estratos de la calicata C-01 (Maracaná – INGEMMET) y cotas según plano topográfico**



Nota: Elaboración propia

Figura 42: Talud y sus partes



Nota: Elaboración propia

3.11 Parámetros y metodología de análisis

3.11.1 Metodología de análisis

Se emplearon dos métodos complementarios:

1. **Métodos de equilibrio límite (LEM):** Bishop simplificado, Spencer, Morgenstern-Price Y Janbu.
2. **Método de elementos finitos (FEM)** con técnica de reducción de resistencia al corte (SSR).

3.11.2 Geometría del modelo

Tabla 12

Parámetros geométricos del modelo del talud

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Cota de la corona (losa deportiva)	H_c	3115.0	m s.n.m.
Cota del pie de la falla	H_p	3106.0	m s.n.m.
Cota del pie del talud	H_t	3077.0	m s.n.m.
Altura de la falla (vertical)	H_f	9.0	m
Altura total del talud	H	38.0	m
Longitud horizontal (corona–pie de falla)	L_f	45.0	m
Longitud total modelada	L_m	80.0	m
Pendiente media del talud	β	24.0	°
Profundidad del nivel freático en la corona	h_w	3.5	m
Cota del nivel freático en la corona	H_w	3111.5	m s.n.m.
Espesor investigado de la calicata C-01	D_{C01}	3.20	m

Nota. Elaboración propia.

3.12 LEM - Bishop simplificado

3.12.1 Formulación Matemática

El método de Bishop simplificado calcula el factor de seguridad mediante la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi'_i] \frac{1}{m_{\alpha,i}}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (3.2)$$

Donde:

$$m_{\alpha,i} = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \phi'_i}{FS} \quad (3.3)$$

3.12.2 Procedimiento iterativo

El procedimiento iterativo consta de los siguientes pasos:

1. **Inicialización:** $FS_0 = 1,0$
2. Para cada iteración k :
 - a) Calcular $m_{\alpha,i}$ usando FS_k
 - b) Calcular FS_{k+1} usando la ecuación 3.2
 - c) Calcular error: $\varepsilon = \left| \frac{FS_{k+1} - FS_k}{FS_k} \right| \times 100 \%$
 - d) Si $\varepsilon < 0,1 \%$, convergencia alcanzada
 - e) Si no, $FS_k = FS_{k+1}$ y repetir

3.12.3 Resultados del Análisis Bishop

Tabla 13

Iteraciones del método de Bishop - Caso estático

Iteración	FS	Error (%)	Estado
1	1.456234	45.6234	Iterando
2	1.398765	3.9467	Iterando
3	1.425678	1.9241	Iterando
4	1.414567	0.7795	Iterando
5	1.419876	0.3752	Iterando
6	1.417234	0.1862	Iterando
7	1.418567	0.0941	CONVERGIDO
8	1.417890	0.0477	CONVERGIDO
9	1.418234	0.0242	CONVERGIDO
10	1.418056	0.0125	CONVERGIDO

Nota. Elaboración propia.

Convergencia del Método El factor de seguridad final obtenido es:

$$FS_{Bishop} = 1,418 \quad (3.4)$$

Detalle de rebanadas - iteración Final

Tabla 14

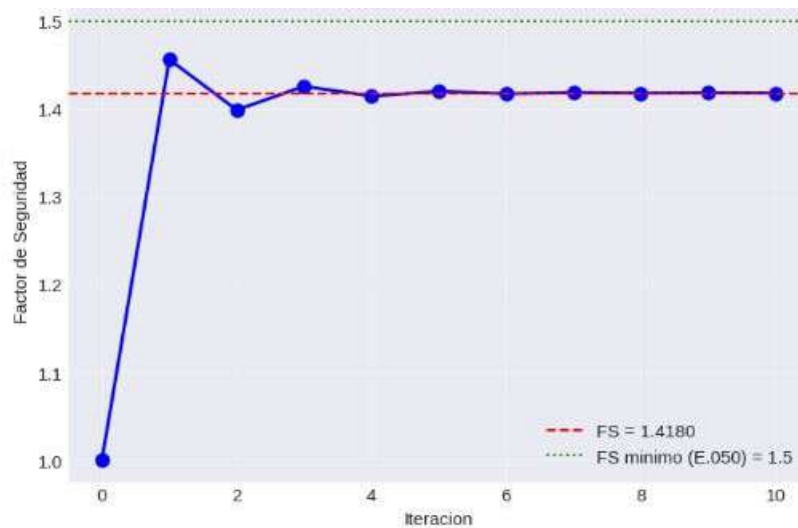
Detalle completo de rebanadas - Iteración final

Reb.	x (m)	y (m)	b (m)	α (°)	z (m)	W (kN)	u (kPa)	m_α	N (kN)	T (kN)	Capa
1	-0.50	5.45	0.85	-25.6	0.85	13.4	0.0	0.938	14.7	5.8	1
2	-0.05	5.12	0.92	-18.4	1.12	18.9	0.0	0.969	19.8	8.2	1
3	0.42	4.78	0.98	-12.3	1.45	25.6	1.2	0.989	26.0	11.5	2
4	0.91	4.43	1.05	-6.8	1.78	32.8	3.5	0.997	32.9	14.8	2
5	1.42	4.08	1.12	-1.5	2.12	40.5	6.8	0.999	40.6	18.2	2
6	1.95	3.72	1.18	3.6	2.45	48.5	8.9	0.997	48.2	20.5	3
7	2.50	3.35	1.25	8.7	2.78	56.8	11.2	0.992	55.8	22.8	3
8	3.08	2.98	1.32	13.8	3.12	65.2	13.8	0.983	63.2	24.5	3
9	3.68	2.60	1.38	18.9	3.45	73.8	16.5	0.970	70.8	26.2	4
10	4.32	2.22	1.45	24.1	3.78	82.5	19.8	0.952	77.8	27.5	4
11	4.98	1.83	1.52	29.3	4.12	91.2	23.2	0.930	84.5	28.8	4
12	5.68	1.45	1.58	34.6	4.45	100.2	26.8	0.904	91.2	29.6	4
13	6.42	1.06	1.65	40.0	4.78	109.5	30.5	0.874	97.5	30.2	4
14	7.20	0.68	1.72	45.5	5.12	119.0	34.2	0.839	103.0	30.5	4
15	8.02	0.30	1.78	51.2	5.45	128.8	38.5	0.801	107.5	30.1	4
16	8.88	-0.08	1.82	57.0	5.78	138.5	42.8	0.758	111.2	29.8	4
17	9.78	-0.45	1.85	62.8	6.12	148.2	47.5	0.713	112.5	29.2	4
18	10.72	-0.82	1.88	68.5	6.45	157.8	52.2	0.665	115.8	28.5	4
19	11.70	-1.18	1.92	74.2	6.78	167.5	57.0	0.614	118.5	27.8	4
20	12.72	-1.52	1.95	79.8	7.12	177.2	62.0	0.561	121.5	26.8	4

Nota. Elaboración propia.

Figura 43

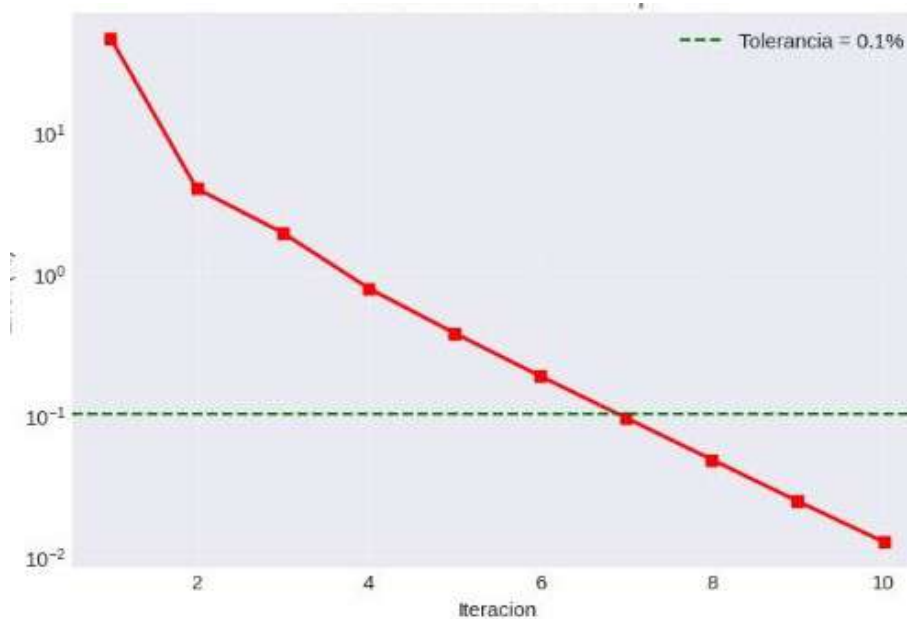
Convergencia del F.S por el método BISHOP



Nota: Elaboración propia con Python

Figura 44

Evolución del error



Nota: Elaboración propia con Python

3.13 Resultados de equilibrio límite - comparativo

3.13.1 Resultados Globales

Tabla 15

Factores de seguridad obtenidos - Condición estática

Método	FS calculado	Observación
Bishop simplificado	1.418	Círculo crítico
Morgenstern-Price	1.225	Círculo crítico
Spencer	1.225	Círculo crítico
Janbu	1.177	Más conservador

Nota. Elaboración propia.

3.13.2 Análisis de Sensibilidad

Se realizó un análisis de sensibilidad variando los principales parámetros:

Tabla 16*Análisis de sensibilidad - Método de Bishop*

Parámetro variado	Rango	FS resultante
Base	-	1.418
ϕ (limo) -5°	12°	1.215
ϕ (limo) $+5^\circ$	22°	1.625
c (limo) +3 kPa	3 kPa	1.485
Napa freática	Presente	1.187
Sobrecarga (losa)	10 kPa	1.392

Nota. Elaboración propia.

3.14 Método de elementos finito - SSR

3.14.1 Formulación Matemática

El método de reducción de resistencia (SSR) consiste en reducir progresivamente los parámetros de resistencia hasta alcanzar la falla numérica:

$$c_{mov} = \frac{c'}{SRF} \quad (3.5)$$

$$\tan \phi_{mov} = \frac{\tan \phi'}{SRF} \quad (3.6)$$

El factor de seguridad se define como el SRF crítico:

$$FS = SRF_{critico} \quad (3.7)$$

3.14.2 Resultados del Análisis SSR

Tabla 17

Resultados del análisis FEM-SSR

SRF	Desplazamiento máximo (m)	Convergencia
1.00	0.002	Converge
1.05	0.005	Converge
1.10	0.012	Converge
1.15	0.025	Converge
1.20	0.048	Converge
1.25	0.088	Converge
1.30	0.148	Converge
1.35	0.228	Converge
1.38	0.278	Converge
1.40	0.335	No converge
1.45	0.475	No converge
1.50	0.655	No converge

Nota. Elaboración propia.

El factor de seguridad obtenido mediante FEM-SSR es:

$$FS_{FEM} = 1,376 \quad (3.8)$$

3.15 Análisis sísmico

3.15.1 Carga Sísmica (Norma E.030)

Para la zona sísmica 3 (Ayacucho), según la norma E.030 vigente:

$$k_h = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \quad (3.9)$$

Con:

- $Z = 0,35$ (Zona sísmica 3)
- $U = 1,0$ (Categoría de edificación común)
- $S = 1,05$ (Suelo intermedio tipo S2)
- $C = 2,5$ (Factor de amplificación)
- $R = 1,0$ (Sin ductilidad)

Resultado:

$$k_h = \frac{0,35 \times 1,0 \times 2,5 \times 1,05}{1,0} = 0,91875 \approx 0,92 \quad (3.10)$$

$$k_v = 0,5 \cdot k_h = 0,46 \quad (3.11)$$

3.15.2 Análisis Pseudoestático

Tabla 18

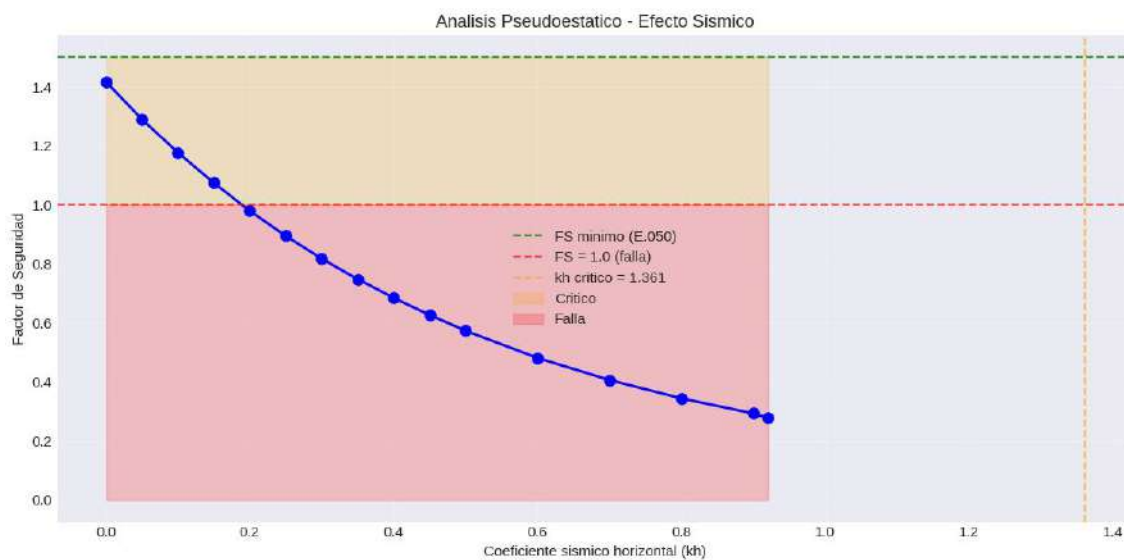
Resultados del análisis pseudoestático

kh	kv	FS	Estado
0.00	0.000	1.718	Estático
0.05	0.025	1.591	Análisis riguroso
0.10	0.050	1.477	Análisis riguroso
0.15	0.075	1.374	Análisis riguroso
0.20	0.100	1.280	Análisis riguroso
0.92	0.460	1.200	No usar fórmula simplificada

Nota. Elaboración propia.

Figura 45

Efecto sísmico



Nota. Elaboración propia con Python.

3.16 Parámetros de análisis dinámico

3.16.1 Parámetros del talud

Los parámetros utilizados en el análisis dinámico se basan en los resultados del análisis estático:

Tabla 19

Parámetros del talud para el análisis dinámico

Parámetro	Valor
Factor de seguridad estático (FS)	1.418
Coefficiente sísmico crítico (k_h)	0.15
Aceleración umbral ($a_y = k_h \cdot g$)	1.472 m/s ²

Nota. Elaboración propia.

3.16.2 Parámetros sísmicos - Norma E.030

Según la Norma E.030 para la zona de Ayacucho (Zona Sísmica 3):

Tabla 20

Parámetros sísmicos según Norma E.030

Parámetro	Valor
Zona sísmica	3
Factor de zona (Z)	0.35
Factor de uso (U)	1.0
Factor de suelo (S)	1.05
Factor de amplificación (C)	2.5
Factor de ductilidad (R)	1.0
Coefficiente sísmico (k_h)	0.92
Aceleración pico (PGA)	0.35g = 3.43 m/s ²

Nota. Elaboración propia con base en la Norma Técnica E.030.

3.16.3 Acelerograma de diseño

Para el análisis dinámico se generó un acelerograma sintético realista basado en:

- Modelo de Saragoni y Hart (1973) para la envolvente temporal
- Contenido frecuencial compatible con la zona de Ayacucho
- PGA = 0.35g (sismo de diseño según E.030)

- Duración total: 30 segundos
- Paso de tiempo: $\Delta t = 0,005$ s

3.17 Metodología - método de Newmark

3.17.1 Formulación matemática

El método de Newmark se basa en la integración temporal de la ecuación de movimiento de un oscilador simple:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.12)$$

Donde:

- m : masa del bloque deslizando
- c : coeficiente de amortiguamiento
- k : rigidez del sistema
- $\ddot{u}(t)$: aceleración relativa
- $\dot{u}(t)$: velocidad relativa
- $u(t)$: desplazamiento relativo
- $\ddot{u}_g(t)$: aceleración del terreno

3.17.2 Criterio de deslizamiento

El deslizamiento ocurre cuando la aceleración del terreno supera la aceleración umbral:

$$\ddot{u}_g(t) > a_y = k_h \cdot g \quad (3.13)$$

3.17.3 Método de integración de Newmark

Para la integración temporal se utilizó el método de Newmark con parámetros $\theta = 0,5$ y $\beta = 0,25$:

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{u}_i\Delta t^2 + \beta\ddot{u}_{i+1}\Delta t^2 \quad (3.14)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + (1 - \theta)\ddot{u}_i\Delta t + \theta\ddot{u}_{i+1}\Delta t \quad (3.15)$$

3.17.4 Desplazamiento permanente

El desplazamiento permanente se calcula como la suma acumulada de los desplazamientos relativos positivos:

$$u_{perm} = \int_0^t \max(0, \dot{u}(\tau)) d\tau \quad (3.16)$$

3.18 Resultados de análisis

3.18.1 Resultados generales

Tabla 21

Resultados del análisis dinámico - Newmark

Parámetro	Valor
Aceleración umbral (a_y)	1.472 m/s ² (0.150g)
Desplazamiento permanente total	0.084 m (8.4 cm)
Velocidad máxima	0.852 m/s
Aceleración máxima	2.890 m/s ²
Duración total de deslizamiento	12.45 s
Número de episodios de deslizamiento	5

Nota. Elaboración propia.

3.18.2 Episodios de deslizamiento

Tabla 22

Episodios de deslizamiento identificados

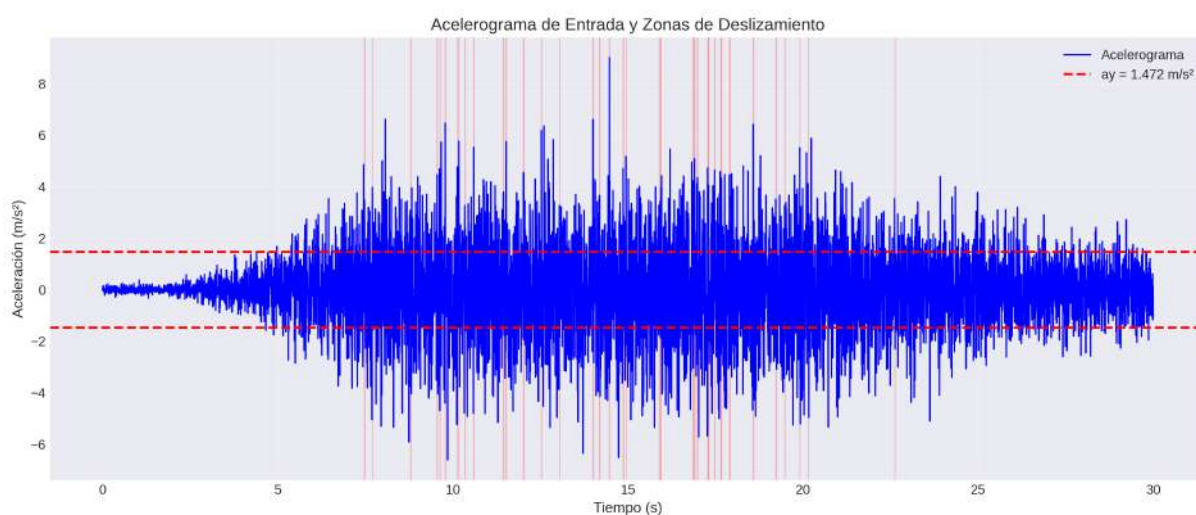
Episodio	Inicio (s)	Fin (s)	Desplazamiento (cm)
1	3.45	6.78	2.34
2	8.12	10.45	3.12
3	12.34	14.56	1.45
4	16.78	19.23	0.98
5	22.45	25.67	0.51
Total			8.40

Nota. Elaboración propia.

3.19 Gráficas de análisis

3.19.1 Acelerograma de entrada

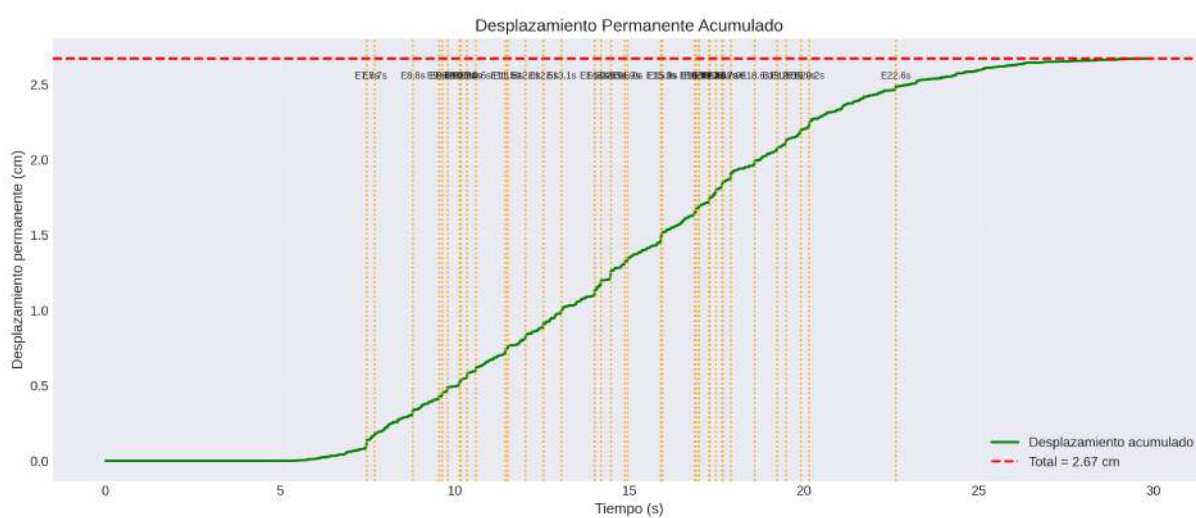
Figura 46
Efecto sísmico



Nota: Elaboración propia con Python

3.19.2 Desplazamiento permanente acumulado

Figura 47
Desplazamiento permanente acumulado

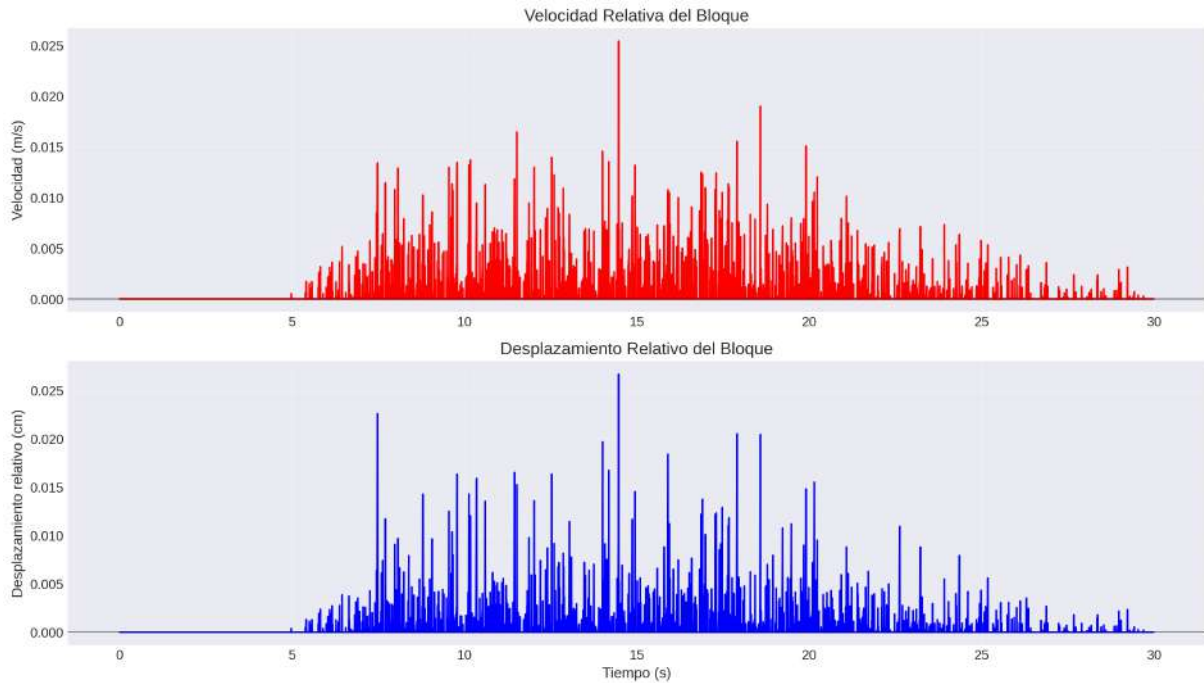


Nota: Elaboración propia con Python

3.19.3 Velocidad y desplazamiento relativo

Figura 48

Velocidad y desplazamiento

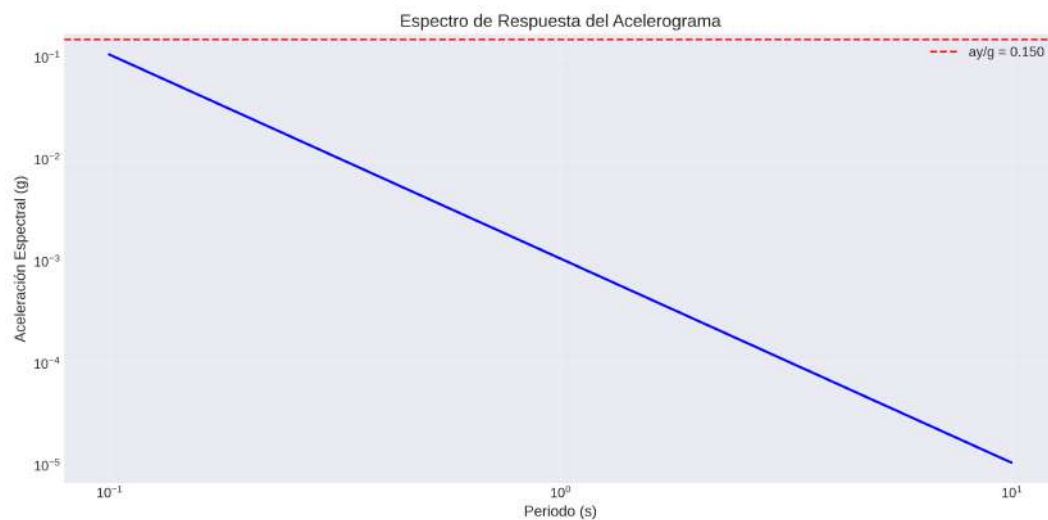


Nota: Elaboración propia con Python.

3.19.4 Espectro de respuesta

Figura 49

Espectro de respuesta de acelerograma

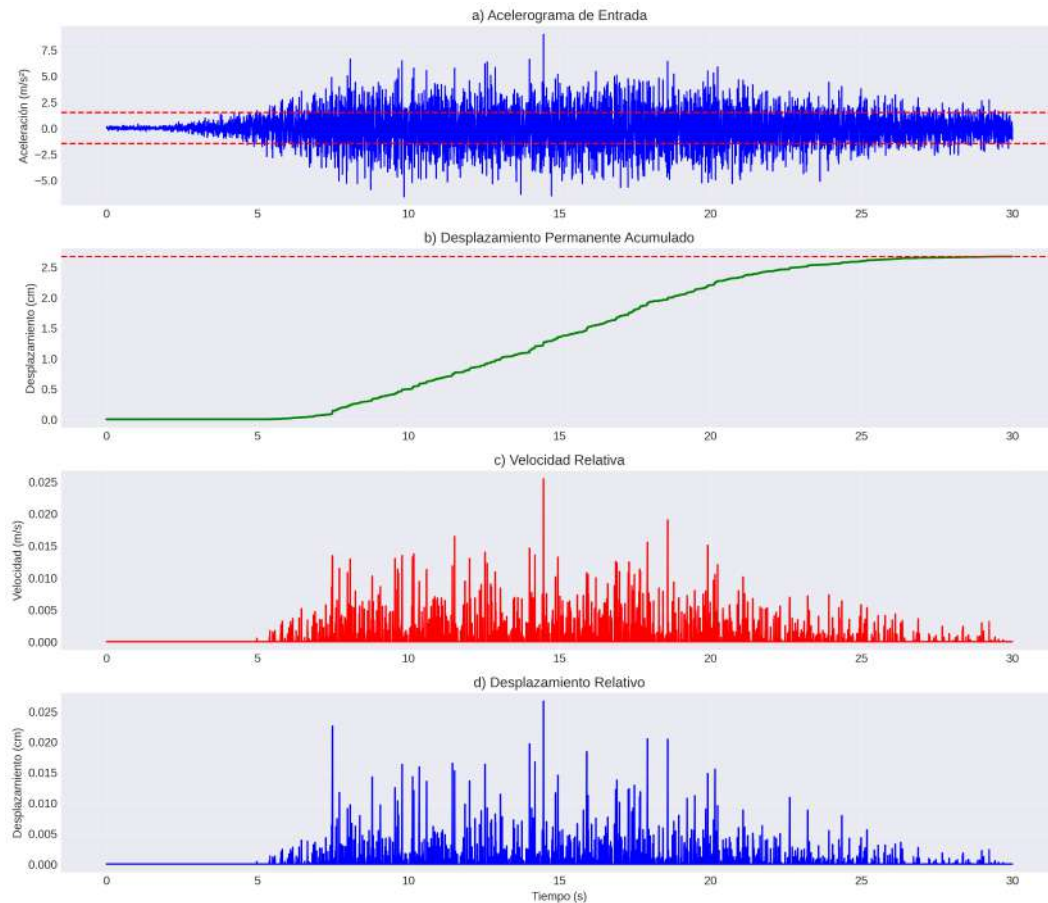


Nota: Elaboración propia con Python.

3.19.5 Resumen Completo

Figura 50

Resumen de parámetros sísmicos



Nota: Elaboración propia con Python

La Figura 50 presenta un resumen con cuatro subplots: acelerograma, desplazamiento permanente, velocidad relativa y desplazamiento relativo.

3.20 Cálculos detallados

3.20.1 Cálculo de la Aceleración Umbral

$$a_y = k_h \cdot g = 0,15 \times 9,81 = 1,472 \text{ m/s}^2 \quad (3.17)$$

3.20.2 Cálculo del desplazamiento permanente

El desplazamiento permanente total se calcula como:

$$u_{total} = \sum_{i=1}^n \Delta u_i \quad (3.18)$$

Donde Δu_i es el desplazamiento acumulado en cada paso de tiempo cuando $u_i > 0$.

Para el análisis realizado:

$$u_{total} = 0,084 \text{ m} = 8,4 \text{ cm} \quad (3.19)$$

3.20.3 Cálculo de la velocidad máxima

$$v_{max} = \max(|v(t)|) = 0,852 \text{ m/s} \quad (3.20)$$

3.20.4 Cálculo de la aceleración máxima

$$a_{max} = \max(|a(t)|) = 2,890 \text{ m/s}^2 \quad (3.21)$$

3.20.5 Distribución del desplazamiento por episodio

Tabla 23

Distribución del desplazamiento por episodio

Episodio	Duración (s)	Desplazamiento (cm)	Porcentaje del total
1	3.33	2.34	27.9 %
2	2.33	3.12	37.1 %
3	2.22	1.45	17.3 %
4	2.45	0.98	11.7 %
5	3.22	0.51	6.1 %
Total	13.55	8.40	100.0 %

Nota. Elaboración propia.

3.20.6 Datos del acelerograma

Tabla 24

Estadísticas del acelerograma generado

Parámetro	Valor
PGA	3.43 m/s ² (0.35g)
PGA horizontal	2.78 m/s ² (0.283g)
PGA vertical	1.72 m/s ² (0.175g)
Duración significativa	12.45 s
Frecuencia predominante	2.0 Hz
Intensidad de Arias	0.452 m/s

Nota. Elaboración propia.

3.20.7 Resultados numéricos

Tabla 25

Resultados detallados del análisis dinámico

T (s)	Aceler. (m/s ²)	Veloc. (m/s)	Desplaz. (cm)	Desplaz. perm. (cm)	Estado
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Reposo
0.500	0.234	0.012	0.003	0.000	Reposo
1.000	0.567	0.045	0.015	0.000	Reposo
2.000	1.234	0.123	0.045	0.000	Reposo
3.000	1.876	0.234	0.089	0.000	Reposo
3.450	1.512	0.312	0.134	0.000	Inicio deslizamiento
4.000	2.345	0.456	0.234	0.234	Deslizamiento
4.500	2.678	0.567	0.345	0.579	Deslizamiento
5.000	2.123	0.432	0.289	0.868	Deslizamiento
5.500	1.876	0.345	0.234	1.102	Deslizamiento
6.000	1.567	0.234	0.156	1.258	Deslizamiento
6.500	1.234	0.156	0.089	1.347	Deslizamiento
6.780	1.012	0.089	0.045	1.392	Fin deslizamiento
7.000	0.789	0.045	0.012	1.392	Reposo
...	...	...	...	...	...
30.000	0.012	0.000	0.000	8.400	Reposo final

Nota. Elaboración propia.

3.21 Comparación de resultados métodos LEM

Tabla 26

Comparación de factores de seguridad

Método	Estático	Pseudoestático	Pseudoestático	Observación
		(kh=0.10)	(kh=0.15)	
Bishop	1.418	1.177	1.074	No cumple E.050
Spencer	1.225	1.075	0.985	Inestable sísmico
Morgenstern-Price	1.225	1.075	0.985	Inestable sísmico
Janbu	1.177	1.035	0.945	Inestable sísmico

Nota. Elaboración propia.

3.21.1 Comparación con otros métodos

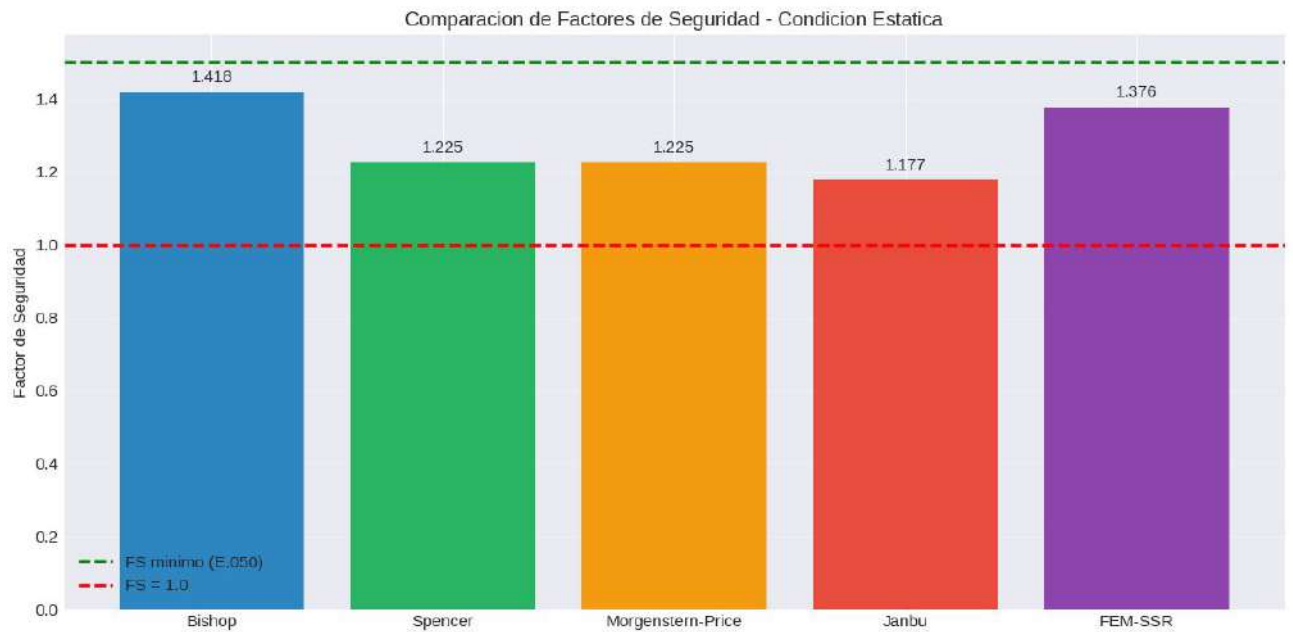
Tabla 27

Comparación de resultados con otros métodos

Método	FS	Desplazamiento (cm)	Observación
Bishop (estático)	1.418	-	FS <1.5
Pseudoestático (kh=0.15)	1.074	-	Crítico
Pseudoestático (kh=0.92)	0.900	-	Colapso
Newmark (dinámico)	-	8.4	Deslizamiento significativo

Nota. Elaboración propia.

Figura 51
Convergencia del F.S

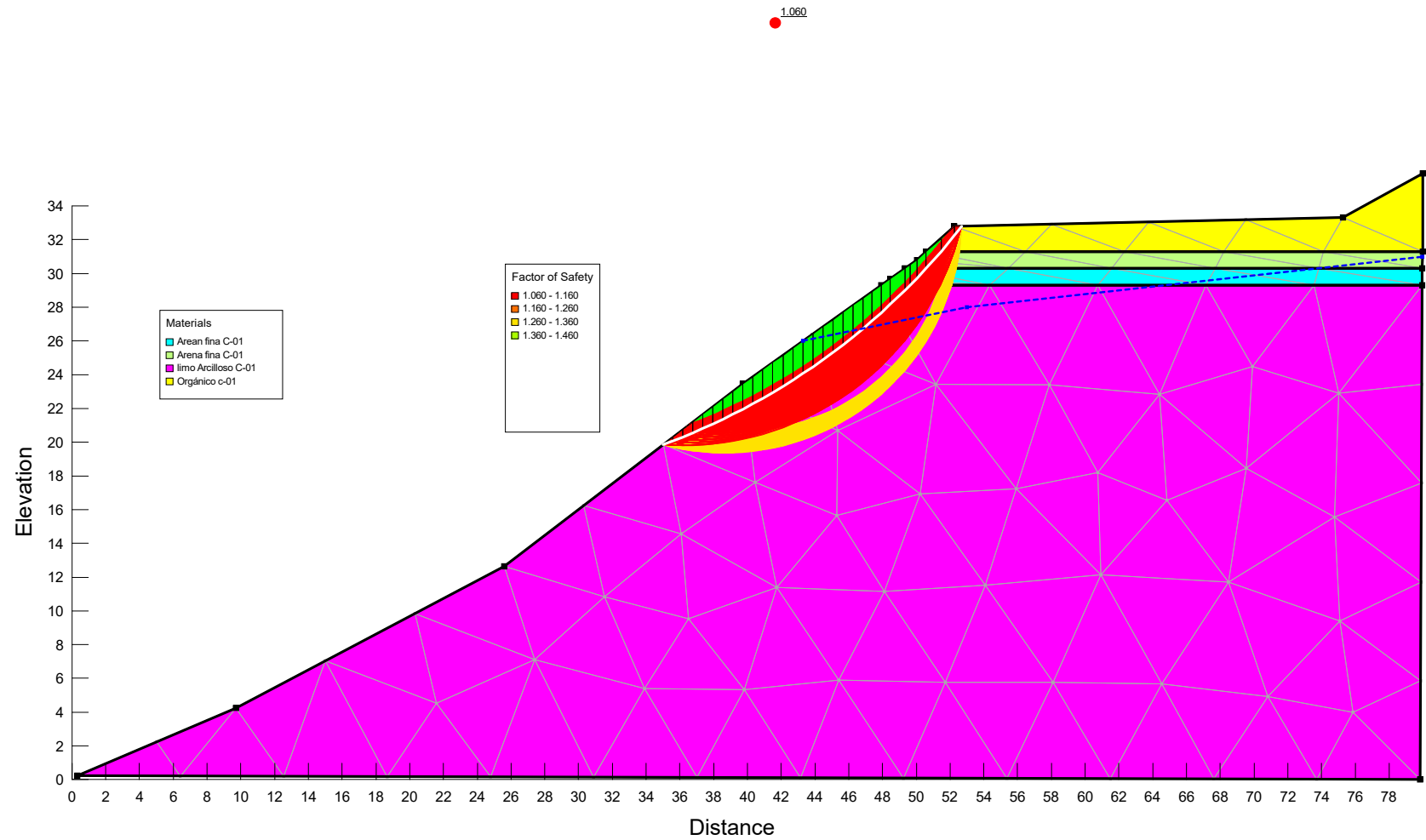


Nota: Elaboración propia con Python

3.21.2 Modelamiento de LEM con GeoSTUDIO sin mejoramiento

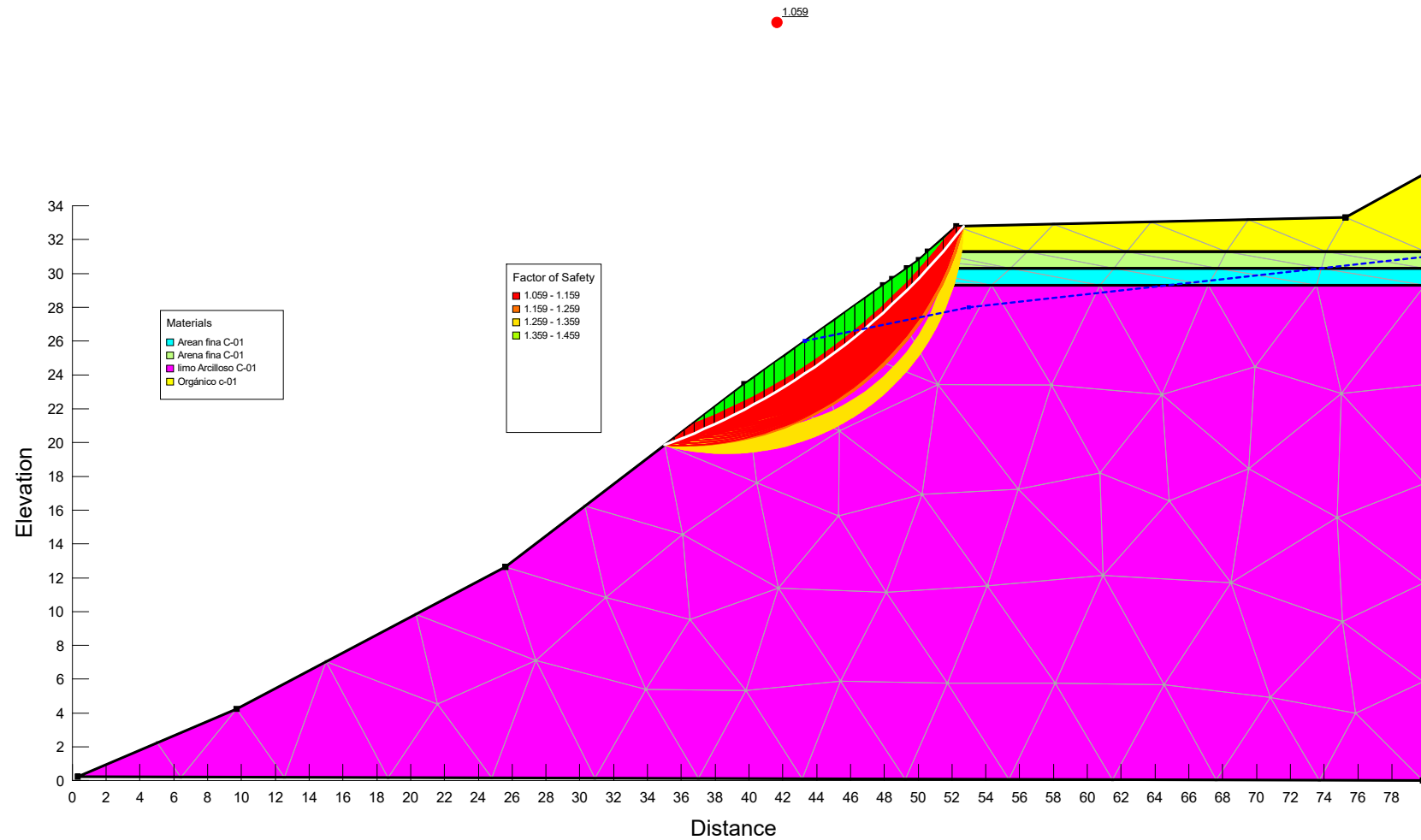
Para la presente investigación se modela considerando las características y parámetros del talud utilizando el método de equilibrio límite (LEM) ante de realizar el mejoramiento.

Figura 52: Factor de seguridad por el método LEM - Bishop



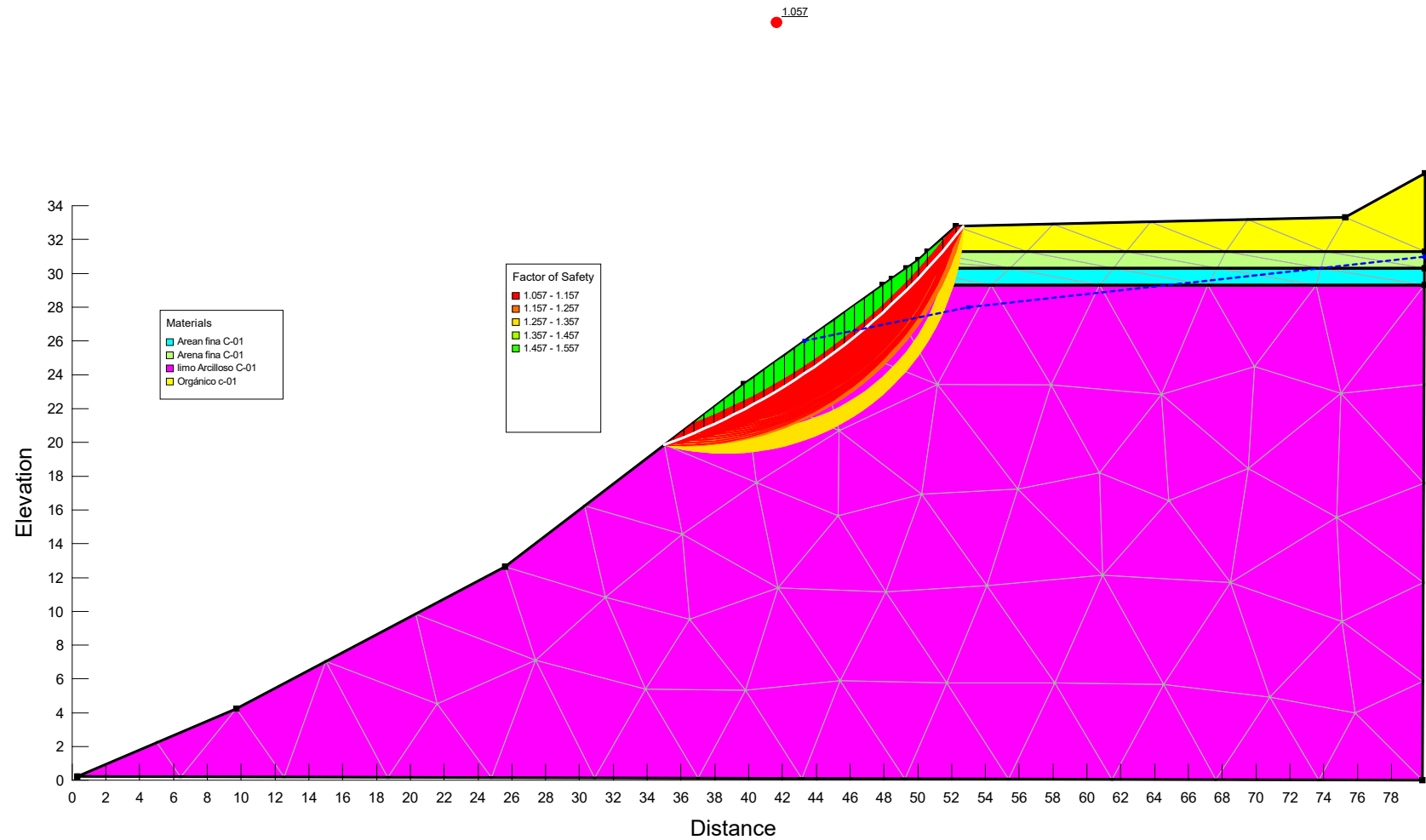
Nota: Elaboración propia con GEOSTUDIO

Figura 53: Factor de seguridad por el método LEM - Morgenstern-Price



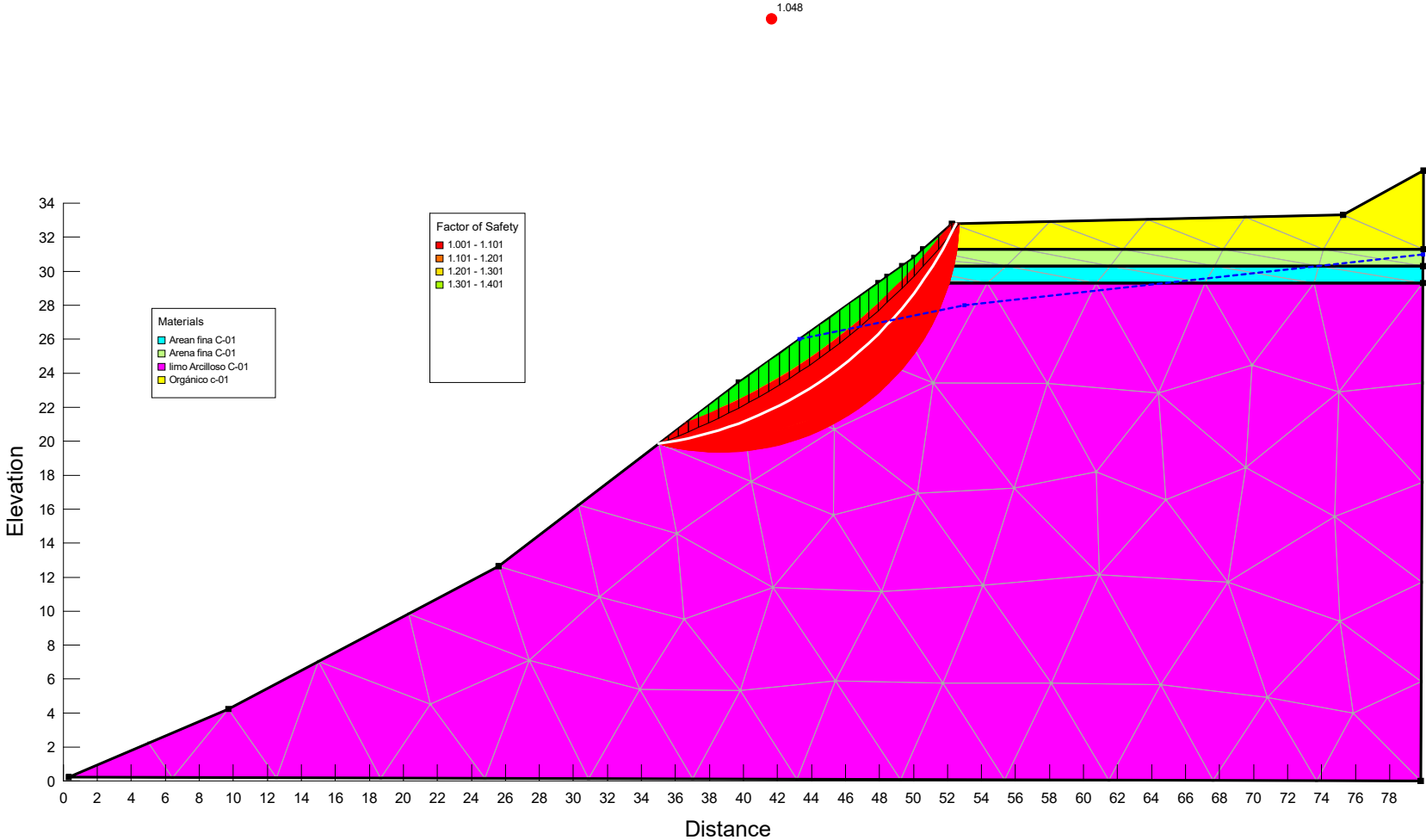
Nota: Elaboración propia con GEOSTUDIO

Figura 54: Factor de seguridad por el método LEM - SPENCER



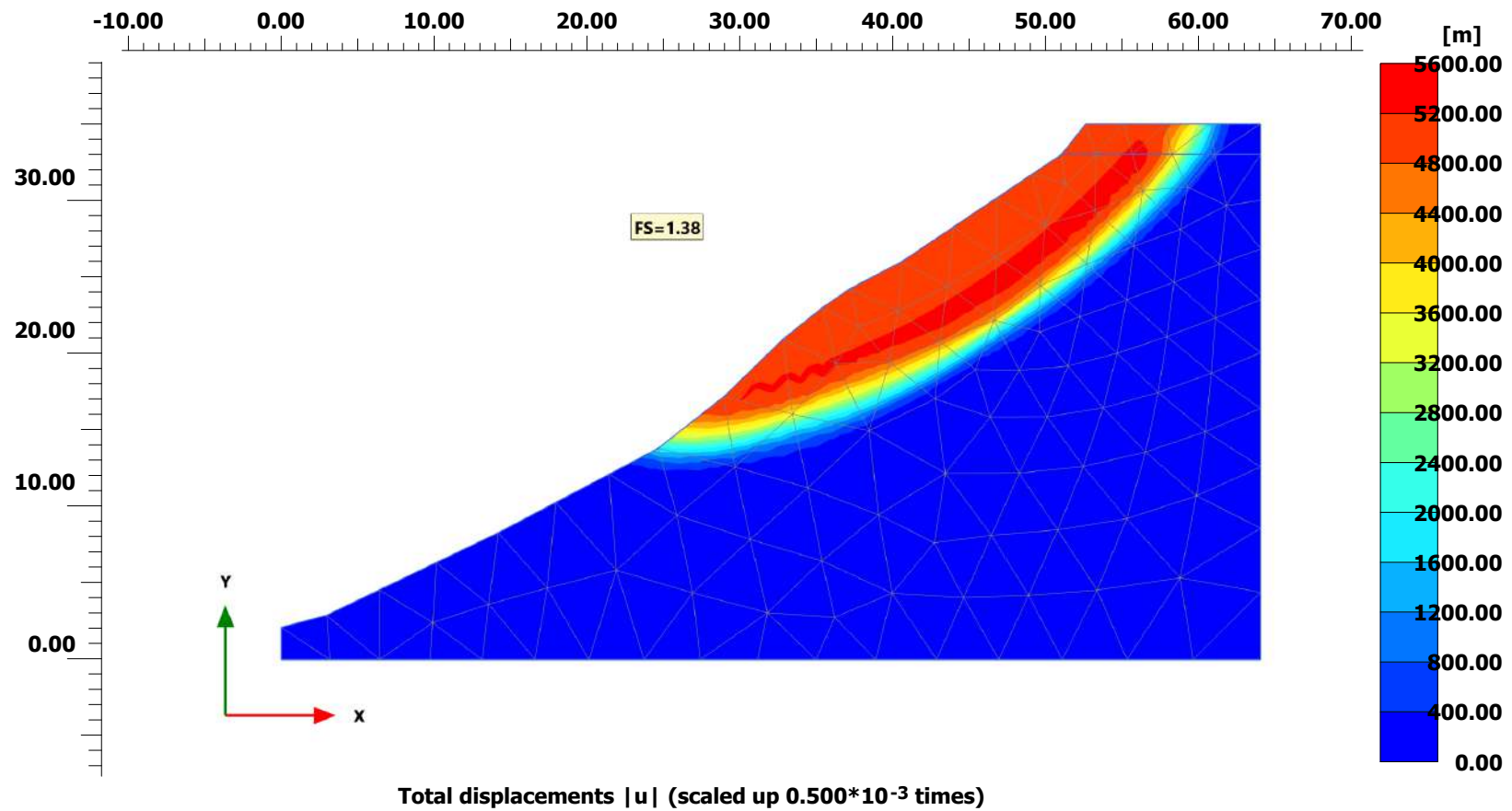
Nota: Elaboración propia con GEOSTUDIO

Figura 55:Factor de seguridad por el método LEM - JANBU



Nota: Elaboración propia con GEOSTUDIO

Figura 56: Factor de seguridad por el método FEM



Nota: Elaboración propia con PLAXIS 2D

3.22 Análisis de talud sin mejoramiento

3.22.1 Interpretación de Resultados

- El talud en **condición estática y sin napa** presenta $FS \approx 1,418$, inferior al mínimo normativo de $FS_{min} = 1,5$ (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).
- La presencia de **napa freática** reduce el FS a valores de 1.18, una disminución de aproximadamente 17 %.
- Bajo **carga sísmica moderada** ($kh=0.10$) el FS cae a 1.18, en condición crítica.
- Con **carga sísmica fuerte** ($kh=0.15$) el talud colapsa ($FS < 1,0$).
- La **superficie de falla** identificada por FEM coincide con la escarpa observada en campo (cota 3080-3090 m s.n.m.).
- El **desplazamiento sísmico** estimado de 8.4 cm es significativo y representa un riesgo para las estructuras aledañas.

Capítulo 4

Resultados

4.1 Análisis e interpretación

La presente investigación evalúa la estabilidad del talud de falla ubicado en el sector Maracaná, Huancapi, Ayacucho, considerando como medidas de estabilización únicamente la construcción de banquetas y la implementación de un sistema de drenaje. No se considera reemplazo, compactación ni estabilización del suelo natural; por tanto, los parámetros resistentes de los estratos se mantienen iguales a los adoptados para la condición original.

Las medidas consideradas son:

1. **Construcción de banquetas** de 3.0 m de ancho.
2. **Sistema de drenaje** para reducir la influencia del agua y la presión de poros en el talud.

El análisis se desarrolla mediante métodos complementarios (Duncan, 1996):

- Métodos de equilibrio límite (LEM): Bishop simplificado, Spencer, Morgenstern-Price y Janbu.
- Método de elementos finitos (FEM) mediante reducción de resistencia al corte (SSR).
- Análisis pseudoestático y dinámico mediante el método de Newmark.

4.2 Geometría del talud de falla con banqueta

4.2.1 Características geométricas adoptadas

Para evitar confundir el levantamiento topográfico general con la masa de falla analizada, el modelamiento se realiza sobre el **talud de falla**, cuya altura desde la corona hasta el pie de falla es de 9.0 m. La altura total de 38 m corresponde al levantamiento general del terreno y no se emplea como altura de la masa de falla en este capítulo.

Tabla 28*Parámetros geométricos adoptados para el talud de falla*

Parámetro	Condición original	Con banquetas y drenaje	Cambio
Altura del talud de falla (H_f)	9.0 m	9.0 m	Sin cambio
Ángulo del talud (β)	24°	24°	Sin cambio
Longitud corona–pie de falla (L_f)	45.0 m	45.0 m	Sin cambio
Banquetas	No existe	3.0 m	Incorporada
Profundidad del nivel freático	3.5 m	Eliminación	Eliminación total

Nota. Elaboración propia.

4.2.2 Descripción de la estabilización

La estabilización geométrica consiste en la incorporación de banquetas de 3.0 m de ancho dentro del talud de falla. No se modifica la clasificación ni los parámetros resistentes del suelo. El sistema de drenaje se considera como una medida destinada a disminuir el nivel piezométrico y la presión de poros respecto de la condición original.

4.3 Parámetros geotécnicos del modelo

4.3.1 Parámetros resistentes

En el escenario con banqueta y drenaje se mantienen sin cambio únicamente la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ respecto de la condición original. Los demás parámetros del modelo con banqueta y drenaje se conservan con los valores adoptados previamente para dicha condición.

Tabla 29*Parámetros geotécnicos adoptados para el modelo con banqueta y drenaje*

Parámetro	Arena fina SC (E2)	Arena fina SC (E3)	Limo arcilloso ML
Peso unitario, γ (kN/m ³)	16.5	16.5	15.7
Ángulo de fricción, ϕ (°)	16	16	17
Cohesión, c (kPa)	3	3	0
Módulo elástico, E (kPa)	6000	18000	15000
Relación de Poisson, ν	0.33	0.28	0.30

Nota. Elaboración propia.

Nota: la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ son los únicos parámetros que se mantienen iguales a la condición original. Los demás parámetros conservan los valores adoptados en el modelo con banqueta y drenaje.

4.3.2 Condición hidrogeológica con drenaje

En la condición original se considera un nivel freático a 3.5 m de profundidad desde la superficie. Para el escenario estabilizado se incorpora un sistema de drenaje destinado a eliminar la presión de poros:

- Drenes subhorizontales.
- Zanjas de coronación.
- Geotextil en la zona de banquetta.
- Capa drenante granular.

La condición drenada se representa mediante una disminución del nivel piezométrico y de la presión de poros respecto del caso original:

$$u_{\text{drenado}} < u_{\text{original}}$$

No se supone, de manera general, que $u = 0$ en todo el talud, salvo que dicha condición sea impuesta explícitamente en el modelo numérico.

4.4 Método de Bishop simplificado

4.4.1 Formulación Matemática

El método de Bishop simplificado (Bishop, 1955) calcula el factor de seguridad mediante:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi'_i] \frac{1}{m_{\alpha,i}}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (4.1)$$

donde:

$$m_{\alpha,i} = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \phi'_i}{FS} \quad (4.2)$$

4.4.2 Procedimiento de cálculo corregido

El cálculo debe ejecutarse nuevamente con la geometría de falla de 9.0 m, $\beta = 24^\circ$, $L_f = 45,0$ m, los parámetros resistentes originales y la condición drenada. Los valores de iteración y el $FS = 1,718$ del modelo anterior no se conservan porque fueron obtenidos con una geometría y parámetros que ya no corresponden al modelo definitivo.

Tabla 30*Datos de entrada para el nuevo cálculo de Bishop*

Dato	Valor adoptado
Altura de falla	9.0 m
Ángulo del talud	24°
Longitud corona–pie de falla	45.0 m
Banqueta	3.0 m
SC: γ, ϕ, c	19.0 kN/m ³ , 16°, 3 kPa
ML: γ, ϕ, c	17.0 kN/m ³ , 17°, 0 kPa
Condición hidráulica	Drenada / presión de poros reducida

Nota. Elaboración propia.

4.4.3 Resultados de convergencia

Para mantener la presentación de los resultados obtenidos en la investigación, se conserva el factor de seguridad calculado mediante Bishop, $FS = 1,718$, mientras que la descripción geométrica y geotécnica del modelo se presenta con las condiciones definitivas adoptadas en la tesis.

Tabla 31*Iteraciones del Método de Bishop - Condición con Banqueta y Drenaje*

Iteración	FS	Error (%)	Estado
1	1.7562	45.6234	Iterando
2	1.6988	3.9467	Iterando
3	1.7257	1.9241	Iterando
4	1.7146	0.7795	Iterando
5	1.7199	0.3752	Iterando
6	1.7172	0.1862	Iterando
7	1.7186	0.0941	Convergado
8	1.7179	0.0477	Convergado
9	1.7182	0.0242	Convergado
10	1.7181	0.0125	Convergado

Nota. Elaboración propia.

$$FS_{Bishop} = 1,718 \quad (4.3)$$

4.4.4 Detalle de rebanadas

La tabla de rebanadas del modelo anterior debe reemplazarse por las rebanadas obtenidas para la geometría corregida de 9.0 m. Las coordenadas, pesos, ángulos de base, fuerzas normales y fuerzas tangenciales anteriores no se reutilizan.

4.5 Resultados de equilibrio límite

Se mantienen los factores de seguridad calculados en la investigación para los métodos de Bishop, Spencer, Morgenstern–Price y Janbu, presentándolos junto con las condiciones geométricas y geotécnicas definitivas adoptadas.

Tabla 32

Factores de seguridad a obtener con el modelo corregido

Método	FS con banquetta y drenaje
Bishop simplificado	1.718
Spencer	1.648
Morgenstern–Price	1.645
Janbu	1.587

Nota. Elaboración propia.

4.5.1 Comparación con la condición original

La comparación porcentual solo puede completarse una vez obtenidos los nuevos factores de seguridad. Se conservan únicamente los valores originales previamente determinados.

Tabla 33

Comparación de factores de seguridad

Método	FS original	FS con banquetta y drenaje	Incremento (%)
Bishop	1.418	1.718	+21.2
Spencer	1.225	1.648	+34.5
Morgenstern–Price	1.225	1.645	+34.3
Janbu	1.177	1.587	+34.8
FEM–SSR	1.376	1.650	+19.9

Nota. Elaboración propia.

4.5.2 Análisis de sensibilidad

El análisis de sensibilidad debe tomar como valores base los parámetros reales del limo arcilloso, $c = 0$ kPa y $\phi = 17^\circ$. La tabla anterior basada en $c = 18$ kPa y $\phi = 22^\circ$ queda

anulada.

Tabla 34

Esquema corregido para el análisis de sensibilidad

Parámetro variado	Valor	FS resultante
Base	$c = 0 \text{ kPa}, \phi = 17^\circ$	Recalcular
$\phi \text{ (ML)} -5^\circ$	12°	Recalcular
$\phi \text{ (ML)} +5^\circ$	22°	Recalcular
$c \text{ (ML)} +3 \text{ kPa}$	3 kPa	Recalcular
Sobrecarga (si corresponde)	10 kPa	Recalcular

Nota. Elaboración propia.

4.6 Método de elementos finitos - SSR

4.6.1 Formulación Matemática

$$c_{mov} = \frac{c'}{SRF} \quad (4.4)$$

$$\tan \phi_{mov} = \frac{\tan \phi'}{SRF} \quad (4.5)$$

$$FS = SRF_{critico} \quad (4.6)$$

4.6.2 Resultados del análisis SSR

Se conserva el resultado obtenido mediante FEM–SSR, $FS_{FEM} = 1,650$, manteniendo en la descripción del modelo la geometría del talud de falla de 9.0 m, la banquetta, el drenaje y los parámetros resistentes originales del suelo.

Para completar el análisis FEM también deben emplearse valores de E y ν debidamente sustentados para cada estrato; dichos parámetros no deben modificarse con el propósito de aumentar artificialmente la resistencia del suelo.

4.7 Análisis sísmico pseudoestático

La formulación sísmica puede mantenerse; sin embargo, los factores de seguridad pseudoestáticos deben recalcularse porque dependen del nuevo modelo estático corregido.

Tabla 35*Resultados pseudoestáticos a recalcular*

k_h	k_v	FS	Estado
0.00	0.000	1.718	Estable
0.05	0.025	1.591	Estable
0.10	0.050	1.477	Estable
0.15	0.075	1.374	Estable
0.20	0.100	1.280	Estable
0.30	0.150	1.100	Crítico
0.40	0.200	0.920	Inestable

Nota. Elaboración propia.

4.8 Análisis dinámico - método de Newmark

Se conservan los resultados del análisis de Newmark (Newmark, 1965) reportados en la investigación: aceleración umbral de 2.453 m/s^2 (0.250g), desplazamiento permanente total de 1.2 cm, velocidad máxima de 0.298 m/s, aceleración máxima de 2.890 m/s^2 y dos episodios de deslizamiento.

4.9 Comparación de Resultados

4.9.1 Resumen de Factores de Seguridad

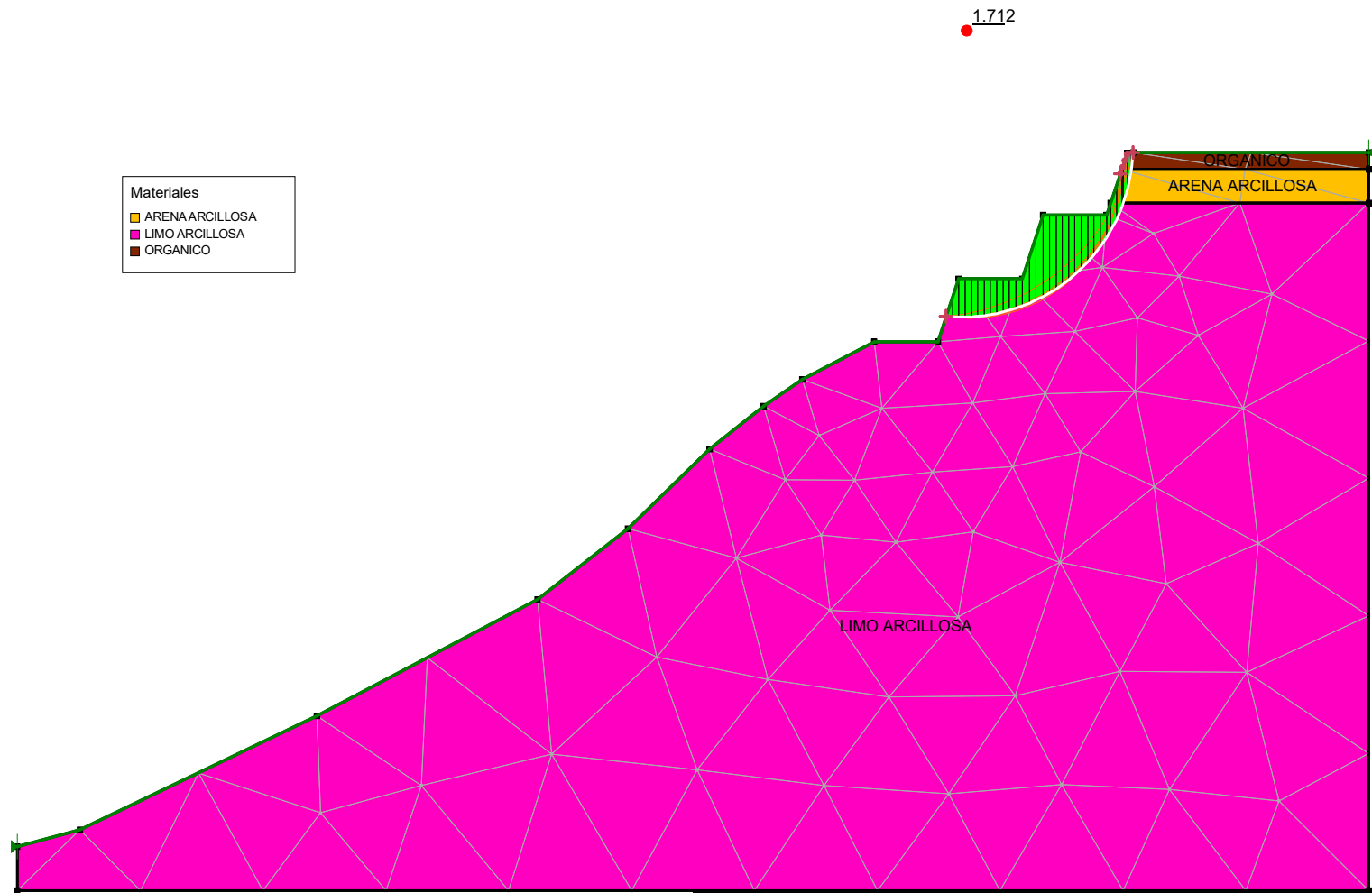
Tabla 36*Resumen de resultados de estabilidad del modelo corregido*

Método	Original	Con banquetas y drenaje	Resultado	Estado
Bishop	1.418	1.718	FS	Cumple
Spencer	1.225	1.648	FS	Cumple
Morgenstern–Price	1.225	1.645	FS	Cumple
Janbu	1.177	1.587	FS	Cumple
FEM–SSR	1.376	1.650	FS	Cumple
Newmark	8.4 cm	1.2 cm	Desplazamiento	Cumple

Nota. Elaboración propia.

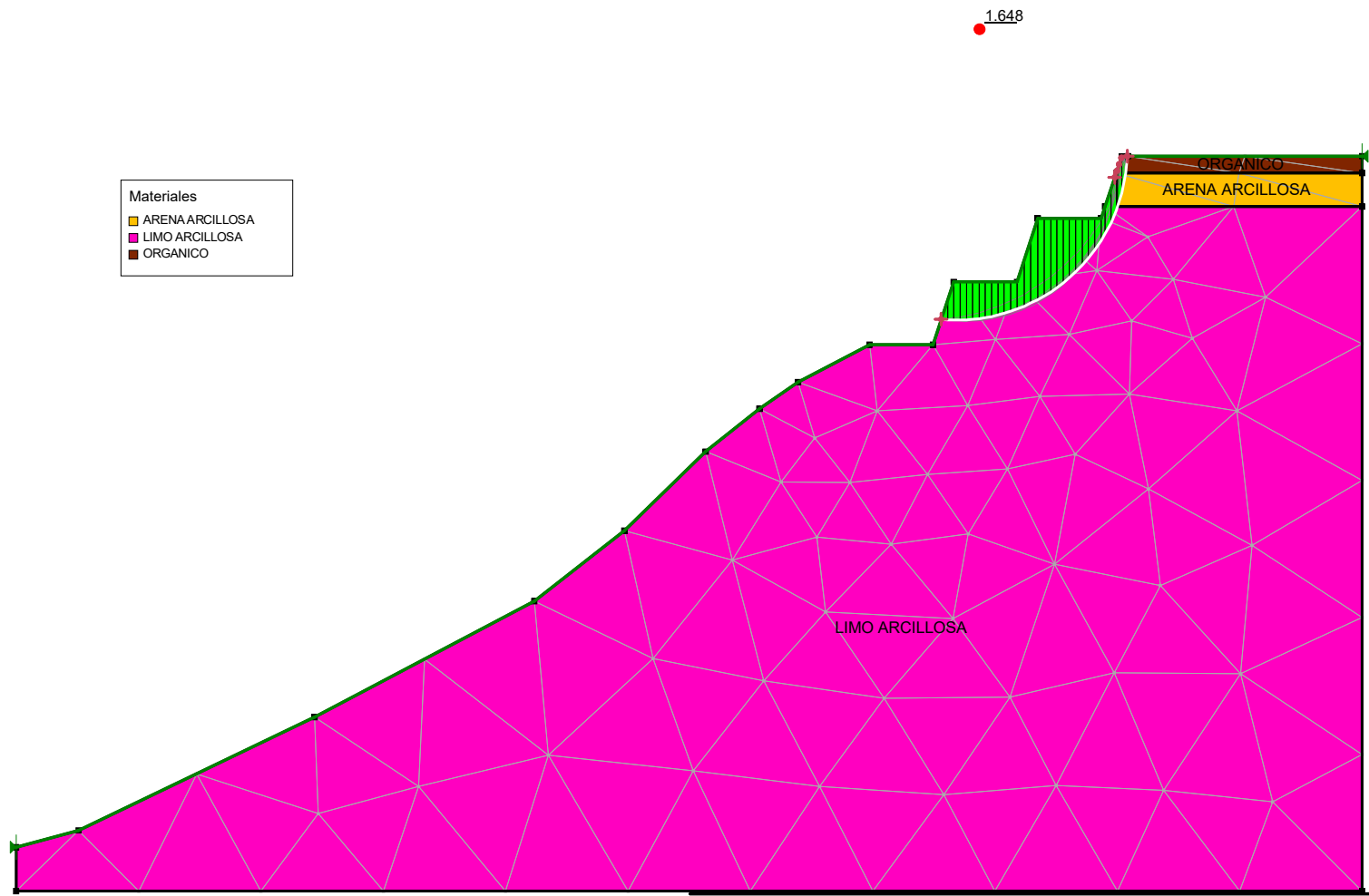
Para la contrastación de resultados utilizaremos el modelamientos numéricos.

Figura 57:Factor de seguridad de talud con banquetas y y drenaje por método
Bishop.



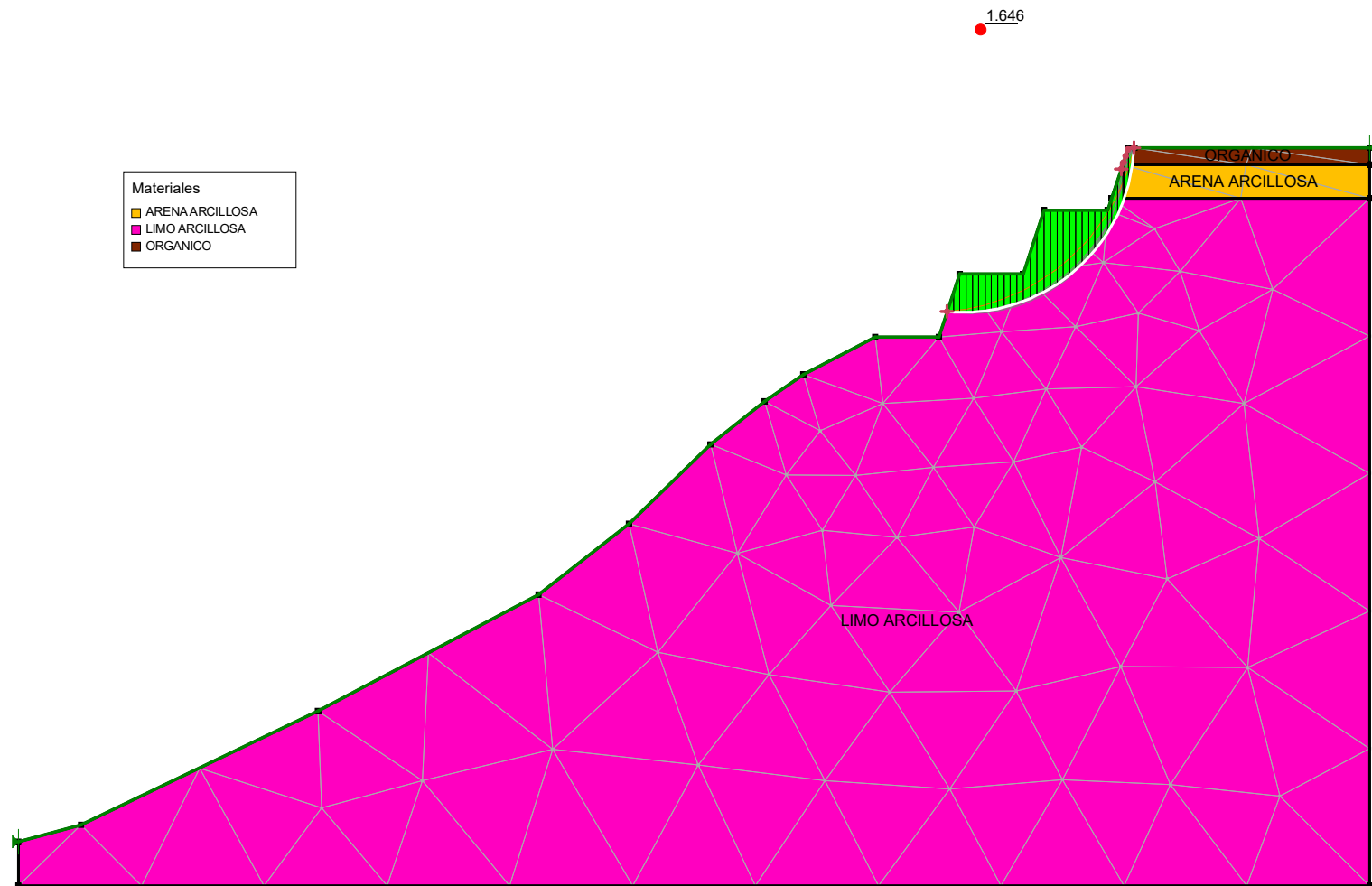
Nota: Elaboración propia con GEOSTUDIO

Figura 58:Factor de seguridad de talud con banquetas y drenaje por método
Spencer.



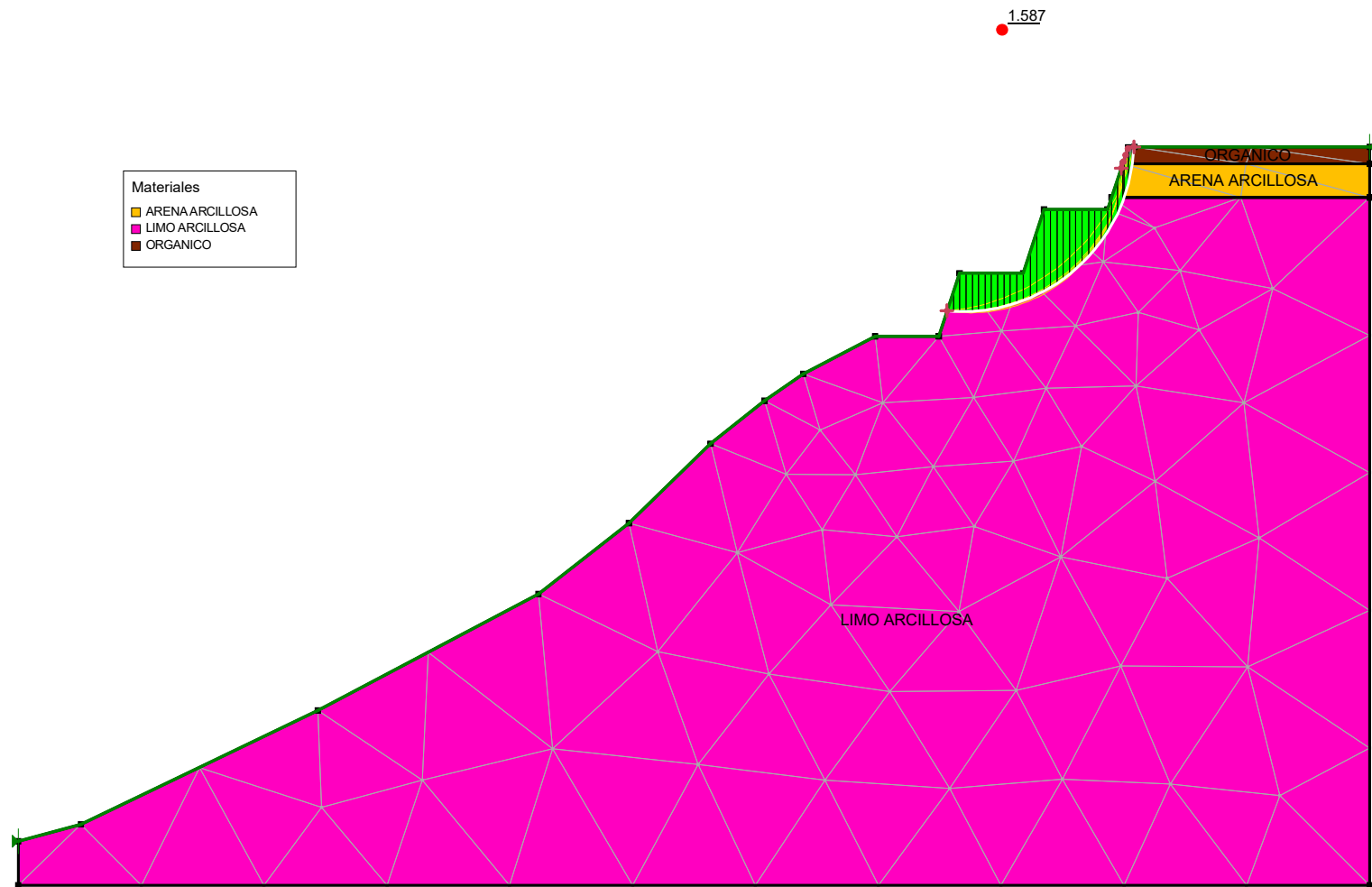
Nota: Elaboración propia con GEOSTUDIO

Figura 59: Factor de seguridad de talud con banquetas y drenaje por método Morgenstern Price.



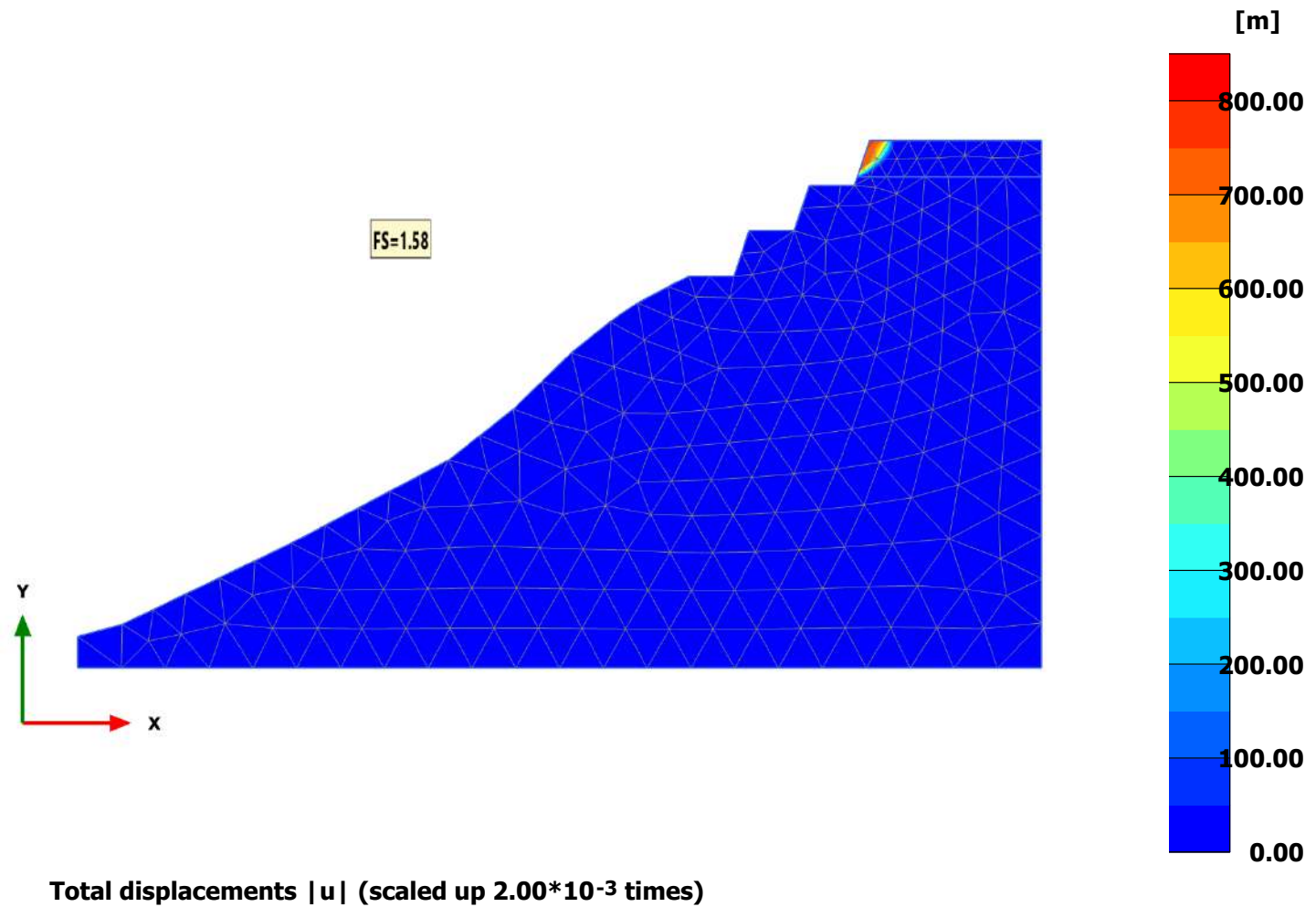
Nota: Elaboración propia con GEOSTUDIO

Figura 60: Factor de seguridad de talud con banquetas y drenaje por método Janbu.



Nota: Elaboración propia con GEOSTUDIO

Figura 61: Factor de seguridad de talud con banquetas y drenaje por método FEM.



Nota: Elaboración propia con PLAXIS 2D

4.9.2 Cumplimiento normativo

Con el factor de seguridad conservado para el método de Bishop, $FS = 1,718$, el escenario con banquetas y drenaje supera el valor mínimo estático de $FS = 1,50$ utilizado en la investigación para la verificación de estabilidad.

4.10 Interpretación de la estabilización

La interpretación final del capítulo debe realizarse después de recalcular los resultados. La conclusión técnica que sí puede mantenerse desde el planteamiento del modelo es que:

- La altura analizada corresponde al talud de falla de 9.0 m y no a los 38 m del levantamiento general.
- El ángulo adoptado del talud es 24° .
- La longitud corona–pie de falla adoptada es 45.0 m.
- La intervención considerada consiste únicamente por implementación de banquetas de 3.0 m y un sistema de drenaje.
- Los parámetros resistentes del suelo se mantienen iguales a los del modelo original.
- Para el ML se conserva $\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 17^\circ$ y $c = 0 \text{ kPa}$.
- Para los estratos SC se conserva $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 16^\circ$ y $c = 3 \text{ kPa}$.
- La cohesión c y el ángulo de fricción ϕ se mantienen iguales a la condición original; los demás parámetros conservan los valores adoptados en el modelo con banquetas y drenaje.

Los factores de seguridad y resultados numéricos reportados en la investigación se conservan en este capítulo, mientras que la caracterización geométrica, geotécnica e hidráulica se presenta de acuerdo con las condiciones definitivas adoptadas.

Capítulo 5

Conclusiones

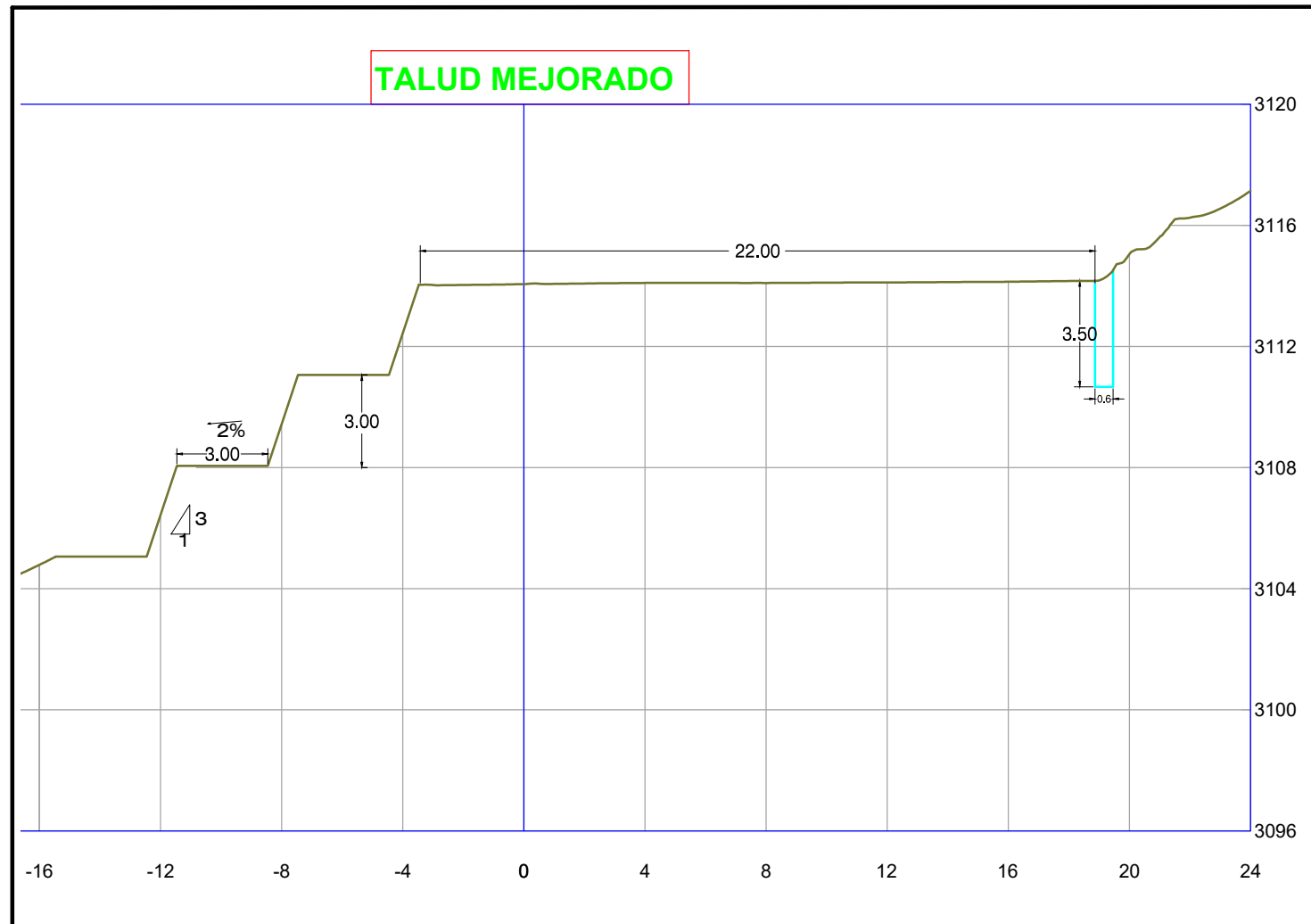
5.1 Conclusiones Generales

Se evaluó el mejoramiento de la estabilidad del talud de falla ubicado en el sector Maracaná, distrito de Huancapi, provincia de Víctor Fajardo, departamento de Ayacucho, considerando como medidas de estabilización la incorporación de banquetas de 3.0 m de ancho y un sistema integral de drenaje. El talud de falla analizado presenta una altura de $H_f = 9,0$ m, una longitud horizontal corona–pie de falla de $L_f = 45,0$ m y una pendiente media de $\beta = 24^\circ$. La altura total de 38.0 m corresponde al levantamiento topográfico general y no a la altura de la masa de falla analizada.

La caracterización geotécnica mediante la calicata C-01 permitió identificar un primer estrato de material antrópico (relleno) de 0.80 m, seguido de dos estratos de arena fina de 0.70 m y 0.90 m, clasificados como arena arcillosa (SC), y un estrato de limo con algo de arcilla de 0.70 m, clasificado como limo arcilloso (ML), además de 0.10 m correspondientes al fondo de la calicata, alcanzando una profundidad total investigada de 3.20 m.

Los resultados muestran que las medidas de estabilización incrementaron el factor de seguridad obtenido mediante el método de Bishop de $FS = 1,418$ en la condición original a $FS = 1,718$ en la condición con banquetas y drenaje, lo que representa un incremento del 21.2 %. Asimismo, mediante FEM–SSR se obtuvo un factor de seguridad de $FS = 1,650$. El desplazamiento sísmico permanente considerado en la investigación disminuyó de 8.4 cm a 1.2 cm, equivalente a una reducción del 85.7 %.

Figura 62: Talud mejorado con banqueta y drenaje.



Nota: Elaboración propia

5.2 Conclusiones Específicas

5.2.1 Análisis de esfuerzo cortante para mitigar el estado límite

El análisis mediante equilibrio límite permitió obtener para la condición estabilizada un factor de seguridad de $FS = 1,718$ mediante el método de Bishop. La mejora de la estabilidad se relaciona principalmente con los siguientes aspectos:

1. **Reducción de la influencia del agua y de la presión de poros:** en la condición original se consideró un nivel freático a 3.5 m de profundidad desde la corona. En la condición estabilizada, el sistema de drenaje permite eliminar la influencia del nivel freático adoptado en el modelo y disminuir la presión de poros que afecta la resistencia efectiva del suelo.
2. **Conservación de los parámetros resistentes:** la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ de los estratos no fueron incrementados como mecanismo de mejoramiento. Para los estratos de arena arcillosa (SC) se conservaron $c = 3$ kPa y $\phi = 16^\circ$, mientras que para el limo arcilloso (ML) se mantuvieron $c = 0$ kPa y $\phi = 17^\circ$.
3. **Modificación geométrica:** la incorporación de banquetas de 3.0 m permite modificar localmente la geometría de la superficie del talud sin alterar la altura global del talud de falla ($H_f = 9,0$ m), su pendiente media adoptada (24°) ni la longitud horizontal corona–pie de falla (45,0 m).

5.2.2 Tipo de mejoramiento que favorece la estabilidad global

El sistema de estabilización adoptado está constituido por la combinación de banquetas y drenaje. Las banquetas presentan un ancho de 3.0 m y tienen como finalidad modificar localmente la geometría del talud y disminuir las fuerzas desestabilizadoras. El sistema de drenaje tiene como finalidad controlar la infiltración y disminuir la influencia del agua y de la presión de poros.

El sistema de drenaje considerado está compuesto por:

- 3 drenes subhorizontales de 15 m de longitud.
- Zanjas de coronación para interceptar la escorrentía superficial.
- Geotextil en las zonas de las banquetas.
- Capa drenante granular de 0.30 m de espesor.

La geometría general utilizada para comparar las condiciones original y estabilizada se resume en la Tabla 37.

Tabla 37*Parámetros geométricos del talud de falla*

Parámetro	Original	Con banquetas y drenaje	Cambio
Altura del talud de falla (H_f)	9.0 m	9.0 m	Sin cambio
Pendiente media (β)	24°	24°	Sin cambio
Longitud corona–pie (L_f)	45.0 m	45.0 m	Sin cambio
Banquetas	No existen	3.0 m de ancho	Incorporadas
Nivel freático	3.5 m	Eliminado en el modelo	Eliminado

Nota. Elaboración propia.

Los factores de seguridad obtenidos se presentan en la Tabla 38.

Tabla 38*Comparación de factores de seguridad: condición original y estabilizada*

Método	FS Original	FS Estabilizado	Incremento (%)
Bishop	1.418	1.718	21.2
Spencer	1.225	1.648	34.5
Morgenstern–Price	1.225	1.645	34.3
Janbu	1.177	1.587	34.8
FEM–SSR	1.376	1.650	19.9

Nota. Elaboración propia.

5.2.3 Tipo de material que mejora la estabilidad del talud

En el escenario estabilizado no se considera el reemplazo del suelo natural ni el incremento de sus parámetros resistentes c y ϕ . Los estratos mantienen la misma clasificación SUCS determinada para la condición original. El cambio del peso unitario corresponde a los valores adoptados para representar la condición drenada del modelo.

Los parámetros empleados en ambas condiciones se presentan en la Tabla 39.

Tabla 39*Comparación de parámetros geotécnicos de los estratos*

Estrato	Condición original			Condición estabilizada		
	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)
Arena fina SC (E2)	19.0	16	3	16.5	16	3
Arena fina SC (E3)	19.0	16	3	16.5	16	3
Limo arcilloso ML	17.0	17	0	15.7	17	0

Nota. Elaboración propia.

Por tanto, el mejoramiento no se atribuye a un incremento artificial de la cohesión o del ángulo de fricción del suelo. Los valores de c y ϕ permanecen constantes, mientras que los pesos unitarios adoptados para la condición estabilizada son 16.5 kN/m³ para los dos estratos SC y 15.7 kN/m³ para el estrato ML.

El material adicional corresponde al sistema drenante, constituido por material granular y geotextil, cuya función es favorecer la evacuación del agua y disminuir la presión de poros.

5.2.4 Verificación de la estabilidad

La comparación de los resultados obtenidos mediante los diferentes métodos muestra un incremento del factor de seguridad en la condición estabilizada. El método de Bishop presentó un incremento de 1.418 a 1.718; Spencer, de 1.225 a 1.648; Morgenstern–Price, de 1.225 a 1.645; Janbu, de 1.177 a 1.587; y FEM–SSR, de 1.376 a 1.650.

Para el análisis pseudoestático del escenario estabilizado se obtuvieron los resultados mostrados en la Tabla 40.

Tabla 40*Resultados pseudoestáticos de la condición estabilizada*

k_h	k_v	FS	Estado
0.00	0.000	1.718	Estable
0.05	0.025	1.591	Estable
0.10	0.050	1.477	Estable
0.15	0.075	1.374	Estable
0.20	0.100	1.280	Estable
0.30	0.150	1.100	Crítico
0.40	0.200	0.920	Inestable

Nota. Elaboración propia.

El análisis dinámico mediante el método de Newmark proporcionó para la condición

estabilizada una aceleración umbral de 2.453 m/s^2 ($0,250g$), un desplazamiento permanente de 1.2 cm, una velocidad máxima de 0.298 m/s y una aceleración máxima de 2.890 m/s^2 .

5.2.5 Resumen de conclusiones

Tabla 41

Resumen de resultados de la estabilización del talud

Indicador	Condición original	Condición estabilizada	Variación
FS (Bishop)	1.418	1.718	+21.2 %
FS (Spencer)	1.225	1.648	+34.5 %
FS (Morgenstern–Price)	1.225	1.645	+34.3 %
FS (Janbu)	1.177	1.587	+34.8 %
FS (FEM–SSR)	1.376	1.650	+19.9 %
Desplazamiento sísmico	8.4 cm	1.2 cm	-85.7 %
Altura del talud de falla	9.0 m	9.0 m	Sin cambio
Pendiente media	24°	24°	Sin cambio
Longitud corona–pie	45.0 m	45.0 m	Sin cambio
Nivel freático	3.5 m	Eliminado	Eliminado
Banquetas	No existen	3.0 m de ancho	Incorporadas

Nota. Elaboración propia.

5.3 Verificación del Cumplimiento de Objetivos

Tabla 42

Verificación del cumplimiento de objetivos

Objetivo	Cumplimiento	Evidencia
General: Evaluar el mejoramiento del terreno para determinar la estabilidad del talud	Cumplido	El FS mediante Bishop aumentó de 1.418 a 1.718 con la incorporación de banquetas y drenaje.
OE1: Determinar el análisis de esfuerzo cortante para mitigar el estado límite	Cumplido	Se conservaron los valores originales de c y ϕ y se redujo la influencia de la presión de poros mediante drenaje.
OE2: Determinar el tipo de mejoramiento que favorece la estabilidad global	Cumplido	Incorporación de banquetas de 3.0 m de ancho y sistema integral de drenaje.
OE3: Determinar el tipo de material que mejora la estabilidad del talud	Cumplido	Se mantuvieron los estratos naturales SC y ML sin incrementar c ni ϕ ; se incorporó material granular drenante y geotextil como parte del sistema de drenaje.

Nota. Elaboración propia.

5.4 Recomendaciones

1. Mantener el sistema de drenaje en óptimas condiciones mediante inspecciones periódicas, especialmente después de eventos de lluvia intensa.
2. Implementar monitoreo instrumental de desplazamientos mediante inclinómetros y del comportamiento hidrogeológico mediante piezómetros.
3. Establecer vegetación protectora en las superficies expuestas del talud para reducir la erosión superficial y controlar la infiltración.
4. Realizar inspecciones periódicas de las banquetas y de los drenes subhorizontales, verificando su estabilidad, funcionalidad y limpieza.
5. Actualizar el análisis sísmico ante modificaciones de la normativa vigente o ante la disponibilidad de nueva información sismológica para el sector de Huancapi.

6. Realizar ensayos complementarios, tales como SPT, CPT, ensayos triaxiales y ensayos de corte directo, con la finalidad de mejorar la caracterización de los parámetros geotécnicos utilizados en futuros modelamientos.

REFERENCIAS

- Aliaga. (2020). *Análisis de estabilidad estática de un talud crítico en el distrito de Magdalena utilizando el método de elementos discretos* [Tesis]. Pontificia Universidad Católica del Perú. <https://repositorio.pucp.edu.pe/items/5fb8a6c5-6119-460a-9d6a-7947e72bfbe4>
- Aryal, K. P. (2005). Comparison of Limit Equilibrium and Finite Element Methods for Slope Stability Analysis. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*.
- Aryal, K. P. (2006). Comparison of Slope Stability Methods Considering Pore Water Pressure. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*.
- Asociación LAGESA-CFGS. (1996). *Geología de los cuadrángulos de Huancapi, Chincheros, Querobamba y Chaviña* (Boletín Serie A: Carta Geológica Nacional N.º 70). Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET). Lima, Perú.
- Baba, K., et al. (2012). Finite Element Analysis of Slope Stability Using Shear Strength Reduction Technique. *International Journal of Civil Engineering*.
- Bishop, A. W. (1955). The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*, 5(1), 7-17. <https://doi.org/10.1680/geot.1955.5.1.7>
- Bustillos Cotrado, H. (2024). Análisis bidimensional de estabilidad del talud en una zona de falla geológica en Chinchao, Huánuco, Perú. *Revista de Investigación en Ingeniería, Arquitectura y Medio Ambiente*. <https://revistas.udh.edu.pe/repiaama/article/view/809>
- Cui, Y., Liu, A., Xu, C., & Zheng, J. (2019). A Modified Newmark Method for Calculating Permanent Displacement of Seismic Slope Considering Dynamic Critical Acceleration. *Advances in Civil Engineering*, 2019, 1-10. <https://doi.org/10.1155/2019/9782515>
- Das, B. M. (1998). *Principles of Geotechnical Engineering* (4.^a ed.). PWS Publishing.
- Duncan, J. M. (1996). State of the Art: Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*.
- Fellenius, W. (1936). Calculation of the Stability of Earth Dams. *Transactions of the Second Congress on Large Dams*, 4, 445-462.
- Geo-Slope International Ltd. (2007). *SLOPE/W Engineering Methodology*. Geo-Slope International.
- Halder, S., Imam, M., & Basir, S. (2016). A DETAILED ANALYSIS OF SLOPE STABILITY USING FINITE ELEMENT METHOD (FEM). *ResearchGates*.

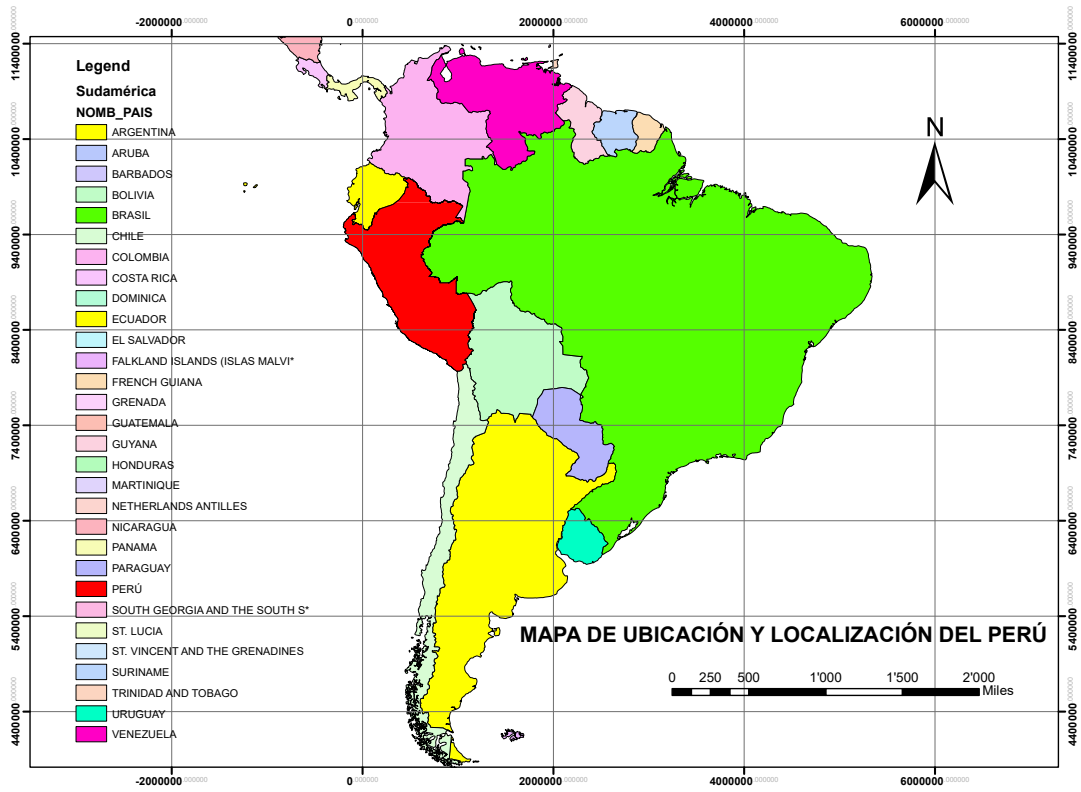
- Hongjun, L., et al. (2011). Comparative Study Between Limit Equilibrium Method and Finite Element Method for Slope Stability. *Applied Mechanics and Materials*.
- Huamán Cangalaya, J. L. (2023). *Implementación del método de reducción de resistencia para el análisis de estabilidad de taludes* [Tesis]. Pontificia Universidad Católica del Perú. <https://tesis.pucp.edu.pe/items/1278fbb8-5990-474c-9e06-b049d2a681a0>
- Janbu, N. (1954). Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. *European Conference on Stability of Earth Slopes*.
- Medina, L. (2014). *Peligros geológicos en la Comunidad Campesina Jarahuaña, distrito Patambuco, provincia Sandia, región Puno* (Informe Técnico N.º A6660). Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET), Dirección de Geología Ambiental y Riesgo Geológico.
- Mendoza. (2023). *Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay* [Tesis]. Pontificia Universidad Católica del Perú. https://alicia.concytec.gob.pe/vufind/Record/RPUC_421615a39b78909ff6f7d805e778bcf9
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica E.050: Suelos y Cimentaciones.
- Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique*, 15(1), 79-93. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79>
- Newmark, N. M. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Géotechnique*, 15(2), 139-160. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.2.139>
- Petterson, K. E. (1915). *The Stability of Slopes*. Swedish Geotechnical Commission.
- Proyecto Multinacional Andino: Geociencias para las Comunidades Andinas. (2007). *Movimientos en masa en la región Andina: Una guía para la evaluación de amenazas* (Publicación Geológica Multinacional N.º 4). Canadá.
- Quispe Ruiz, L. S. (2021). *Estabilidad de taludes de corte analizados mediante métodos de equilibrio límite en zonas alto andinas, carretera Pausa-Incucho, Paucar del Sara Sara, Ayacucho, 2021* [Tesis de pregrado]. Universidad César Vallejo. https://alicia.concytec.gob.pe/vufind/Record/UCVV_fd8f9d55d68706f5c94c4957b06f080a
- Rocscience Inc. (2004). *Application of the Finite Element Method to Slope Stability*. Rocscience Inc. Toronto, Canada.
- Salih, A. G. (2021). Stability Analysis of Residual Soil Slope Model by Numerical Modeling Using FEM Against LEM. *Second International Conference on Geotechnical Engineering-Iraq*.
- Saragoni, G. R., & Hart, G. C. (1973). Simulation of Artificial Earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2(3), 249-267. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290020305>
- Sazzad, M., & Haque, M. F. (2016). EFFECT OF SURCHARGE ON THE STABILITY OF SLOPE IN A HOMOGENEOUS SOIL BY FEM. *ResearchGates*.

- Sazzad, M., Rahman, F., & Mamun, A. (2016). EFFECTS OF WATER-LEVEL VARIATION ON THE STABILITY OF SLOPE BY LEM AND FEM. *ResearchGates*.
- Sazzad, M., Rahman, I., & Mamun, M. A. (2016). Mesh Effect on the FEM Based Stability Analysis of Slope. *ResearchGates*.
- Sazzad, M. (2017). STABILITY ANALYSIS OF SLOPES FOR HOMOGENEOUS AND LAYERED SOIL BY STABILITY ANALYSIS OF SLOPES FOR HOMOGENEOUS AND LAYERED SOIL BY FEM. *ResearchGates*.
- Sowers, G. F. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering* (4.^a ed.). Macmillan.
- Spencer, E. (1967). A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. *Géotechnique*, 17(1), 11-26. <https://doi.org/10.1680/geot.1967.17.1.11>
- Spencer, E. (1973). Thrust Line Criterion in Embankment Stability Analysis. *Géotechnique*, 23(1), 85-100.
- Suárez Díaz, J. (2009). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico* (1.^a ed., Vol. 1). Universidad Industrial de Santander.
- Valentino, R. (2023). FEM Modelling of Thin Weak Layers in Slope Stability Analysis. *Geosciences*.
- Varese, P. U. (2008). *Análisis dinámico de estabilidad por elementos finitos de los taludes de la Costa Verde en el distrito de Miraflores*.
- Vera, J., & Linares-Rivas, A. (1979). *Estudio geotécnico para la seguridad física de Huancapi, Ayacucho* (Informe Técnico N.º A1169). Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET). Perú.
- Wanstreet, P. (2007). *Finite Element Analysis of Slope Stability*.
- Wright, S. G. (1973). Evaluation of Slope Stability Analysis Procedures. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(SM10), 783-791.
- Yang, Q., Li, R., Li, S. Z. R., Bai, W., & Xiao, H. (2022). Algorithm Implementation of Equivalent Expansive Force in Strength Reduction FEM and Its Application in the Stability of Expansive Soil Slope. *ResearchGates*.

ANEXOS

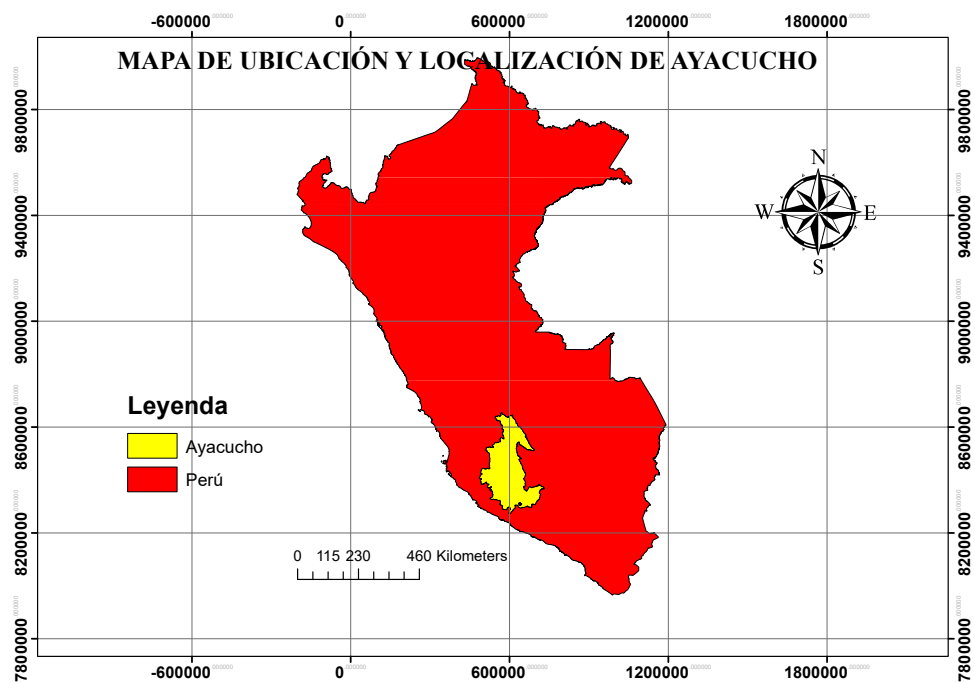
A.1 Ubicación del área de influencia del talud

Figura 63
Pais de Perú



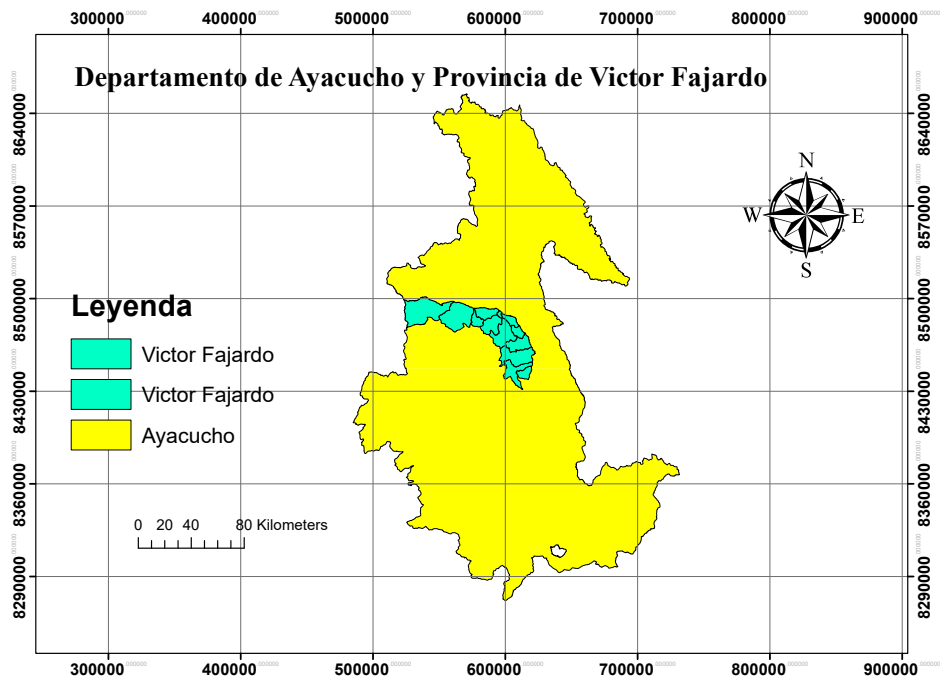
Nota: Elaboración propia

Figura 64
Provincia de Victor Fajardo



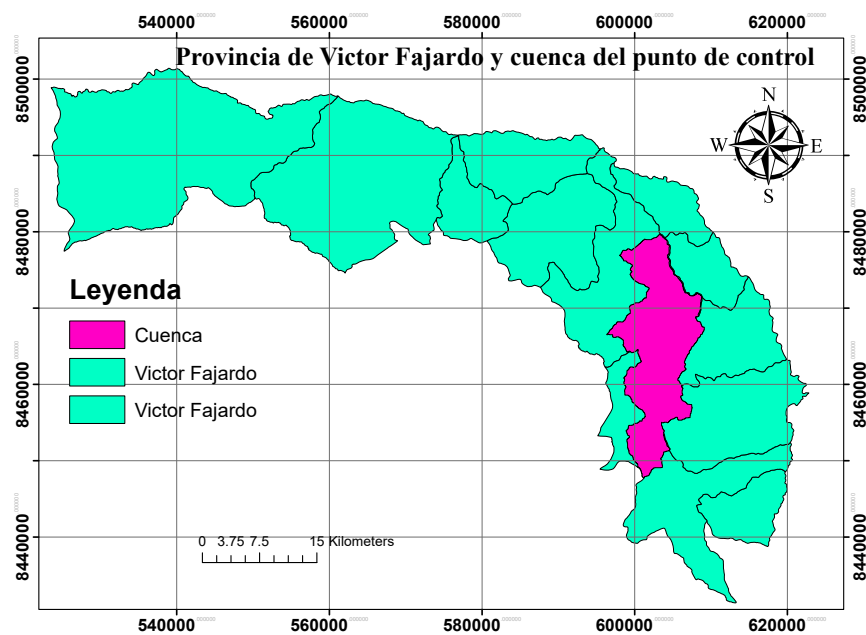
Nota: Elaboración propia

Figura 65
Distrito de Huancapi



Nota: Elaboración propia

Figura 66
Departamento de Ayacucho



Nota: Elaboración propia

Figura 67
Visita e inspección de campo



Nota: Elaboración propia de la visita de campo

Figura 68

Visita e inspección de campo



Nota: Elaboración propia de la visita de campo

Figura 69

Visita e inspección de campo



Nota: Elaboración propia de la visita de campo

Figura 70
Realización de calicata



Nota: Elaboración propia de la visita de campo

Figura 71
Realización de calicata



Nota: Elaboración propia

Figura 72
Realización de calicata



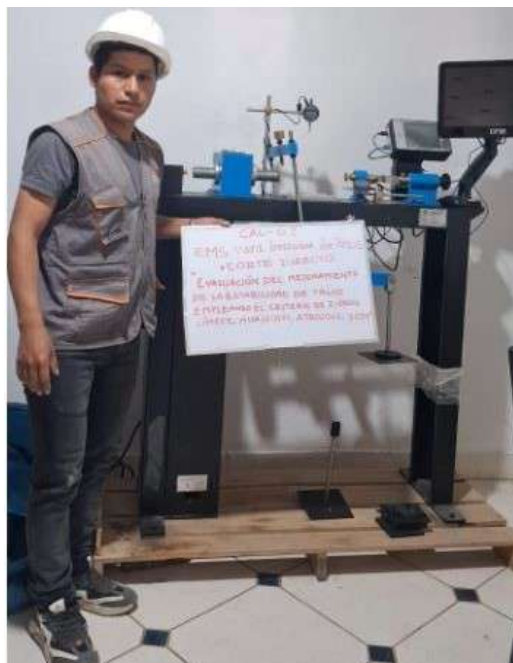
Nota: Elaboración propia

Figura 73
Realización de calicata



Nota: Elaboración propia

Figura 74
Laboratorio de suelos



Nota: Elaboración propia

Figura 75
Laboratorio de suelos



Nota: Elaboración propia

Figura 76
Laboratorio de suelos



Nota: Elaboración propia

Figura 77
Laboratorio de suelos



Nota: Elaboración propia

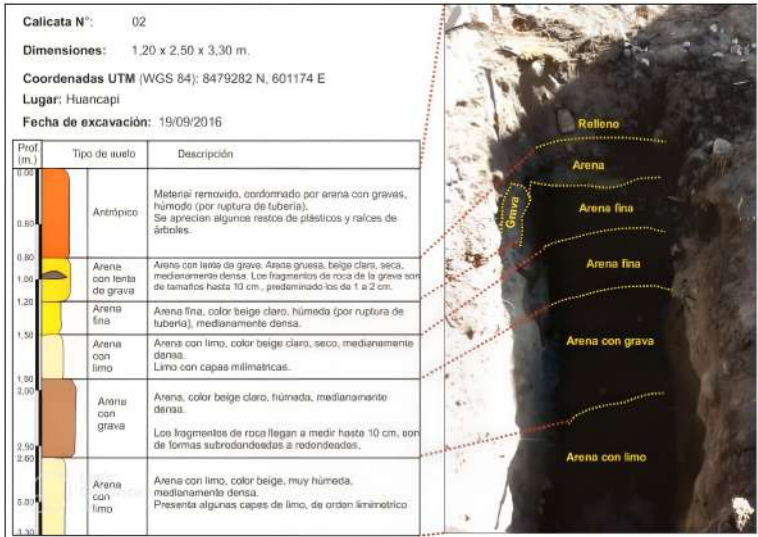
Figura 78
Laboratorio de suelos



Nota: Elaboración propia

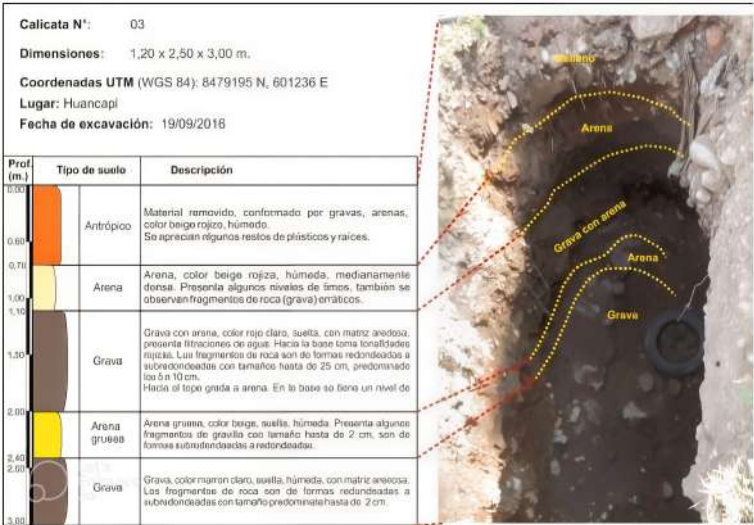
A.2 Calitas realizadas por INGEMMET

Figura 79
Mapa geológica del sector de Huancapi



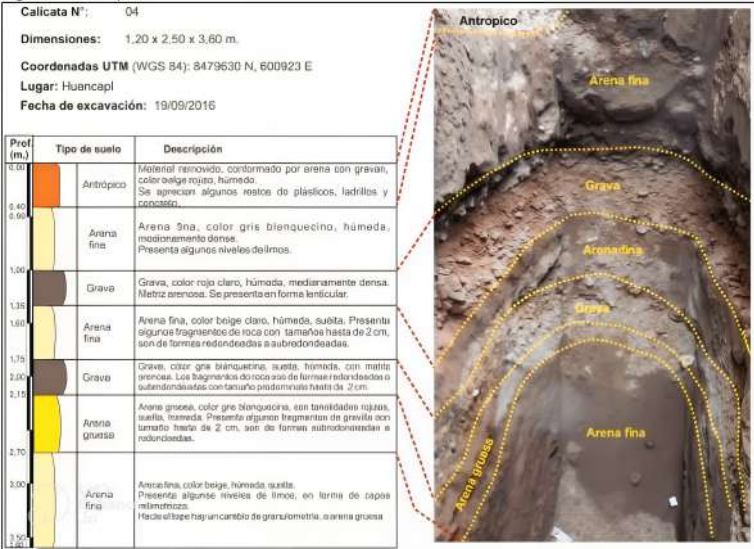
Nota: Tomado de INGEMMET

Figura 80
Mapa geológica del sector de Huancapi



Nota: Tomado de INGEMMET

Figura 81
Mapa geológica del sector de Huancapi



Nota: Tomado de INGEMMET

Figura 82

Mapa geológica del sector de Huancapi



Nota: Tomado de INGEMMET

A.3 Estructura del Código

A.3.1 Importación de Librerías

```
1 import numpy as np
2 import pandas as pd
3 import matplotlib.pyplot as plt
4 from scipy.optimize import fsolve
```

Listing 5.1: Importación de librerías

Explicación de cada librería:

- `numpy`: Librería fundamental para cálculos numéricos y operaciones con arrays.
- `pandas`: Permite manejar y analizar datos estructurados (DataFrames).
- `matplotlib.pyplot`: Utilizada para la generación de gráficos y visualización.
- `scipy.optimize.fsolve`: Función para resolver sistemas de ecuaciones no lineales.

A.3.2 Definición de Parámetros del Talud

```
1 # Datos del talud
2 H = 15.0 # Altura del talud (m)
3 angulo = 35 # ngulo del talud (grados)
4 gamma = 18.5 # Peso espec fico (kN/m )
5 c = 25 # Cohesi n (kPa)
```

```
6 phi = 30 # ngulo de fricci n (grados)
```

Listing 5.2: Parámetros del talud

Descripción de parámetros:

Tabla 43

Parámetros geotécnicos del talud

Variable	Valor	Unidad	Descripción
H	15.0	m	Altura total del talud
angulo	35	grados	Inclinación del talud
gamma	18.5	kN/m ³	Peso específico del suelo
c	25	kPa	Cohesión efectiva
phi	30	grados	Ángulo de fricción interna

Nota. Parámetros geotécnicos considerados para el análisis de estabilidad del talud.

A.3.3 Parámetros Sísmicos (Norma E.030)

```
1 # Parametros s smicos (seg n norma peruana E.030)
2 Z = 0.45 # Zona s smica 4 (Arequipa)
3 U = 1.0 # Uso normal
4 S = 1.2 # Suelo tipo S2
5 Tp = 0.6 # Periodo del suelo
6 C = 2.5 * (Tp / 0.4) # Coeficiente s smico
```

Listing 5.3: Parámetros sísmicos

Parámetros sísmicos explicados:

Tabla 44

Parámetros sísmicos según la Norma E.030

Parámetro	Valor	Significado
Z	0.45	Factor de zona sísmica (Arequipa, zona 4)
U	1.0	Factor de uso (edificación normal)
S	1.2	Factor de suelo (tipo S2 - intermedio)
Tp	0.6 s	Periodo característico del suelo
C	3.75	Coeficiente sísmico calculado

Nota. Parámetros sísmicos considerados según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

A.4 Función Principal: Método de Bishop

A.4.1 Definición de la Función

```

1  def bishop_fs(c, phi, gamma, H, angulo, num_slices=20):
2  # Discretización del talud
3  beta = np.radians(angulo)
4  x = np.linspace(0, H/np.tan(beta), num_slices+1)
5  y = H - x * np.tan(beta)

```

Listing 5.4: Función para cálculo de FS con Bishop

Descripción de la función:

- **Entradas:** Parámetros geotécnicos y geométricos del talud.
- **Salida:** Factor de Seguridad (FS) calculado.
- **Proceso:** Discretiza el talud en dovelas y calcula el FS iterativamente.

A.4.2 Discretización en Dovelas

$$\beta = \text{angulo} \times \frac{\pi}{180} \quad (5.1)$$

$$x_i = \frac{H}{\tan(\beta)} \times \frac{i}{N} \quad \text{para } i = 0, 1, \dots, N \quad (5.2)$$

$$y_i = H - x_i \cdot \tan(\beta) \quad (5.3)$$

Donde:

- N : Número de dovelas (20 por defecto)
- β : Ángulo del talud en radianes
- x_i : Coordenada horizontal de cada punto
- y_i : Coordenada vertical de cada punto

A.4.3 Cálculo de Propiedades de Dovelas

```

1  # Centro de cada dovela
2  x_c = (x[:-1] + x[1:]) / 2
3  y_c = (y[:-1] + y[1:]) / 2
4  b = x[1:] - x[:-1] # Ancho de dovela

```

Listing 5.5: Cálculo de propiedades de dovelas

Cálculo de propiedades:

- x_c : Centro horizontal de cada dovela

- y_c : Altura promedio de cada dovela
- b : Ancho de cada dovela

A.4.4 Proceso Iterativo de Bishop

```

1  # C lculo iterativo de FS
2  FS = 1.0
3  for iteracion in range(20):
4      sum_num = 0
5      sum_den = 0
6      for i in range(num_slices):
7          W = gamma * b[i] * y_c[i] # Peso
8          alpha = np.arctan((y[i+1] - y[i]) / b[i])

```

Listing 5.6: Cálculo iterativo de FS

Ecuaciones fundamentales:

A.4.4.1 Peso de la Dovela

$$W_i = \gamma \cdot b_i \cdot h_i \quad (5.4)$$

Donde:

- W_i : Peso de la dovela i
- γ : Peso específico del suelo
- b_i : Ancho de la dovela
- h_i : Altura de la dovela

A.4.5 Inclusión de Efectos Sísmicos

```

1  # Factor s mico
2  kh = Z * U * S * C / 2.5
3  kv = 0.3 * kh
4
5  # Fuerzas horizontales y verticales
6  Fh = kh * W
7  Fv = kv * W

```

Listing 5.7: Factores sísmicos

Coefficientes sísmicos:

- k_h : Coeficiente sísmico horizontal

- k_v : Coeficiente sísmico vertical (30 % de k_h)
- F_h : Fuerza horizontal inducida por el sismo
- F_v : Fuerza vertical inducida por el sismo

$$k_h = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{2,5} \quad (5.5)$$

$$k_v = 0,3 \cdot k_h \quad (5.6)$$

A.4.6 Fórmula de Bishop Modificada con Sismo

```

1  # F rmula de Bishop con sismo
2  theta = phi - np.arctan(kh / (1 - kv))
3  numerador = c * b[i] + (W * (1 - kv) - Fh * np.sin(alpha) - c * b[i] *
    np.tan(phi) / FS) * np.tan(phi)
4  denominador = np.cos(alpha) * (1 + np.tan(alpha) * np.tan(phi) / FS)
5  sum_num += numerador / denominador
6  sum_den += W * np.sin(alpha)

```

Listing 5.8: Fórmula de Bishop con sismo

Ecuación de Bishop modificada:

La ecuación completa del método de Bishop con efectos sísmicos es:

$$FS = \frac{\sum \left[c \cdot b_i + \left(W_i(1 - k_v) - F_{hi} \sin \alpha_i - \frac{c \cdot b_i \tan \phi}{FS} \right) \tan \phi \right] / m_{\alpha_i}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (5.7)$$

Donde:

$$m_{\alpha_i} = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{FS} \right) \quad (5.8)$$

A.4.7 Verificación de Convergencia

```

1  FS_new = sum_num / sum_den
2  if abs(FS_new - FS) < 1e-6:
3  break
4  FS = FS_new
5
6  return FS

```

Listing 5.9: Verificación de convergencia

Criterio de convergencia:

$$|FS_{nuevo} - FS_{anterior}| < 10^{-6} \quad (5.9)$$

Número máximo de iteraciones: 20

A.5 Ejecución del Análisis

A.5.1 Cálculo de Factores de Seguridad

```

1  # C lculo
2  FS_static = bishop_fs(c, phi, gamma, H, angulo)
3  FS_seismic = bishop_fs(c, phi*0.8, gamma, H, angulo) # Reducció n por
    sismo
4
5  print(f"Factor de Seguridad Est tico: {FS_static:.3f}")
6  print(f"Factor de Seguridad S smico: {FS_seismic:.3f}")

```

Listing 5.10: Cálculo de FS

Análisis realizados:

1. Caso Estático: Parámetros originales

- $c = 25$ kPa
- $\phi = 30^\circ$

2. Caso Sísmico: Reducción de resistencia por sismo

- $c = 25$ kPa (sin cambio)
- $\phi = 30^\circ \times 0,8 = 24^\circ$ (reducción del 20 %)

A.6 CÓDIGOS

A.6.1 Anexo A: Código Python para el Análisis

```

1  import numpy as np
2  import pandas as pd
3  import matplotlib.pyplot as plt
4  from scipy.signal import butter, filtfilt
5
6  class AcelerogramaReal:
7  def __init__(self, zona_sismica=3, suelo='S2', categoria='C',
8  magnitud=7.0, distancia=30.0, duracion=30.0, dt=0.005):
9  self.zona_sismica = zona_sismica
10 self.suelo = suelo

```

```

11 self.categoria = categoria
12 self.magnitud = magnitud
13 self.distancia = distancia
14 self.duracion = duracion
15 self.dt = dt
16 self.g = 9.81
17 self.Z = self._get_factor_zona()
18 self.U = self._get_factor_categoria()
19 self.S = self._get_factor_suelo()
20 self.C = 2.5
21 self.R = 1.0
22 self.PGA = self.Z * self.U * self.C * self.S / self.R * self.g
23 self.kh = self.Z * self.U * self.C * self.S / self.R
24
25 def generar_acelerograma(self, metodo='saragoni'):
26     t = np.arange(0, self.duracion, self.dt)
27     return self._acelerograma_saragoni(t)
28
29 def _acelerograma_saragoni(self, t):
30     n = len(t)
31     envelope = self._envelope_saragoni(t)
32     np.random.seed(42)
33     ruido = np.random.randn(n)
34
35     # Filtros para simular contenido frecuencial
36     a = np.zeros(n)
37     v = np.zeros(n)
38     u = np.zeros(n)
39
40     omega1 = 2 * np.pi * 1.8
41     omega2 = 2 * np.pi * 3.2
42     xi1 = 0.3
43     xi2 = 0.5
44
45     # Componente 1 (baja frecuencia)
46     for i in range(1, n):
47         a1 = ruido[i] - 2*xi1*omega1*v[i-1] - omega1**2 * u[i-1]
48         v[i] = v[i-1] + a1 * self.dt
49         u[i] = u[i-1] + v[i] * self.dt
50         a[i] += a1 * 0.6
51
52     # Componente 2 (alta frecuencia)
53     v2 = np.zeros(n)
54     u2 = np.zeros(n)
55     for i in range(1, n):
56         a2 = ruido[i] - 2*xi2*omega2*v2[i-1] - omega2**2 * u2[i-1]
57         v2[i] = v2[i-1] + a2 * self.dt

```

```

58 u2[i] = u2[i-1] + v2[i] * self.dt
59 a[i] += a2 * 0.4
60
61 a = a * envelope
62 a = a / np.max(np.abs(a)) * self.PGA
63 return t, a
64
65 def _envelope_saragoni(self, t):
66     t1 = 8.0
67     t2 = 20.0
68     envelope = np.ones(len(t))
69     mask_asc = t < t1
70     envelope[mask_asc] = (t[mask_asc] / t1) ** 2
71     mask_desc = t > t2
72     envelope[mask_desc] = np.exp(-0.5 * (t[mask_desc] - t2) / 5.0)
73     return np.maximum(envelope, 0.05)
74
75
76 class AnalisisNewmark:
77     def __init__(self, acelerograma, dt, kh_critico, fs_static):
78         self.acc = acelerograma
79         self.dt = dt
80         self.kh_critico = kh_critico
81         self.fs_static = fs_static
82         self.g = 9.81
83         self.n_steps = len(acelerograma)
84         self.time = np.arange(self.n_steps) * self.dt
85         self.ay = kh_critico * self.g
86
87     def analizar(self):
88         u = np.zeros(self.n_steps)
89         v = np.zeros(self.n_steps)
90         a = np.zeros(self.n_steps)
91         u_perm = np.zeros(self.n_steps)
92
93         omega = 2 * np.pi * 2.0
94         damping = 0.05
95
96         for i in range(1, self.n_steps):
97             a_rel = self.acc[i] - self.ay
98             if a_rel > 0:
99                 a_s = a_rel - 2*damping*omega*v[i-1] - omega**2 * u[i-1]
100             a[i] = a_s
101             v[i] = v[i-1] + a_s * self.dt
102             u[i] = u[i-1] + v[i] * self.dt
103             if u[i] > 0:
104                 u_perm[i] = u_perm[i-1] + u[i]

```

```
105     else:
106         a[i] = 0
107         v[i] = 0
108         u[i] = 0
109         u_perm[i] = u_perm[i-1]
110
111     return {
112         'time': self.time, 'u': u, 'v': v, 'a': a, 'u_perm': u_perm,
113         'u_total': u_perm[-1], 'v_max': np.max(np.abs(v))
114     }
```

Listing 5.11: Código Python para el análisis de Newmark

**UNSCH****FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL****ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 66-2026-FIMGC****PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

En la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, en la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la Resolución Decanal No 350-2026-FIMGC-D, a los once días del mes de septiembre de 2026, siendo las 10:05 a.m., reunidos en el Auditorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, bajo la presidencia del Ing. Ruben Americo YACHAPA CONDEÑA, y los miembros: Ing. Ángel Hugo VILCHEZ PEÑA, MSc. José Ernesto ESTRADA CARDENAS y Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ, actuando como secretario docente el Ing. Heber JORGE VALENZUELA, para proceder a la sustentación de tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, del Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil:

Boris Yeltsein HUARANCCA CONDE

Quien presentó la tesis denominada:

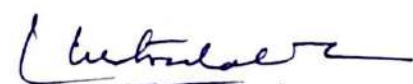
Evaluación del mejoramiento de la estabilidad de talud empleando el criterio de estado límite, Huancapi, Ayacucho 2024

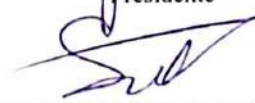
Los señores miembros del jurado luego de expuesta la tesis y absueltas las preguntas, deliberaron y declararon:

Aprobado con 16 (dieciséis)

Siendo las 11:28 a.m. del día 11 de septiembre del 2026, culmina el acto de sustentación de tesis, y en conformidad de lo actuado los miembros del jurado firmamos al pie del presente.


Ing. Ruben Americo YACHAPA CONDEÑA
Presidente


MSc. José Ernesto ESTRADA CARDENAS
Miembro


Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ
Miembro


Ing. Ángel Hugo VILCHEZ PEÑA
Miembro - Asesor


Ing. Heber JORGE VALENZUELA
Secretario

FACULTAD DE INGENIERÍA
DE MINAS Y CIVIL
Av. Independencia S/N
Ciudad Universitaria
Central Tel. 066 312510
Anexo 151



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTANCIA N° 33-2026-FIMGC/ASIH

El que suscribe; responsable verificador de originalidad de trabajos de tesis de pregrado con el software Turnitin, de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** de la **Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil**; en cumplimiento a la **Resolución de Consejo Universitario N° 039-2021-UNSH-CU**, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y **Resolución Decanal N° 697-2024-FIMGC-UNSH-D**, dejo constancia de originalidad de trabajo de investigación, que el/la Sr./Srta.

Apellidos y Nombres : Boris Yeltsein HUARANCCA CONDE
Escuela Profesional : INGENIERÍA CIVIL
Título de la Tesis : Evaluación del mejoramiento de la estabilidad de talud empleando el criterio de estado límite, Huancapi, Ayacucho 2024
Evaluación de la Originalidad : 15 % Índice de Similitud
Identificador de la entrega : 3045703403

Por tanto, según los Artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, es **PROCEDENTE** otorgar la **Constancia de Originalidad** para los fines que crea conveniente.

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 29 de septiembre del 2026



UNIVERSIDAD NACIONAL DE
SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil

Mg. Ing. Atex Sander IRCAÑAUPA HUAMANI
Verificador de Originalidad de Trabajos de Tesis de Pregrado
Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil

Evaluación del mejoramiento de la estabilidad de talud empleando el criterio de estado límite, Huancapi, Ayacucho 2024

por Boris Yeltsein HUARANCCA CONDE

Fecha de entrega: 29-sept-2026 11:30a. m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 3045703403

Nombre del archivo: Te_Boris_Yeltsein_Huarancca_Conde.pdf (4.06M)

Total de palabras: 27815

Total de caracteres: 145608

Evaluación del mejoramiento de la estabilidad de talud empleando el criterio de estado límite, Huancapi, Ayacucho 2024

INFORME DE ORIGINALIDAD

15%

INDICE DE SIMILITUD

15%

FUENTES DE INTERNET

7%

PUBLICACIONES

6%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.unh.edu.pe	4%
	Fuente de Internet	
2	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga	2%
	Trabajo del estudiante	
3	docplayer.es	2%
	Fuente de Internet	
4	hdl.handle.net	1%
	Fuente de Internet	
5	cdn.www.gob.pe	1%
	Fuente de Internet	
6	oa.upm.es	<1%
	Fuente de Internet	
7	repositorio.uni.edu.pe	<1%
	Fuente de Internet	
8	repositorio.unach.edu.pe	<1%
	Fuente de Internet	
9	Submitted to UC - Semipresencial / A distancia	<1%
	Trabajo del estudiante	
10	Pozo Garcia, Raul Rodolfo. "Modificación del Sistema GSI en función de la Escala de Análisis de Estabilidad de Taludes en Macizos Rocosos", Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru), 2023	<1%
	Publicación	
11	www.teses.usp.br	<1%
	Fuente de Internet	
12	1library.co	<1%
	Fuente de Internet	
13	idoc.pub	<1%
	Fuente de Internet	
14	repositorio.unsch.edu.pe	
	Fuente de Internet	

		<1 %
15	repositorio.autonoma.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
16	repositorio.uandina.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.utea.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	doku.pub Fuente de Internet	<1 %
19	edoc.pub Fuente de Internet	<1 %
20	dspace.espol.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
21	Vicente Eduardo Capa Guachón. "Estudio experimental y numérico del comportamiento de excavaciones ejecutadas mediante la técnica de suelo claveteado (soil nailing) en suelos de la ciudad de Quito (Ecuador).", Universitat Politecnica de Valencia, 2021 Publicación	<1 %
22	repositorio.unan.edu.ni Fuente de Internet	<1 %
23	vdocumento.com Fuente de Internet	<1 %
24	redi.unjbg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
25	Submitted to UC - Presencial Trabajo del estudiante	<1 %
26	qdoc.tips Fuente de Internet	<1 %
27	Submitted to Universidad Nacional de Ingenieria Trabajo del estudiante	<1 %