

Universidad Nacional de Ingeniería
Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalúrgica



TESIS

**Optimización geotécnica de taludes de la fase 3 del tajo Santa
Rosa de la mina Volcan, provincia Pasco, Perú**

Para obtener el título profesional de Ingeniero de Minas

Elaborado por

Pablo Robert López Nicolaz

 [0006-7423-5330](https://orcid.org/0006-7423-5330)

Asesor

MSc. Adolfo Jesús Chávez Valdivia

 [0000-0003-0625-1495](https://orcid.org/0000-0003-0625-1495)

LIMA – PERÚ

2025

Citar/How to cite	López Nicolaz [1]
Referencia/Reference	[1] P. López Nicolaz, " <i>Optimización geotécnica de taludes de la fase 3 del tajo Santa Rosa de la mina Volcan, provincia Pasco, Perú</i> " [Tesis de pregrado]. Lima (Perú): Universidad Nacional de Ingeniería, 2025.
Estilo/Style: IEEE (2020)	

Citar/How to cite	(López, 2025)
Referencia/Reference	López, P. (2025). <i>Optimización geotécnica de taludes de la fase 3 del tajo Santa Rosa de la mina Volcan, provincia Pasco, Perú</i> . [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional Cybertesis UNI.
Estilo/Style: APA (7ma ed.)	

Dedicatoria

*Nadie tiene éxito sin esfuerzo. Aquellos que tienen éxito se
lo deben a la perseverancia” Ramana Maharshi.
A mi hermano Edwin por su apoyo incondicional.*

Agradecimientos

A la escuela de profesional de Ingeniería de Minas, a los docentes en especial al Ing. Adolfo Chávez, asesor de la presente tesis por su dedicación y paciencia, en él puedo reconocer el trabajo y pasión frente a los desafíos. Con su asesoría he aprendido a ser más perseverante y humilde.

A la empresa Volcan, por permitir la aplicación de este trabajo.

Resumen

La Unidad Minera Cerro de Pasco (UMCP) se encuentra localizada al oeste de la ciudad de Cerro de Pasco, en los distritos Chaupimarca y Yanacancha, provincia Pasco, departamento Pasco, a 175 Km. al noreste de Lima. El yacimiento se encuentra ubicado en las estribaciones occidentales de la Cordillera Central del Perú, con un relieve ondulado suave y a una altura promedio de 4.300 m.s.n.m.

El yacimiento, de origen hidrotermal y con mineralización de interés económico en Zn, Pb, Ag y Au, fue explotado desde el año 1902, inicialmente por minería subterránea, para posteriormente pasar a ser explotado simultáneamente mediante minería por tajo abierto desde 1956 a 2010. Actualmente, la explotación del yacimiento se encuentra relegada a un pequeño sector sur del tajo principal (tajo Raúl Rojas), denominado tajo Santa Rosa, donde se explota a pequeña escala minerales oxidados con contenido variable en Ag y Au, y a sectores de stocks de mineral acumulados en la periferia oeste del tajo. El yacimiento contiene reservas minerales remanentes sulfuradas bajo los taludes oeste, noreste y este, y de óxidos en la parte sur y sureste del tajo.

Durante el 2022 y 2023 se realiza una campaña de perforaciones geológicas y geotécnicas en el entorno del tajo Raúl Rojas, dada la coyuntura de dar continuidad operacional a la planta de óxidos, se identifica una oportunidad de explotación en el sector sur que incluye al tajo Santa Rosa.

El presente estudio tiene por objetivo general optimizar los diseños de taludes de la fase 3 del tajo Santa Rosa, asegurando que el diseño cumpla con el criterio de aceptabilidad de las guías de diseño de taludes en tajo abierto. Con la finalidad de dar continuidad operacional y mantener la alimentación de óxidos a la planta de tratamientos, y determinar las bases geotécnicas que hagan segura y sostenible la operación. Estas bases geotécnicas comprenden los parámetros de diseño y recomendaciones de implementación del diseño. Para ello fue necesario una recopilación, revisión y actualización de la información tanto geológica como geotécnica.

La revisión de la nueva información geológica y geotécnica recopiladas a partir de mapeos de taludes expuestos y logueo geotécnicos de los sondeos geológicos y geotécnicos orientados, permitieron realizar una revisión y actualización del modelo estructural, en el cual se identificaron 2 dominios estructurales principales, como también actualizar el modelo geotécnico donde se identifican 9 unidades geotécnicas principales.

El tajo Santa Rosa, se encuentran dentro de un macizo rocoso de mala a regular calidad geotécnica, la estabilidad y seguridad de los bancos está gobernada por el comportamiento de las discontinuidades intermedias y menores o joint sets. Para determinar los parámetros de diseño a escala de banco se debe realizar un análisis basado en el tratamiento de sistemas de discontinuidades intermedias y menores.

La altura del banco (H_b) generalmente será determinado por parámetros operacionales y para definir el ángulo del banco (β), se realiza un análisis de sensibilidad, para distintos valores de (β), este análisis consiste en determinar la confiabilidad de cada uno, donde la confiabilidad es el producto de la probabilidad que poseen los potenciales mecanismos de fallamiento al aflorar en la pared del banco y comprometer un volumen importante. Además, como criterio de aceptabilidad se ha considerado conservar más de 2/3 de la altura del banco, o que los sistemas de discontinuidades menores afecte menos de 1/3 de la altura del banco.

El ancho de berma es determinado por el ajuste de los criterios de Ritchie modificado, Ryan & Pryor y Gibbs con escenarios de simulaciones de retención de caída de rocas haciendo uso de los softwares RocFall y Rocslope de Rocscience, las cuales permitieron definir el ancho de berma óptimo requerido para retener un determinado porcentaje de caída de rocas y que cumpla el criterio de aceptabilidad que se toma como guía para este trabajo, considerando la altura del banco y el ángulo cara de banco.

De acuerdo a los resultados de este análisis la confiabilidad de los ángulos cara de banco, en general cumplen con los criterios de aceptabilidad adoptados, que corresponden a valores mayores o iguales al 65%, con capacidades de retención por encima del 80%. De acuerdo al análisis de confiabilidad banco berma, se recomienda la implementación de

parámetros de diseño optimizado con cara de banco de 75° , altura de banco de 10m y ancho de berma (ancho banco) de 5.5m

Palabras clave — Banco, confiabilidad, retención, estabilidad.

Abstract

The Cerro de Pasco Mining Unit (UMCP) is located west of the city of Cerro de Pasco, in the Chaupimarca and Yanacancha districts, Pasco province, Pasco department, 175 km northeast of Lima. The deposit is located in the western foothills of the Central Mountain Range of Peru, with a gently undulating relief and an average height of 4,300 meters above sea level.

The deposit, of hydrothermal origin and with mineralization of economic interest in Zn, Pb, Ag and Au, was exploited since 1902, initially by underground mining, and later being simultaneously exploited by open pit mining from 1956 to 2010. Currently, exploitation of the deposit is relegated to a small southern sector of the main pit (Raúl Rojas pit), called Santa Rosa pit, where oxidized minerals with variable Ag and Au contents are mined on a small scale, as well as sectors of mineral stocks accumulated on the western periphery of the pit. The deposit contains remnant sulfide mineral reserves under the western, northeast and east slopes, and oxides in the southern and southeast parts of the pit.

During 2002 and 2023, a geological and geotechnical drilling campaign is being carried out in the area surrounding the Raúl Rojas pit. Given the need to ensure operational continuity of the oxide plant, an exploitation opportunity is identified in the southern sector that includes the Santa Rosa pit.

The general objective of this study is to optimize the slope designs of Phase 3 of the Santa Rosa pit, ensuring that the design meets the acceptability criteria of the open-pit slope design guides. The purpose is to provide operational continuity and maintain the supply of oxides to the treatment plant, and to determine the geotechnical bases that make the operation safe and sustainable. These geotechnical bases include the design parameters and recommendations for the implementation of the design. To do so, it was necessary to collect, review and update both geological and geotechnical information.

The review of the new geological and geotechnical information collected from exposed slope mapping and geotechnical logging of oriented geological and geotechnical drilling

allowed a review and update of the structural model, in which 2 main structural domains were identified, as well as an update of the geotechnical model where 9 main geotechnical units are identified.

The Santa Rosa pit is located within a rock mass of poor to average geotechnical quality. The stability and safety of the benches is governed by the behavior of intermediate and minor discontinuities or joint sets. To determine the design parameters at the bench scale, an analysis based on the treatment of intermediate and minor discontinuity systems must be performed.

The height of the bench (H_b) will generally be determined by operational parameters and to define the angle of the bench (β), a sensitivity analysis is performed for different values of (β). This analysis consists of determining the reliability of each one, where the reliability is the product of the probability that the potential mechanisms of faults when emerging in the wall of the bench and compromise a significant volume. In addition, as an acceptability criterion, it has been considered to preserve more than 2/3 of the height of the bench, or that the minor discontinuity systems affect less than 1/3 of the height of the bench.

The berm width is determined by adjusting the modified Ritchie, Ryan & Pryor and Gibbs criteria with rockfall retention simulation scenarios using RocFall and Rocslope software from Rocscience, which allowed to define the width required to retain a certain percentage of rock fall is defined and that meets the acceptability criterion that is taken as a guide for this work, considering the height of the bench and the bench face angle.

According to the results of this analysis, the reliability of the bench face angles generally meet the criteria, which correspond to values greater than or equal to 65%, with retention capacities above 80%. According to the bench berm reliability analysis, the implementation of optimized design parameters with a bench face of 75°, a bench height of 10 m and a berm width (bench width) of 5.5 m

Keywords — Bench, reliability, retention, stability.

Tabla de Contenido

	Pág.
Resumen	v
Abstract	viii
Introducción	xviii
Capítulo I. Parte introductoria del trabajo	1
1.1 Definición del problema	1
1.2 Formulación del problema	1
1.3 Objetivos	1
1.3.1 Objetivo general	1
1.3.2 Objetivos específicos.....	2
1.4 Hipótesis	3
1.4.1 Hipótesis general.....	3
1.4.2 Hipótesis específica.....	3
1.5 Metodología	3
Capitulo II. Marco teórico y conceptual	6
2.1 Terminología de minería a tajo abierto y pared del tajo	6
2.2 Modelo geotécnico	7
2.3 Modelo de macizo rocoso.....	8
2.3.1 Criterio de falla y resistencia del macizo rocoso	8
2.3.2 Resistencia de discontinuidades.....	12
2.3.3 Anisotropía	20
2.3.4 Métodos de clasificación del macizo rocoso	26
2.4 Mecanismos de falla.....	35
2.4.1 Fallas sin control estructural	36
2.4.2 Fallas por control estructural	36
2.5 Elementos y técnicas de diseño de taludes en tajo abierto.....	41
2.5.1 Técnicas de diseño a escala banco.....	42

2.5.2	Técnicas de diseño a escala interrampa y global	46
2.6	Voladura de rocas	59
2.6.1	Técnicas de voladura	59
2.6.2	Incorporación de daño por voladura en el diseño de taludes	62
2.7	Incertidumbre y confiabilidad en el diseño de taludes	66
2.7.1	Incertidumbre en geotecnia	66
2.7.2	Confiabilidad	67
Capítulo III. Desarrollo del trabajo de investigación		72
3.1	Modelo geológico	72
3.1.1	Contexto geológico regional	72
3.1.2	Revisión y actualización del modelo geológico local	74
3.1.3	Modelo litológico	75
3.1.4	Modelo de alteración	78
3.2	Modelo hidrogeológico	80
3.3	Modelo de peligro sísmico	81
3.4	Modelo de cavidades	82
3.5	Revisión y actualización del modelo estructural	83
3.5.1	Revisión de dominios estructurales	85
3.6	Revisión y actualización de las unidades geotécnicas	87
3.6.1	Modelo de calidad del macizo rocoso	87
Capítulo IV. Análisis e interpretación de resultados		95
4.1	Criterios de aceptabilidad de diseño de taludes en tajo abierto	95
4.2	Análisis a escala banco-berma	96
4.2.1	Metodología de trabajo	96
4.3	Análisis a escala interrampa y global	106
4.3.1	Consideraciones generales	107
4.3.2	Resultados del análisis a geometría de diseño	111
4.4	Análisis de riesgos geotécnicos	112

4.4.1 Peligros identificados.....	113
4.4.2 Evaluación de riesgos	115
4.4.3 Medidas de mitigación.....	115
Conclusiones	118
Recomendaciones	120
Referencias bibliográficas.....	122
Anexos	126

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1 : Ecuaciones empíricas usando GSI.....	11
Tabla 2 : Correlación entre RQD y calidad de la roca	27
Tabla 3 : Rangos de valores para RMR ₇₆ y RMR ₈₉	30
Tabla 4 : Clasificación de Barton (1974) para macizos rocosos	33
Tabla 5 : Métodos de análisis de estabilidad de taludes	47
Tabla 6 : Condiciones de equilibrio estático	51
Tabla 7 : Métodos numéricos de análisis de estabilidad de taludes	53
Tabla 8 : Comparación de métodos de análisis numérico y equilibrio límite	54
Tabla 9 : Métodos convencionales de análisis de estabilidad	55
Tabla 10: Correlación del método de análisis con la certeza de los datos y complejidad .	56
Tabla 11: Metodologías utilizadas en la modelación de taludes.....	56
Tabla 12: Resumen de los métodos de análisis de estabilidad de taludes en suelos	58
Tabla 13: Guía para estimar el espesor(T) de la zona de perturbada	65
Tabla 14: Probabilidades que el factor de seguridad sea menor que 1.0, basado en una distribución normal del factor de seguridad	69
Tabla 15: Probabilidades que el factor de seguridad sea menor que 1.0, basado en una distribución logonormal del factor de seguridad.....	70
Tabla 16: Probabilidades que el factor de seguridad sea menor que 1.0, basado en una distribución normal del factor de seguridad	71
Tabla 17: Familias de estructuras para cada dominio	86
Tabla 18: Clasificación del macizo rocoso en la fase 3 del tajo Santa Rosa	91
Tabla 19: Ensayos de laboratorio de la roca intacta.....	92
Tabla 20: Propiedades resistentes considerada para cada unidad geotécnica.	93
Tabla 21: Propiedades de discontinuidades.....	94
Tabla 22: Criterio de aceptabilidad para el análisis por equilibrio límite y esfuerzo deformación	95

Tabla 23: Sistemas predominantes de discontinuidades menores en cada dominio estructural.....	97
Tabla 24: Potenciales mecanismos de inestabilidad	99
Tabla 25: Resumen de confiabilidad de ángulo cara de banco	102
Tabla 26: Coeficiente de restitucion de las paredes de los taludes	105
Tabla 27: Cálculo del ancho de berma.....	105
Tabla 28: Resumen del ancho de berma y capacidad de retención	106
Tabla 29: Resumen de resultados de la estabilidad a geometría de diseño óptimo	112

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1 : Flujograma de la metodología de trabajo.	4
Figura 2 : Terminología de diseño de taludes	6
Figura 3 : Envolvente de rotura del criterio de Hoek-Brown	9
Figura 4 : Ensayo de corte en discontinuidad	14
Figura 5 : Criterio de falla bilineal de Patton.....	15
Figura 6 : Perfiles de rugosidad y valores JRC correspondientes	17
Figura 7 : Gráfico para estimar JRC.....	18
Figura 8 : Resumen de los efectos de escala en los componentes de resistencia al corte de discontinuidades no planas.....	19
Figura 9 : Causas de la anisotropía	20
Figura 10: (a) Muestra transversalmente isotrópica en compresión triaxial. (b) Variación de la resistencia a presión de confinamiento constante	21
Figura 11: Factor de seguridad de un talud de roca de 200 m	22
Figura 12: Representación simplificada del efecto de los puentes de roca	23
Figura 13: Familia de discontinuidades.....	24
Figura 14: Lado izquierdo, rotura plana a través de discontinuidades coplanares y puentes de roca. Lado derecho, definición de la resistencia direccional del macizo rocoso	25
Figura 15: Procedimiento para medir y calcular el RQD.....	28
Figura 16: Sistema de RMR según Bieniawski.....	30
Figura 17: Estimación del GSI basado en la inspección visual de las condiciones geológicas	32
Figura 18: Mecanismos de inestabilidad en taludes.....	35
Figura 19: Condiciones de rotura plana	37
Figura 20: Análisis cinemático de la rotura plana en taludes de roca.....	37
Figura 21: Condiciones para la rotura en cuña.....	38

Figura 22: Análisis cinemático de la rotura en cuña en taludes de roca	39
Figura 23: Condiciones para la rotura por vuelco	40
Figura 24: Análisis cinemático de la rotura por vuelco en taludes de roca	41
Figura 25: Relación entre el ángulo de la cara del banco/el ancho de la berma de captura y entre rampas.....	44
Figura 26: Vista en planta del ancho de una berma de retención.....	45
Figura 27: Relación entre la complejidad de los mecanismos de falla y las técnicas de análisis.....	47
Figura 28: Ábaco de Haines y Terbrugge para determinar el ángulo y la altura global del talud	48
Figura 29: División de la masa deslizando de una rotura circular en rebanadas verticales.....	50
Figura 30: Contexto geomecánico y criterios de aceptabilidad para el diseño de taludes	57
Figura 31: Esquema de voladura con taladros de producción y de contornos en un tajo abierto	61
Figura 32: Guía para estimar el factor de perturbación D	63
Figura 33: Representación esquemática de modelos de talud considerando zona perturbada.....	64
Figura 34: Diagrama que representa zona de daño en un talud.....	65
Figura 35: Vista en planta marco geológico regional y sección representativa yacimiento Cerro de Pasco.....	73
Figura 36: Plano de ubicación de sondajes en el sector VGS, Fase 3	74
Figura 37: Plano de Geología Local y ubicación del proyecto Fase 3	77
Figura 38: Vista en planta con modelo de alteración del yacimiento y alteración en el tajo Santa Rosa.....	79
Figura 39: Cuenca Mantaro, ubicación del Sector Santa Rosa en el tajo Raúl Rojas.....	80
Figura 40: Izquierda: Vista en planta con ubicación de la sección A – A'. Derecha: Sección con ubicación del nivel freático.....	81

Figura 41: Vista en planta del sector Santa Rosa. Derecha: perfiles con proyección de cavidades	83
Figura 42: Modelo de estructuras mayores, Izq. Tajo Raúl Rojas - 2021, Dcha. Tajo Santa Rosa – 2024	84
Figura 43: Proyección estereográfica para discontinuidades menores e intermedias por dominio estructural interceptados en la pared del diseño.....	87
Figura 44: (a) Vista de las secciones geotécnicas. (b) Secciones con sus respectivas unidades geotécnicas	90
Figura 45: Estado de rugosidad y abertura de las discontinuidades en cada dominio estructural	97
Figura 46: Zonificación de taludes para el diseño	98
Figura 47: Confiabilidad del ángulo cara de banco	100
Figura 48: Parámetros de diseño banco - berma	104
Figura 49: Vista en Planta con la ubicación de la sección de análisis de estabilidad	109
Figura 50: Modelo geotécnico para la sección1- 1'	110
Figura 51: Modelo geotécnico para la sección de análisis 2 - 2'	110
Figura 52: Modelo geotécnico para la sección de análisis 3 - 3'	111
Figura 53: Modelo geotécnico para la sección de análisis 4 - 4'	111
Figura 54: Matriz de evaluación de riesgos, Volcan	113
Figura 55: Plano de peligros identificados.....	114
Figura 56: Evaluación de riesgo puro, controles de mitigación y riesgo residual	117

Introducción

El diseño de un talud rocoso tiene un impacto importante en la viabilidad económica, la sostenibilidad a largo plazo y el perfil de seguridad de una operación minera. Los inversores y propietarios esperan diseños que no sólo garanticen un entorno de trabajo seguro, sino que también maximicen el retorno de la inversión. La gobernanza corporativa y las empresas mineras socialmente responsables no son sólo un hecho moderno sino un elemento esencial para garantizar el liderazgo en el mercado. Por lo tanto, la pérdida de reputación debido a la falla de un talud puede tener consecuencias desastrosas para la empresa minera moderna. “Como mínimo, cualquier inestabilidad debe ser manejable. Esto se aplica a todas las escalas de los taludes, desde los bancos individuales hasta los taludes globales” (Read y Stacey, 2009). Por lo tanto, existe un delicado equilibrio entre lograr y maximizar la extracción económica y al mismo tiempo garantizar la estabilidad de los taludes en un entorno de ingeniería desafiante.

En la industria civil, el diseño se centra principalmente en garantizar la confiabilidad y el uso a largo plazo, mientras que en la minería se tienen en cuenta vidas útiles más cortas y niveles más altos de monitoreo. Consecuentemente, esto genera mayores niveles de riesgo y pone énfasis en buenas estrategias de implementación de diseños. Históricamente, el nivel de riesgo dependía del apetito por el riesgo del diseñador o de la empresa minera. Sin embargo, en el 2004 varias empresas mineras internacionales, iniciaron el gran proyecto para diseño de tajo abierto. Este proyecto culminó con la publicación de las pautas de diseño a tajo abierto, en el 2009, en las que se recomiendan criterios de aceptación del diseño de taludes (Read y Stacey, 2009).

Los capítulos 1 y 2 están estructurados para proporcionar información sobre la realidad problemática y la revisión de literatura de caracterización geotécnica del macizo rocoso y técnicas aplicadas para el diseño de taludes en tajos abiertos.

En el capítulo 3, se actualiza el modelo geotécnico que implica revisar y actualizar el modelo estructural, las unidades geotécnicas y modelos de anisotropía.

En el capítulo 4, se realiza los análisis de estabilidad a escala de banco, interrampa y global, también el análisis de riesgos geotécnicos asociados al diseño de optimizado, finalmente se muestra las conclusiones y recomendaciones de disciplina operativa en la construcción de los taludes a geometría de diseño.

Capítulo I. Parte introductoria del trabajo

1.1 Definición del problema

Entre los años 2022 y 2023 se han realizado perforaciones de exploración geológica y geotécnica en el contorno del tajo Raúl Rojas que incluye al tajo Santa Rosa, con la finalidad de entender el comportamiento geotécnico del macizo rocoso, por lo que es necesario integrar toda la información en un modelo geotécnico, y además a fines del año 2023, se llevó a cabo una revisión y optimización del plan de negocios, uno de los aspectos fue la revisión de los parámetros geométricos de los taludes en los sectores de interés, identificándose como oportunidad principal el sector denominado fase 3 del tajo Santa Rosa.

1.2 Formulación del problema

¿Es posible la optimización de los parámetros geométricos (ángulo de cara banco, altura de banco, ancho de banqueteta) de los taludes en la fase 3 en el tajo Santa Rosa?

¿Cuál es el comportamiento de la estabilidad con la optimización de los parámetros de los taludes a escala de banco, interrampa y global con la información actual y disponible?

¿El diseño optimizado cumple con los criterios de aceptabilidad disponibles actualmente en las guías de diseño de taludes de tajo abierto?

1.3 Objetivos

1.3.1 *Objetivo general*

Optimizar el diseño de los taludes de la fase 3 del tajo Santa Rosa y determinar los factores que controlan la estabilidad, asegurando que el diseño de los taludes cumpla con las guías para tajo abierto, con especial atención a los criterios de aceptabilidad y las practicas aceptadas de diseño en tajo abierto, tomando como referencia el “Guidelines for Open Pit Slope Design” (Read & Stacey, 2009) .

1.3.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos a alcanzar son:

- Revisión y actualización del Modelo Estructural.
- Revisión y actualización del modelo de calidad del macizo rocoso.
- Revisión y actualización del modelo geotécnico.
- Determinar los factores que controlan el performance de los bancos en los taludes de la fase 3.
- Definir los dominios geotécnicos para tener en cuenta los factores anteriores, configurando un modelo geotécnico a partir del modelo geológico, estructural, macizo rocoso y del modelo hidrogeológico.
- Realizar un análisis banco – berma para optimizar el ancho de banco para cada uno de los dominios geotécnicos.
 - Evaluar los ángulos de diseño geotécnico a nivel de banco en base a los resultados del análisis cinemático, análisis probabilístico y proyección de caída de rocas con el propósito de buscar reducir la probabilidad de caída de rocas hacia niveles inferiores o rampas operativas.
 - Efectuar el análisis cinemático para determinar la probabilidad de ocurrencia de falla en la fase 3 mediante el uso del software Dips, RocPlane y Swedge.
 - Realizar el análisis probabilístico de caída de bloques de roca, para calcular la capacidad de retención de la berma (ancho de banco) mediante el uso del software RocFall y Rocslope de Rocscience Inc.
- Determinar los ángulos a nivel interrampa y talud global para cada uno de los dominios geotécnicos, que cumplan con el criterio de aceptabilidad en términos de factor de seguridad (FS) y probabilidad de falla (PF), para los cuales se usara el software Slide2 de Rocscience Inc.
- Determinar el comportamiento de estabilidad de los taludes, debido a la existencia de excavaciones subterráneas antiguas.

- Realizar recomendaciones operacionales para la materialización del diseño propuesto con mínimas desviaciones y dar una continuidad operacional segura.

1.4 Hipótesis

1.4.1 Hipótesis general

Es posible optimizar los taludes en la fase 3, con la información geológica y geotécnica actualmente disponible, de tal modo que los resultados de las evaluaciones de optimización y estabilidad cumplan con los criterios de aceptabilidad de diseño geotécnico de taludes de un tajo tomando como referencia el “Guidelines for open Pit Slope Design” (Read & Stacey, 2009).

1.4.2 Hipótesis específica

La optimización de taludes de la fase 3, se relaciona significativamente con la actualización del entendimiento geotécnico del tajo Santa Rosa y el análisis de diseño banco-berma, que se basa en la estimación de la confiabilidad (probabilidad) de lograr un ángulo cara de banco dado y la determinación de un ancho de berma en función de los criterios de aceptabilidad establecidos para este trabajo.

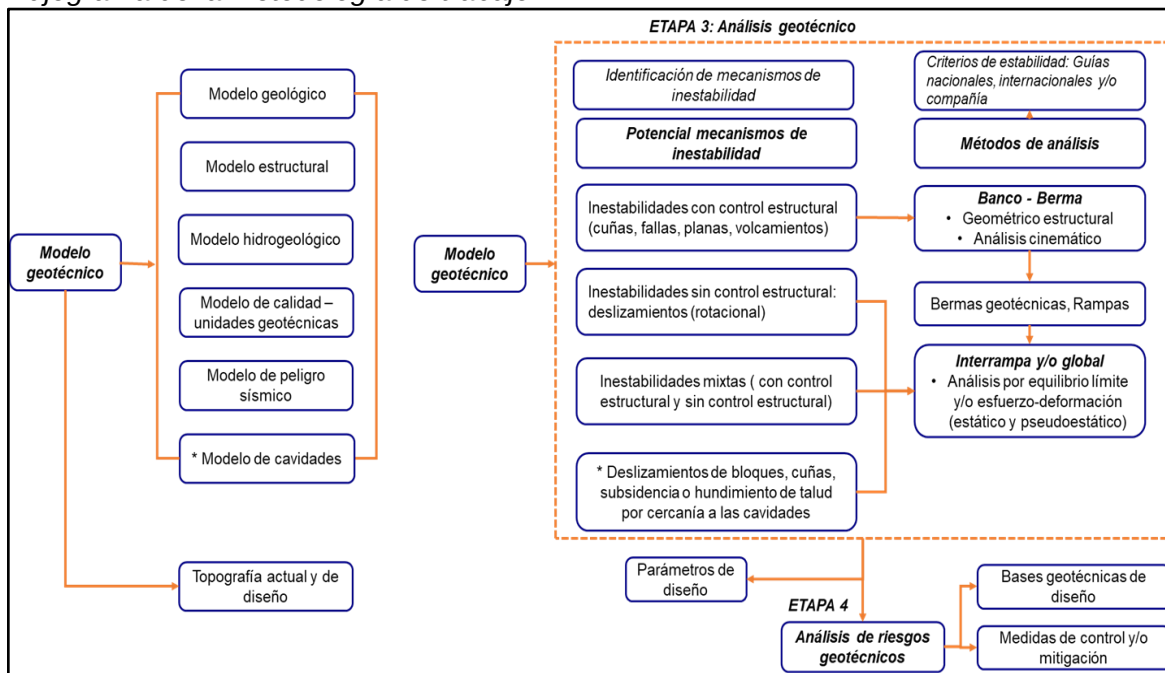
1.5 Metodología

Para cumplir con los objetivos del estudio, se trabajó bajo los lineamientos y estándares de la industria minera (“Guidelines for Open Pit Design” - Read, Stacey, 2009), y aplicando una metodología de trabajo que rescata toda la experiencia del equipo Volcan en el desarrollo de análisis de estabilidad de taludes en tajo abierto.

El estudio se estructuró en 4 etapas de trabajo que son mostradas en la Figura 1

Figura 1

Flujograma de la metodología de trabajo



Fuente: Elaboración propia.

La primera etapa de trabajo se encuentra asociada a la recopilación y revisión de la información disponible para el proyecto fase 3 del tajo Santa Rosa. La recopilación de información en campo está orientada a conocer las características del yacimiento, capturas de información, e identificar aspectos geológicos - geotécnicos relevantes.

En una segunda etapa, se interpreta toda la información base y se construye un modelo geotécnico representativo del sector que incluye la fase 3 del tajo Santa Rosa. Este modelo es una representación simplificada de las características geológicas y geotécnicas del macizo rocoso, y permite definir unidades geotécnicas o unidades de similar comportamiento ante la excavación minera. El modelo se encuentra construido por los siguientes submodelos: geológico (litología y alteración), estructural, hidrogeológico, calidad de macizo rocoso, peligro sísmico y cavidades. Como producto resultante se construyen 4 secciones 2D, representativas de las condiciones geotécnicas del sector, que son utilizadas como inputs para el desarrollo de los análisis de estabilidad.

Posteriormente, en una tercera etapa se realizan los análisis geotécnicos, a través de un análisis geométrico-estructural y técnicas de equilibrio límite. El análisis geométrico-

estructural corresponde a un análisis cualitativo, que tienen por objetivo identificar peligros geotécnicos, a través de la ubicación y dimensionamiento de potenciales mecanismos de inestabilidad, como resultado de superponer las condiciones geotécnicas y estructurales sobre la geometría actual del sector. El análisis de equilibrio límite permite evaluar mecanismos de inestabilidad controlados por calidad del macizo rocoso y mixto (macizo rocoso y estructuras), mientras que el análisis de esfuerzo deformación, está orientado a identificar la susceptibilidad de la infraestructura minera ante deformaciones críticas por presencia de labores subterráneas. Para el desarrollo de estos análisis se utilizó el software Slide2, utilizando como secciones de análisis, aquellas construidas para representar el modelo geotécnico.

En una etapa final, se realiza un análisis de riesgo geotécnico, que tiene por propósito la evaluación de zonas potencialmente inestables para el proyecto fase 3, a través de la zonificación del macizo rocoso, y la aplicación de una matriz de riesgo geotécnico. Finalmente se establecen bases geotécnicas de diseño, y se entregan recomendaciones geotécnicas orientadas a mitigar y controlar los potenciales peligros identificados.

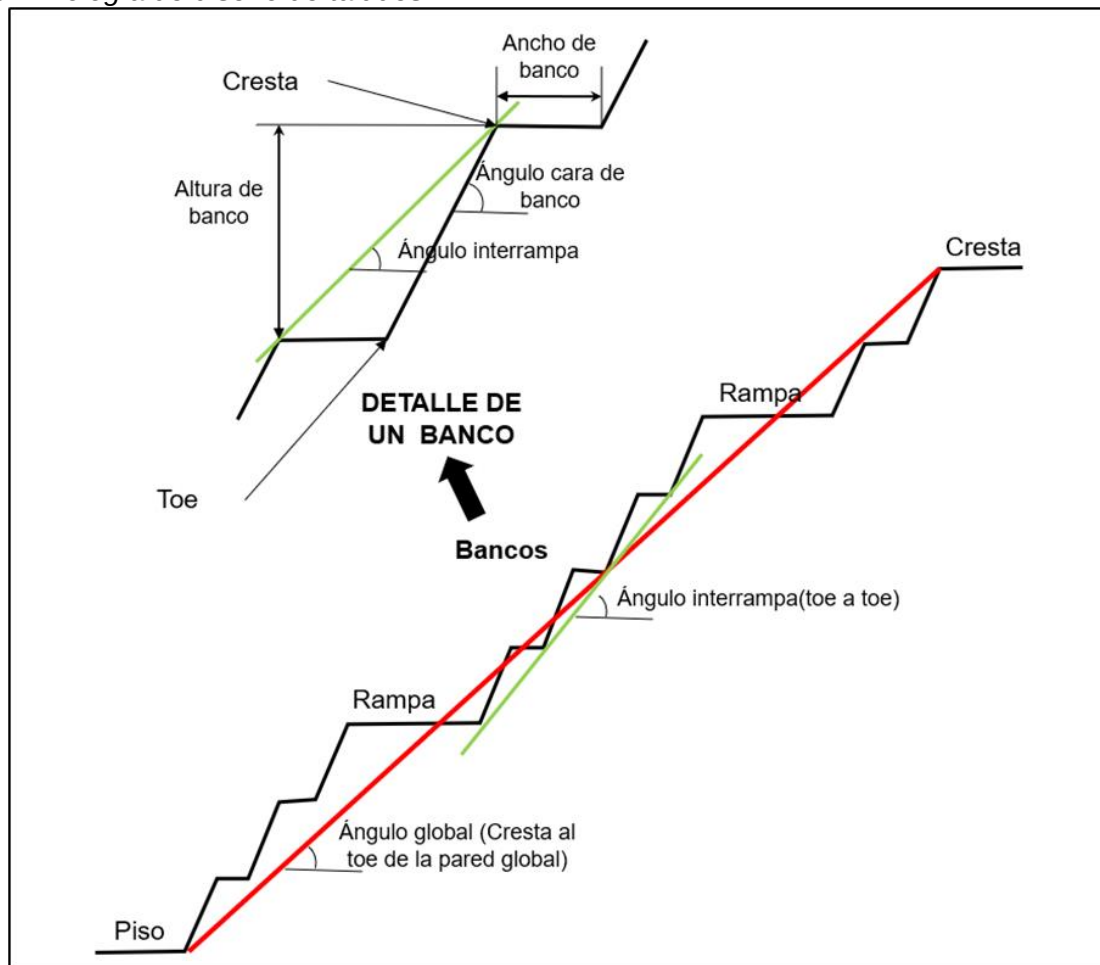
Capítulo II. Marco teórico y conceptual

2.1 Terminología de minería a tajo abierto y pared del tajo

Un tajo abierto (open pit) consta de varios componentes (bancos, rampas, paquetes de bancos, bermas geotécnicas, etc.) que en combinación forman el talud general o la pared del tajo.

Figura 2

Terminología de diseño de taludes



Fuente: Adaptada de Read & Stacy, 2009.

Tal como se muestra en la Figura 2, los principales componentes geométricos de un talud minero son:

Ángulo caro de banco: Corresponde al ángulo que es formado entre el plano horizontal y la pared del banco.

Altura de banco: Es la altura que típicamente debe adaptarse a las características del equipo de carguío que operará en la mina (Hustrulid, Kuchta, & Martín, 2013)

Ancho de banco: También se le conoce como berma; es la distancia medida entre el toe y la cresta del banco. Es el área plana entre las caras del banco utilizada para la captación de caída de rocas.

Ángulo inter-rampa: Es el ángulo entre la horizontal y la línea que une los toes o crestas de dos o más bancos consecutivos. Mientras que el ángulo global del talud se mide desde el toe hasta la cresta del pit.

Ancho de rampa: Corresponde al ancho del camino por donde circularán los equipos de transporte.

Paquete de bancos: Grupo de bancos entre rampas o entre bermas más amplias dejadas para fines Geotécnicos.

Todos los parámetros anteriores están determinados por el Diseño Geotécnico. Así ya es evidente que existen tres escalas de diseño geotécnico para un tajo: Banco, Inter-rampa y escala global.

2.2 E

Los modelos geotécnicos se generan durante la investigación del sitio y las fases de minado minería con el fin de caracterizar el macizo rocoso para el diseño geotécnico y el análisis de estabilidad de los taludes.

Un modelo de Dominio Geotécnico consta de los siguientes componentes o submodelos:

Modelo geológico: El modelo geológico presenta una distribución tridimensional de los tipos de rocas que estarán expuestas o interceptadas durante las operaciones mineras. Las categorías de tipos de materiales pueden relacionarse no solo con la litología, sino también con el grado y tipo de alteración, que puede cambiar significativamente las propiedades del material, ya sea de manera positiva (silificación) o negativa (argilización) (Read & Stacey, 2009).

Modelo estructural: El propósito del modelo estructural es describir la orientación y distribución espacial de los defectos estructurales, como juntas y fallas, que probablemente influyan en la estabilidad de la excavación.

Modelo de macizo rocoso: El modelo de macizo rocoso representa todas las propiedades geomecánicas (por ejemplo, resistencia de los defectos estructurales, resistencia de la roca intacta y clasificación del macizo rocoso) de las diversas unidades/dominios geotécnicos y necesita un modelo geológico y estructural como marco.

Modelo hidrológico: La presión de los poros del agua subterránea puede tener efectos negativos significativos en la estabilidad de una excavación o talud rocoso. Este modelo incluye las propiedades hidrológicas relevantes y presiones de poro en las cercanías del proyecto, las cuales tendrán un impacto en el diseño de la excavación.

El trabajo geológico, hidrogeológico y estructural se describe en detalle en otras secciones de este proyecto. Por lo tanto, en esta sección sólo se analizan los detalles del modelo de macizo rocoso.

2.3 Modelo de macizo rocoso.

2.3.1 Criterio de falla y resistencia del macizo rocoso

El criterio de resistencia de Hoek-Brown se desarrolló por primera vez en 1980 (Hoek & Brown, 1980a, 1980b). para el diseño de excavaciones subterráneas en roca dura. El criterio se deriva de los resultados de una investigación sobre la rotura frágil de rocas intactas. Desde el inicio surgieron complicaciones en el uso del criterio, ya que muchos problemas estaban relacionados con problemas de estabilidad de taludes que se trataban convenientemente en términos de esfuerzos cortantes y normales en lugar de las relaciones de esfuerzos principales del criterio original de Hoek-Brown (Hoek, Carranza-Torres, & Corkun, 2002) . Originalmente el criterio se escribió como la ecuación (1), la cual se formuló con los resultados de una serie de ensayos triaxiales en rocas intactas:

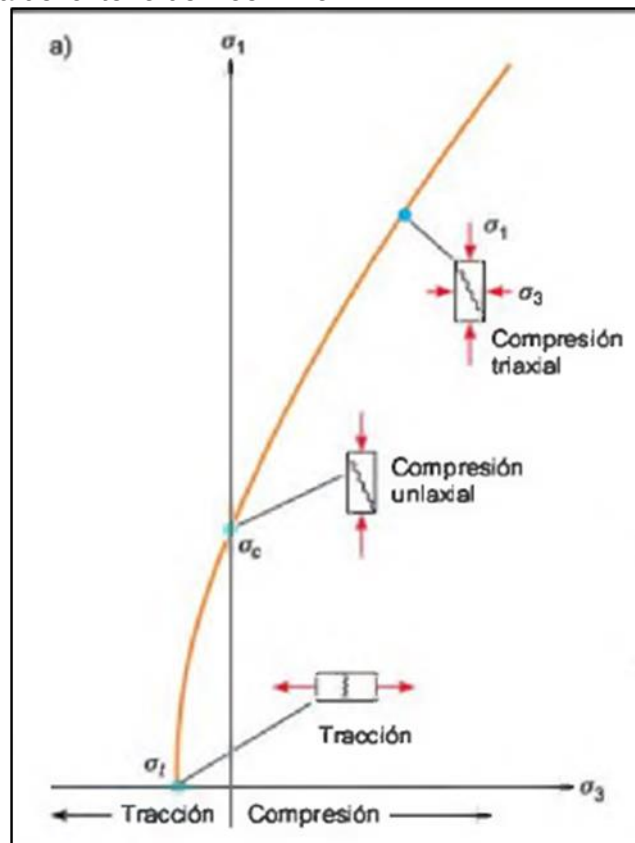
$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \dots\dots\dots (1)$$

La ecuación contiene dos propiedades de la roca intacta: σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y la constante m_i de la roca intacta. Los valores de m_i dependen de muchos factores, como el tamaño de los granos y la composición mineral. Para obtener el mejor ajuste de la envolvente de falla de una roca, los valores de m_i deben calcularse a partir de datos triaxiales utilizando análisis de regresión (Zou & Shen, 2020). Los ensayos triaxiales deben realizarse según los criterios sugeridos por el ISRM (Ulusay, 2015).

En la Figura 3, se muestra la envolvente del criterio de falla de Hoek- Brown en el espacio de esfuerzos principales para la roca intacta.

Figura 3

Envolvente de rotura del criterio de Hoek-Brown



Nota: Envolvente de rotura del criterio de Hoek-Brown en función de los esfuerzos principales.
Fuente: Vallejo 2004.

Posteriormente el criterio sufrió varios cambios con la modificación final denominado “criterio generalizado de Hoek- Brown” (Hoek, Carranza-Torres, & Corkun, 2002) para la estimación de la resistencia del macizo rocoso se expresa de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \dots\dots\dots (2)$$

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right) \dots\dots\dots (3)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right) \dots\dots\dots (4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \dots\dots\dots (5)$$

Donde, m_b , s y a son los parámetros de entrada que pueden estimarse a partir del índice de resistencia geológica (GSI), el factor de perturbación D y la constante m_i de roca intacta.

El factor de perturbación tiene en cuenta el daño por explosión o la relajación de esfuerzos, varía desde $D = 0$ para roca no perturbada hasta $D = 1$ para roca muy perturbada.

Las propiedades del macizo rocoso, como la resistencia a la compresión uniaxial σ_{cm} , el módulo de deformación E_m y los parámetros de resistencia al corte, cohesión c y ángulo de fricción φ , son los parámetros más representativos para describir el comportamiento mecánico de los macizos rocosos.

Se aplica ampliamente en el modelado numérico de proyectos de ingeniería de rocas donde se requiere el análisis del desplazamiento y la distribución de esfuerzos para caracterizar el comportamiento del macizo rocoso.

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso se obtiene a partir del criterio HB, haciendo $\sigma_3 = 0$ en la ecuación 2, resultando la siguiente expresión:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} s^a \dots\dots\dots (6)$$

Y la resistencia a la tracción es:

$$\sigma_{tm} = -s \frac{\sigma_{ci}}{m_b} \dots \dots \dots (7)$$

La ecuación 7, se obtiene haciendo $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_{tm}$, esto representa una condición de tensión biaxial. En 1983 Hoek demostró que, para materiales frágiles, la resistencia a la tracción uniaxial es igual a la resistencia a la tracción biaxial (Zou & Shen, 2020).

El módulo de deformación del macizo rocoso depende de las propiedades tanto de la roca intacta como de las discontinuidades dentro del macizo rocoso. Existe un gran número de ecuaciones empíricas que permiten escalamiento o la estimación del módulo de deformación del macizo rocoso, ver Tabla 1.

Tabla 1

Ecuaciones empíricas usando GSI

AUTORES	ECUACIONES
Hoek and Brown (1997)	$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10 \left(\frac{GSI - 10}{40} \right)$
Hoek et al. (2022)	$E_m = (1 - 0.5D) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10 \left(\frac{GSI - 10}{40} \right); \sigma_{ci} \leq 100MPa$
	$E_m = (1 - 0.5D) 10 \left(\frac{GSI - 10}{40} \right); \sigma_{ci} > 100MP$
Hoek and Diederichs (2006)	$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - 0.5D}{1 + e \left(\frac{60 + 15D - GSI}{11} \right)} \right)$
Hoek and Dierechis (2006)	$E_m(MPa) = 10^5 \left(\frac{1 - 0.5D}{1 + e \left(\frac{75 + 25D - GSI}{11} \right)} \right)$

Nota: Ecuaciones empíricas usando GSI para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso
Fuente: Zou & Shen, 2020

Debido que muchos programas de software geotécnicos están escritos en términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb, a veces es necesario determinar ángulos de fricción y resistencias de cohesión equivalentes cada macizo rocoso y rango de esfuerzos. Esto se hace realizando un ajuste lineal promedio a la curva generada por la ecuación 2, para un

rango de valores de esfuerzos principales menores definidos por $\sigma_{tm} < \sigma_3 < \sigma_{3max}$, ver los detalles en (Hoek E. , Practical rock engineering, 2007).

La situación de determinar el valor apropiado de σ_{3max} depende la aplicación específica (Wyllie & Mah, 2018). En el caso de taludes se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \dots\dots\dots (8)$$

Donde:

$$\sigma'_{cm} = \frac{\sigma_{ci}(m_b+4s-a(m_b-8s))\left(\frac{m_b}{4}+s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \dots\dots\dots (9)$$

2.3.2 Resistencia de discontinuidades

Todos los macizos rocosos contienen discontinuidades como planos de estratificación, juntas, zonas de cizalla y fallas formando sistemas de bloques de roca. A poca profundidad, donde las tensiones son bajas, la falla del material rocoso intacto es mínima, sin embargo, el comportamiento de deslizamientos del macizo rocoso está controlado por las características las discontinuidades. Para analizar la estabilidad de este sistema de bloques de roca, es necesario comprender los factores que controlan la resistencia al corte de las discontinuidades que separan los bloque (Hoek E. , Practical rock engineering, 2007)

Los factores principales que controlan la resistencia al corte de las discontinuidades son:

- Los esfuerzos normales al plano de corte
- Resistencia y deformabilidad de las paredes
- La condición de rugosidad de las paredes
- La abertura o espesor y tipo y propiedades del relleno
- El grado de alteración de las paredes
- El flujo del agua y grado de saturación del relleno
- Área de contacto entre las paredes
- La orientación del desplazamiento de corte

Hay varios modelos disponibles para predecir la resistencia al corte de una discontinuidad. A continuación, se presentan algunos modelos de resistencia al corte comúnmente referidos.

2.3.2.1 Modelo de Coulomb. La resistencia de las discontinuidades generalmente se expresa como parámetros del criterio de rotura de Mohr-Coulomb (ángulo de fricción y cohesión) y puede medirse mediante ensayos in situ y de resistencia al corte en el laboratorio, evaluaciones de la geometría de la discontinuidad en el terreno o back-análisis de roturas(deslizamientos) por control estructural.

La resistencia al corte de las discontinuidades se puede expresar utilizando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, en el que la resistencia máxima al corte viene dada por:

$$\tau_{max} = c_j + \sigma_n \tan \varphi_j \dots\dots\dots (2.2)$$

donde φ_j y c_j , son el ángulo de fricción y la cohesión de la discontinuidad para la condición de resistencia máxima y σ_n es el valor promedio del esfuerzo efectivo normal que actúa sobre el plano de la estructura, tal como se ilustra en la Figura 2.2. Cuando se ha superado la resistencia máxima y se han producido desplazamientos relevantes en el plano de la estructura, la resistencia al corte viene dada por:

$$\tau_{res} = c_{jres} + \sigma_n \tan \varphi_{jres} \dots\dots\dots (2.3)$$

donde φ_j y c_j , son el ángulo de fricción y la cohesión de la discontinuidad para la condición residual y σ_n es el valor promedio del esfuerzo efectivo normal que actúa sobre el plano de la estructura, tal como se ilustra en la Figura 4 (Hoek E. , Practical rock engineering, 2007)

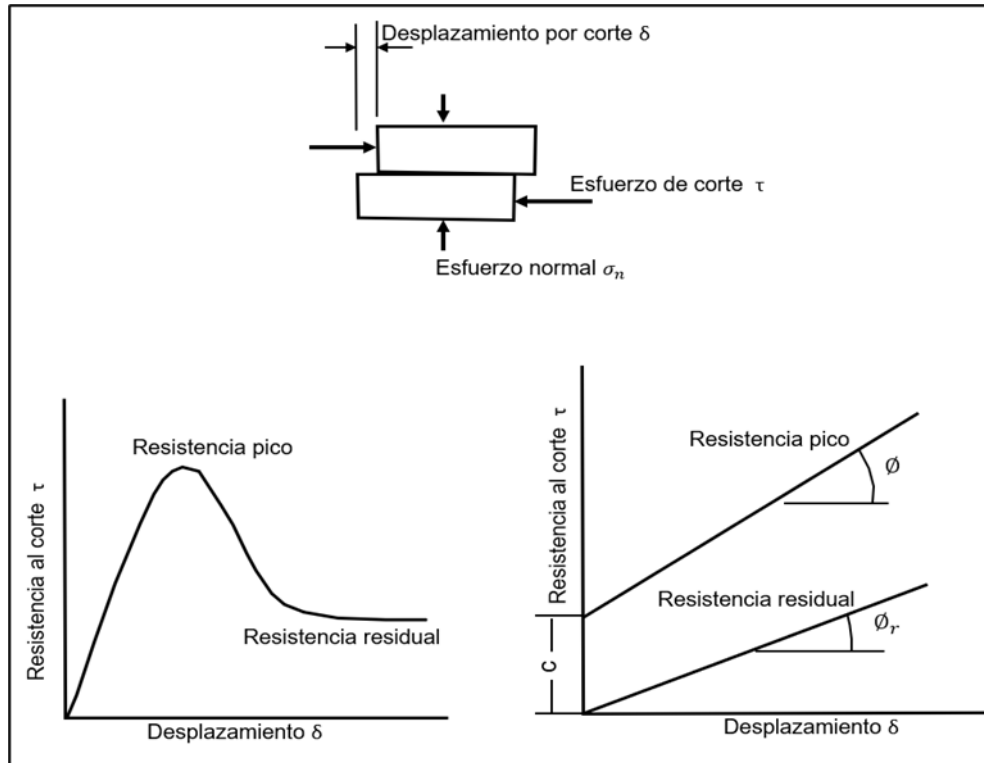
La resistencia al corte residual se puede expresar de manera siguiente:

$$\tau_{res} = \sigma_n \tan \varphi_{jres} \dots\dots\dots (2.4)$$

Como se observa en la Figura 4, en este caso la cohesión será nula, ya que una vez superada la resistencia de pico se pierde el efecto cohesivo del material cementante de la discontinuidad.

Figura 4

Ensayo de corte en discontinuidad



Fuente: Hoek E. , Practical rock engineering, 2007.

Una superficie de discontinuidad en roca dura nunca es tan suave como para determinar el ángulo de fricción básico. Las ondulaciones o rugosidades de la superficie de la discontinuidad tienen influencia significativa en el comportamiento al corte, generalmente la rugosidad aumenta la resistencia al corte de la superficie y este aumento de resistencia es extremadamente importante para la estabilidad de las excavaciones en roca.

(Patton, 1966) y (Barton N. , 1973), propusieron modelos para estimar la resistencia al corte de discontinuidades del macizo rocoso.

2.3.2.2 Modelo de Patton. (Patton, 1966) propuso un modelo de rotura bilineal basado en la influencia de las rugosidades o irregularidades que generalmente presentan las superficies de las discontinuidades, ver Figura 5.

Este modelo bilineal considera dos modos de falla:

La resistencia al corte de las discontinuidades a bajos esfuerzos normales, y se expresa de la manera siguiente:

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_b + i), \text{ si } \sigma_n \leq \sigma_{nr} \dots \dots \dots (2.5)$$

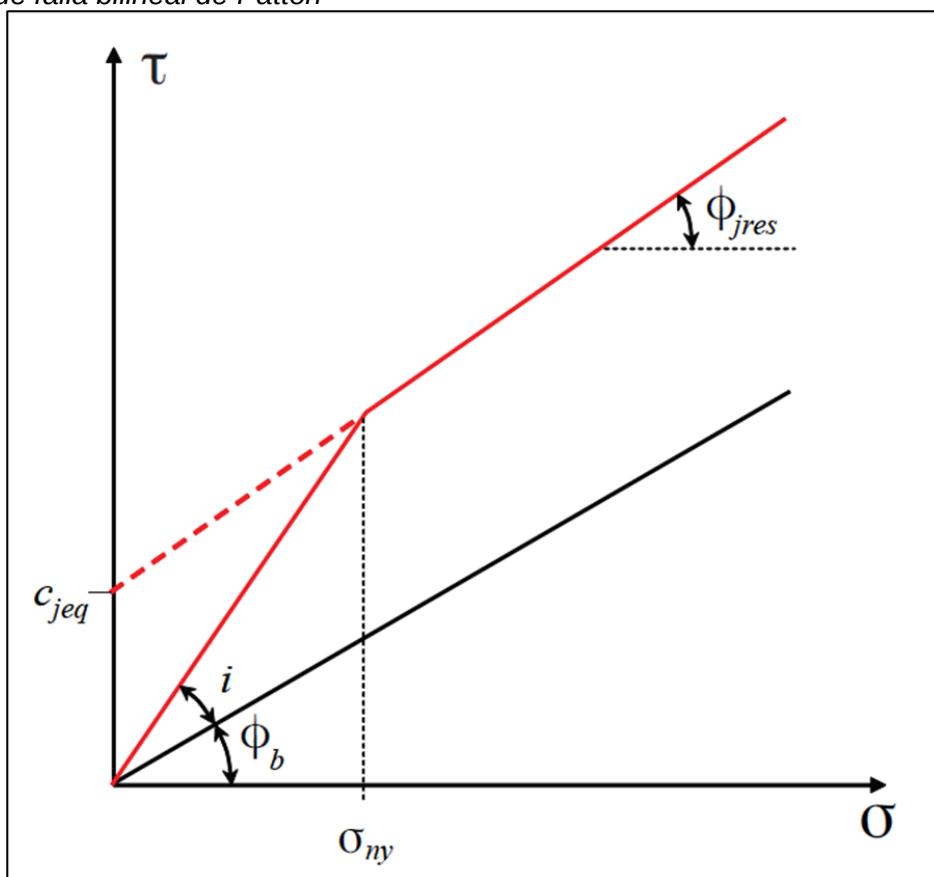
La resistencia al corte a elevadas esfuerzos normales, donde los dientes de rugosidad tenderán a romperse, dando lugar a un comportamiento resistente más relacionado con la resistencia del material de la roca intacta, y se expresa de la siguiente manera.

$$\tau = c_{jeq} + \sigma_n \tan \phi_{jres}, \text{ si } \sigma_n \geq \sigma_{nr} \dots\dots\dots (2.6)$$

Donde i es el ángulo de inclinación de la superficie de falla con respecto de la fuerza cortante o también se conoce como el ángulo de rugosidad cortante y tiene una relevante influencia en el comportamiento geomecánico de las discontinuidades, ϕ_b es el ángulo de fricción básico de la superficie, ϕ_{jres} es el ángulo de fricción residual de la discontinuidad, σ_{nr} es el esfuerzo normal efectivo que causa la rotura de los dientes de la rugosidad y c_{jeq} es la cohesión equivalente para la discontinuidad (Read & Stacey, 2009), tal como se muestra en la Figura 5.

Figura 5

Criterio de falla bilineal de Patton



Nota: Criterio de falla bilineal de Patton para la resistencia al corte de discontinuidades rugosas.
Fuente: Read J. &., 2009.

2.3.2.3 Modelo de Barton – Bandis. Se trata de un modelo empírico no lineal, deducido a partir del análisis detallado del comportamiento resistente de discontinuidades rugosas mediante ensayos de laboratorio, y propusieron que la ecuación que permite estimar la resistencia máxima al corte de las discontinuidades del macizo rocoso, se podía escribir de la forma:

$$\tau_{max} = \sigma_n (JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_b) \dots\dots\dots (2.7)$$

Donde φ_b es el ángulo de fricción básico, JRC es el coeficiente de rugosidad y JCS es la resistencia a la compresión uniaxial de las paredes de la discontinuidad.

Sin embargo, para esta formulación de Barton solo considero discontinuidades de origen geológico y no las discontinuidades modificadas posteriormente por procesos como:

- El paso de soluciones mineralizada que dejan variedades de rellenos que van desde blandos a duros como arcilla, talco, yeso, pirita y cuarzo en las caras de la discontinuidad.
- Eventos tectónicos, por ejemplo, fallas y deformaciones pasticas como foliaciones, escisión pizarrosa y gneissocidad.

La exclusión de los rellenos de las discontinuidades significa que la erosión y la alteración sólo pueden considerarse, si las paredes de la discontinuidad todavía están en contacto directo roca/roca. El efecto neto de esta exclusión significa que el criterio de Barton-Bandis no se puede aplicar a muchos de los entornos geológicos que se encuentran en la ingeniería de taludes. Debido a ello la ecuación (2.7) se puede reescribir como:

$$\tau_{max} = \sigma_n \tan \varphi_j = \sigma_n \tan (\varphi_b + i) \dots\dots\dots (2.8)$$

Donde φ_j es el ángulo de fricción de la discontinuidad y es representada por el ángulo de fricción básico más el ángulo i que depende de la rugosidad de la discontinuidad y de la magnitud del esfuerzo normal relativo a la resistencia de compresión uniaxial de la pared de roca. El ángulo i se calcula mediante la siguiente expresión:

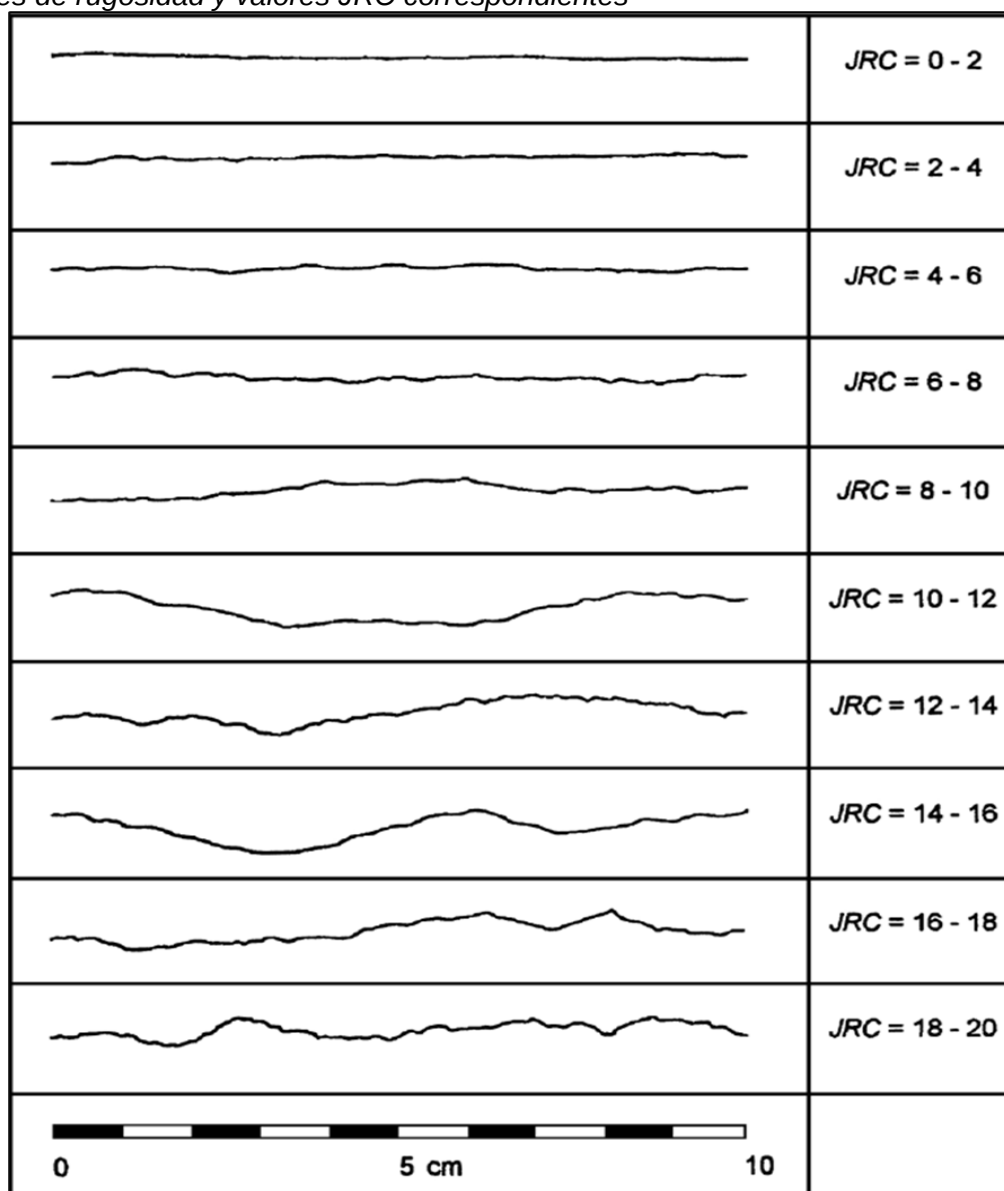
$$i = JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \dots\dots\dots (2.9)$$

El coeficiente de rugosidad, JRC, de la discontinuidad, varía desde 0 para superficies lisas, planas y con lados lisos hasta 20 para superficies rugosas y onduladas. Hay varias formas diferentes de evaluar el JRC:

- Comparando visualmente los perfiles de la superficie de la discontinuidad con perfiles estándares tal como se muestra en la Figura 6, este método se basa en el juicio y la experiencia y puede ser propenso a errores.
- Medición de perfiles de amplitud de irregularidades y cálculo de JRC utilizando el gráfico que se muestra en la Figura 7.

Figura 6

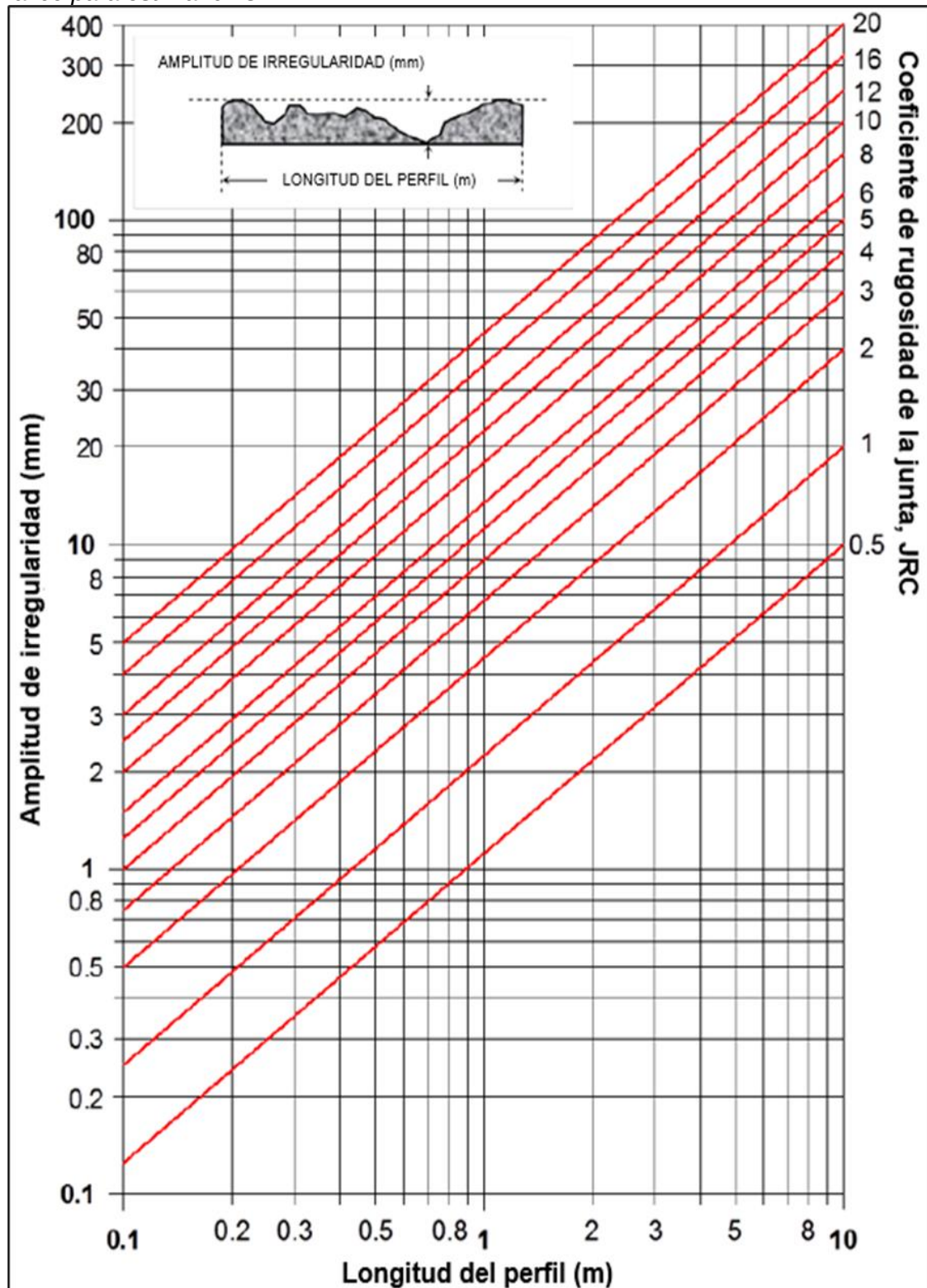
Perfiles de rugosidad y valores JRC correspondientes



Nota: Perfiles de rugosidad y valores JRC correspondientes (Hoek E. , Practical rock engineering, 2007) .

Figura 7

Gráfico para estimar JRC



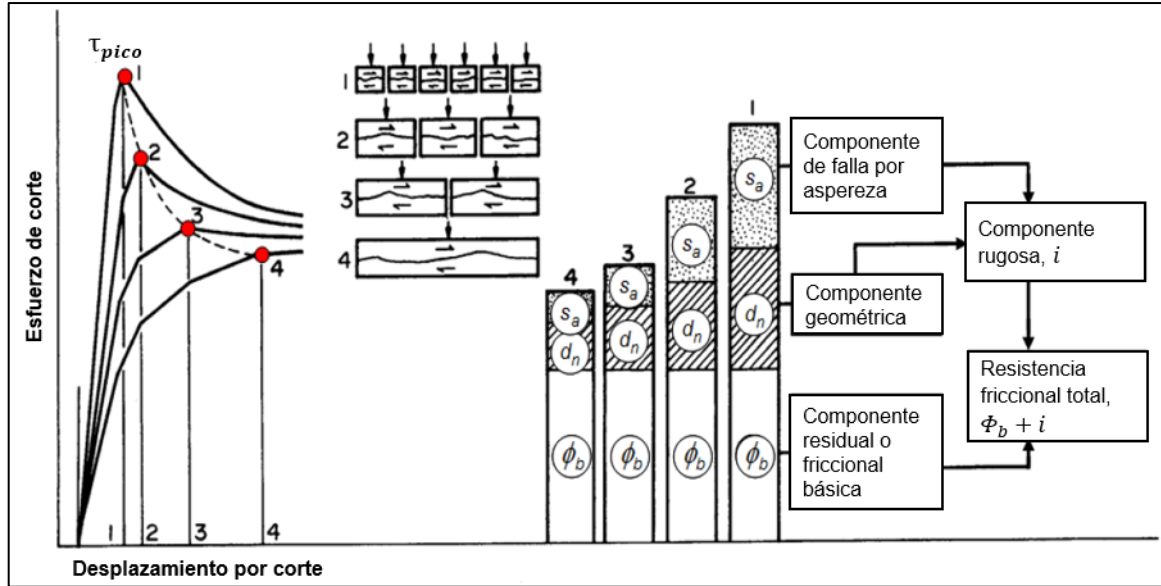
Nota: Gráfico para estimar JRC a partir de la amplitud máxima de las irregularidades y la longitud del perfil
Fuente: Read & Stacy, 2009.

Tanto los valores de JRC como de JCS están influenciados por los efectos de escala y disminuyen a medida que aumenta el tamaño de la discontinuidad. Esto se debe

a que la rugosidad a pequeña escala se vuelve menos significativa en comparación con la longitud de una discontinuidad más larga y, finalmente, las ondulaciones a gran escala tienen más importancia que la rugosidad a pequeña escala (Barton & Bandis, 1982). Ver Figura 8.

Figura 8

Resumen de los efectos de escala en los componentes de resistencia al corte de discontinuidades no planas



Nota: Resumen de los efectos de escala en los componentes de resistencia al corte de discontinuidades no planas. ϕ_b es el ángulo de fricción básica, d_n es el ángulo pico de dilatación, s_a es la resistencia de las asperezas de la superficie, i es el ángulo de rugosidad (Read & Stacey, 2009).

Para tener en cuenta el efecto de escala, (Barton & Bandis, 1982) sugieren reducir los valores de JRC y JCS utilizando las siguientes relaciones empíricas:

$$JRC_F = JRC_O \left(\frac{L_F}{L_O} \right)^{-0.02 JRC_O} \dots \dots \dots (2.10)$$

$$JCS_F = JCS_O \left(\frac{L_F}{L_O} \right)^{-0.03 JRC_O} \dots \dots \dots (2.11)$$

Donde JRC_F y JCS_F son valores de campo, JRC_O y JCS_O son valores de referencia (generalmente referido a una escala en el rango de 10cm a 1m), L_F es el tamaño del bloque en el campo y L_O es la longitud de referencia (generalmente entre 10cm a 1m).

Para estructuras largas pueden producir valores demasiado bajos. Las proporciones $\frac{JCS_F}{JCS_O} < 0.3$ o $\frac{JRC_F}{JRC_O} < 0.5$, deben usarse con precaución a menos que existan muy buenas razones para aceptarlas (Read & Stacey, 2009).

2.3.3 Anisotropía

Los materiales isotrópicos presentan siempre el mismo comportamiento independientemente de la dirección, mientras que en los anisotrópicos las propiedades varían con la dirección.

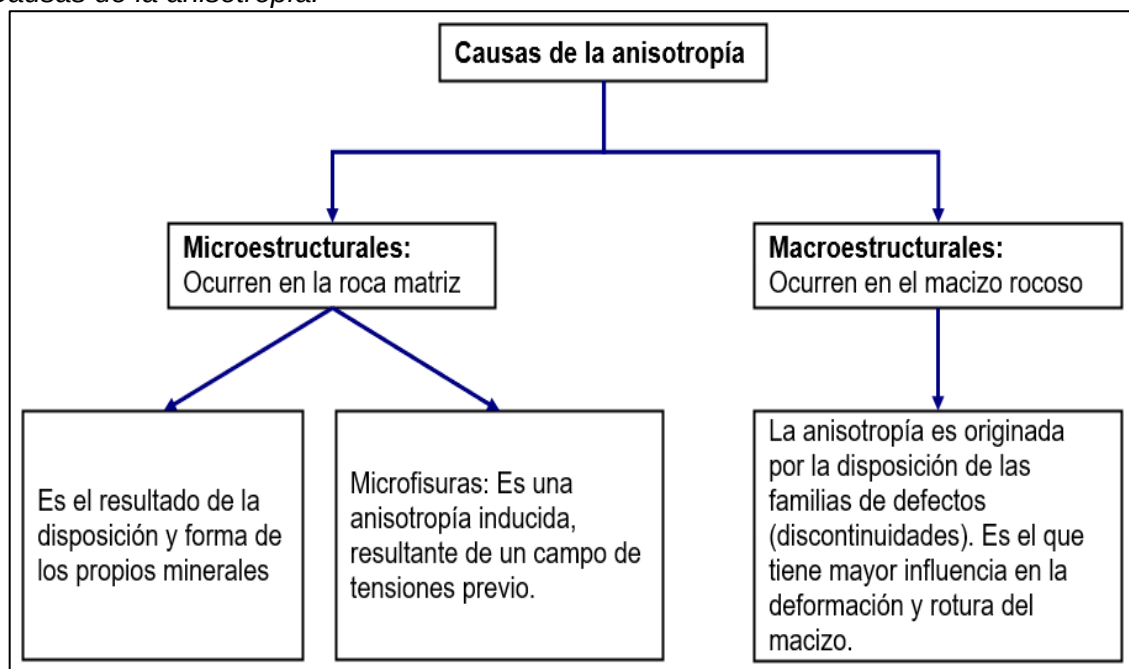
El macizo rocoso tiene comportamiento anisotrópico principalmente a causa de:

- Distribución de los cristales o granos en la roca matriz
- Distribución de microfisuras o fisuras, discontinuidades, planos, fallas, etc., que modifican enormemente su comportamiento de resistencia y deformación, esto es muy frecuente en rocas estratificadas como filitas, pizarras, calizas pizarrosas, lutitas u otras rocas tales como las sedimentarias y volcanoclásticas.

Entre los factores que generan anisotropía en las rocas, se encuentra la estratificación, las fracturas y la foliación en una roca metamórfica.

Figura 9

Causas de la anisotropía.

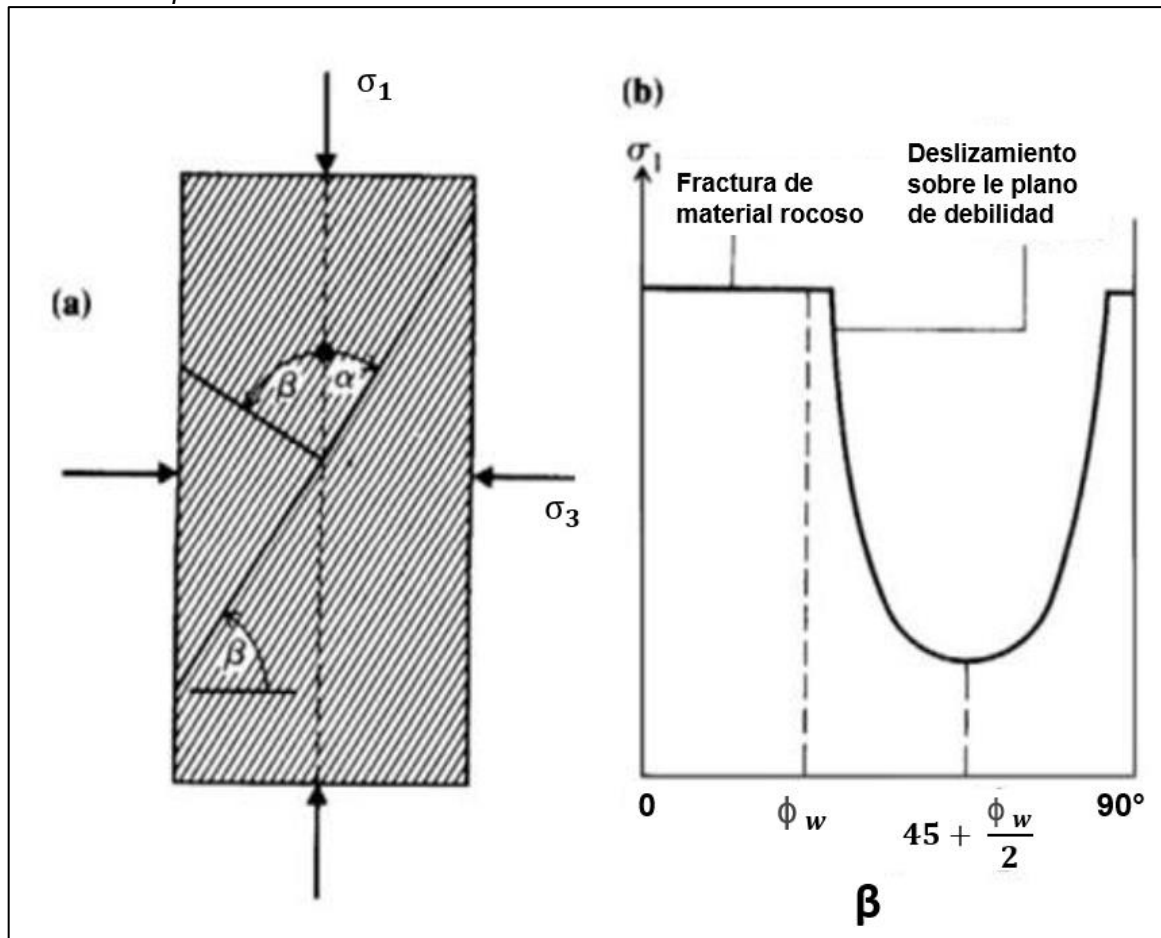


Fuente: Elaboración propia.

(Jaeger, 1960) introdujo una teoría/caso en el que la roca contiene planos de debilidad paralelos y bien definidos cuyas normales están inclinadas en un ángulo β con respecto a la dirección del esfuerzo principal, ver Figura 10.

Figura 10

(a) Muestra transversalmente isotrópica en compresión triaxial. (b) Variación de la resistencia a presión de confinamiento constante



Nota: (a) Muestra transversalmente isotrópica en compresión triaxial. (b) Variación de la resistencia a presión de confinamiento constante en función del ángulo(β) de inclinación de la normal del plano de debilidad respecto al eje de compresión. en este caso en el ángulo de fricción de la debilidad (Brady & Brown, 1985).

Actualmente la anisotropía del macizo rocoso es un fenómeno bien conocido en mecánica de rocas, sin embargo, muchas veces su impacto en el diseño de taludes de tajos abiertos es ignorado o subestimado.

En tajo abierto, para que la anisotropía afecte a la estabilidad del talud a escala interrampa o global, debe existir estructuras sistemáticas (fallas, estratificación, familias de juntas que presenten persistencia significativa) que tenga similar alineamiento con la dirección de buzamiento del talud, es decir, que afloren hacia la pared del tajo.

Cuando hay familias de discontinuidades paralelas o subparalelas al talud, la resistencia al corte del macizo rocoso no puede asumirse como isotrópica, porque el

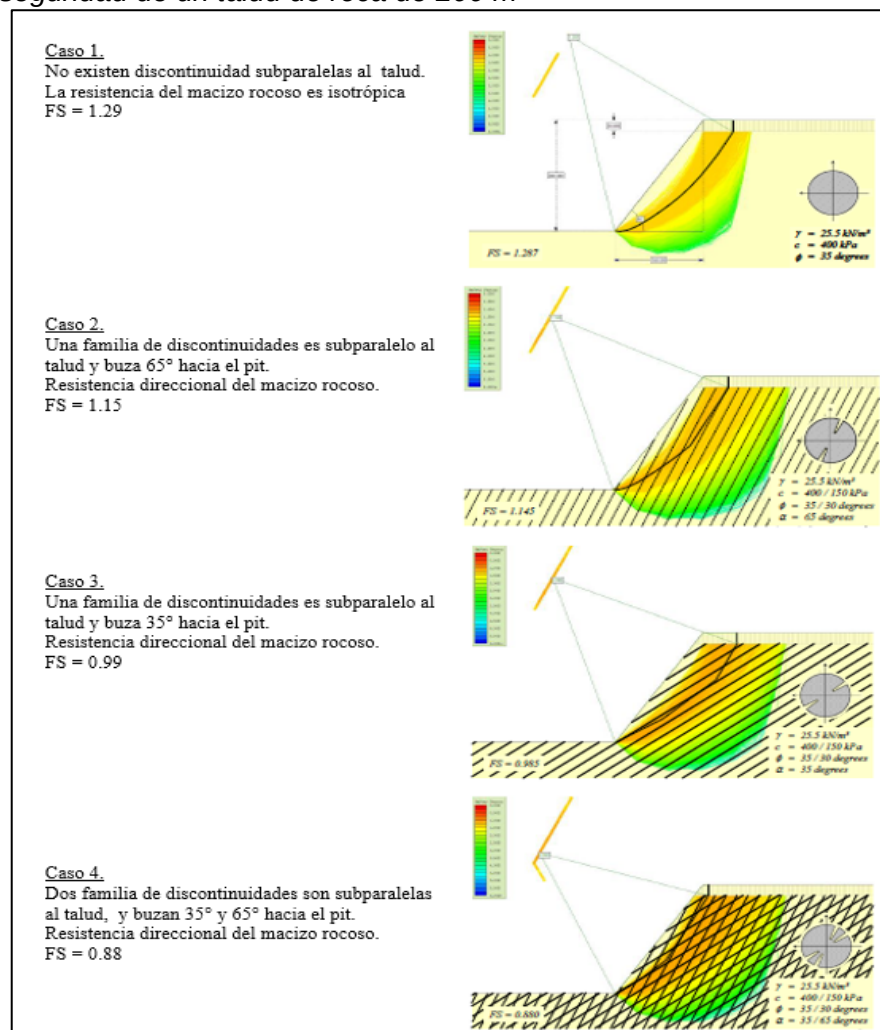
macizo rocoso es más débil en la dirección de estas discontinuidades (Read & Stacey, 2009).

(Karzulovic, 2006) demostró este principio ejecutando varios modelos simplistas en equilibrio límite con una función anisotrópica de resistencia de la roca para cuatro casos:

- Caso 1: Sin anisotropía, ver Figura 11
- Caso 2: Una familia de discontinuidades es subparalela al talud, ver Figura 11
- Caso 3: Una familia de discontinuidades es subparalela al talud y aflora en la cara del talud, ver Figura 11
- Caso 4: Dos familias de juntas subparalelas de las cuales sólo una aflora en la cara del talud. Ver Figura 11

Figura 11

Factor de seguridad de un talud de roca de 200 m



Nota: Factor de seguridad de un talud de roca de 200 m, con una inclinación de 55°, para diferentes condiciones de resistencia del macizo rocoso (Read & Stacey, 2009).

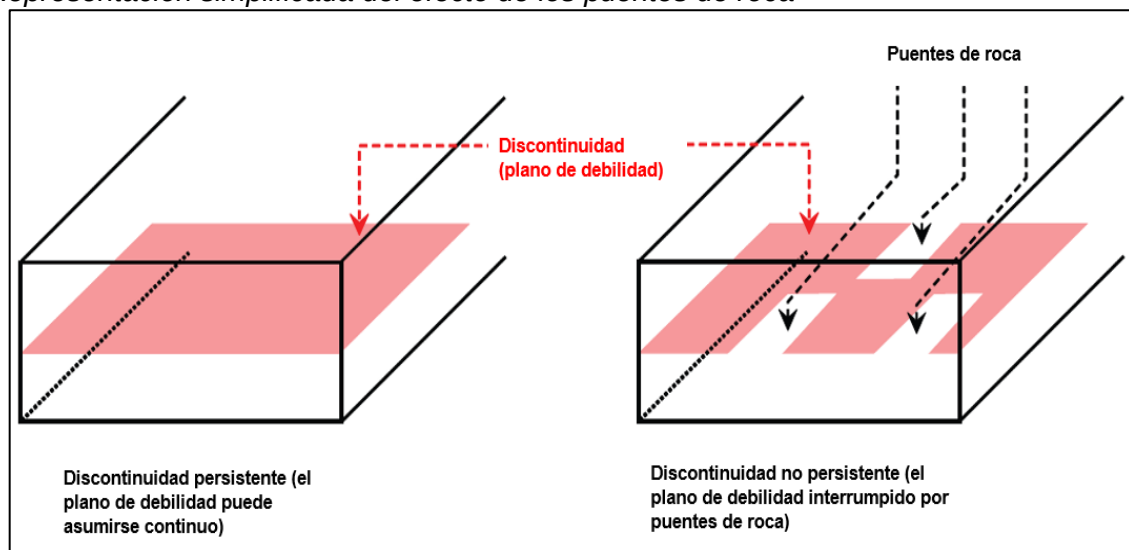
De la Figura 11, queda claro que la resistencia al corte del macizo rocoso es mucho menor en la dirección de las discontinuidades.

Si las discontinuidades son persistentes y se puede asumir que son continuas en el talud que se está estudiando, entonces la resistencia al corte de las discontinuidades se puede evaluar utilizando los procedimientos descritos anteriormente.

Sin embargo, si las discontinuidades no son persistentes y su continuidad se ve interrumpida por puentes de roca, su resistencia al corte aumenta considerablemente. Es decir, si no se toma en cuenta el efecto de los puentes de roca entonces se subestima la resistencia al corte de las discontinuidades (Read & Stacey, 2009). Este concepto se ilustra en la Figura 12.

Figura 12

Representación simplificada del efecto de los puentes de roca

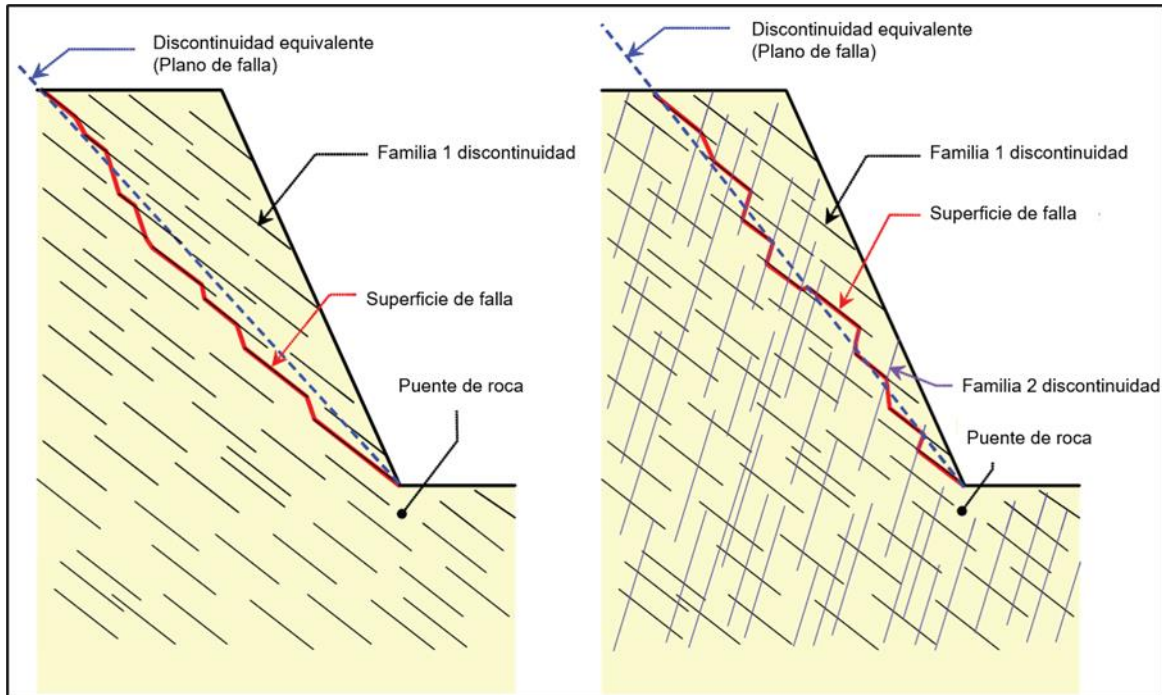


Nota: Representación simplificada del efecto de los puentes de roca; modificado de (Wittke, 1990)

En un talud rocoso con discontinuidades no persistentes, se producirá una superficie de falla escalonada a través de una combinación de discontinuidades y puentes rocosos. La falla escalonada puede configurarse como una discontinuidad equivalente y asignar parámetros equivalentes de resistencia al corte, ver Figura 13.

Figura 13

Familia de discontinuidades



Nota: Al lado izquierdo se muestra una familia de discontinuidades que configura la superficie de falla escalonada y la discontinuidad equivalente para, al lado derecho, se muestra dos familias de discontinuidades no persistentes que configuración de la falla escalonada para taludes de roca (Read & Stacey, 2009).

Para tener en cuenta los puentes de roca, (Jennings, 1972) propuso que los parámetros equivalentes de resistencia al corte dese pueden calcular mediante la expresión siguiente:

$$c_{eq} = (1 - k)c + kc_j \dots \dots \dots (2.12)$$

$$\tan(\varphi_{eq}) = (1 - k)\tan\varphi + k\tan\varphi_j \dots \dots \dots (2.13)$$

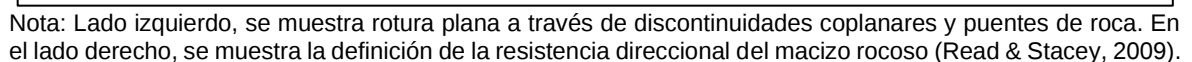
Donde c_{eq} y φ_{eq} son la cohesión y el ángulo de fricción de la discontinuidad equivalente, c y φ son la cohesión y ángulo de fricción de los puentes de roca, c_j y φ_j son la cohesión y el ángulo de fricción de las discontinuidades y k es el coeficiente de continuidad a lo largo del plano de rotura y se obtiene mediante la expresión:

$$k = \frac{\sum l_j}{\sum l_j + \sum l_r} \dots \dots \dots (2.14)$$

Donde l_j y l_r son las longitudes de las discontinuidades y los puentes de roca respectivamente.

Para cada discontinuidad colocada subparalela a la orientación del talud se debe determinar el valor más probable de su buzamiento aparente en la sección del talud, α_a , y la posible variación de este valor, $\Delta\alpha_a$. En la mayoría de los casos en los que se dispone buena cantidad de data estructural, $\Delta\alpha_a$ es de aproximadamente $\pm 5^\circ$, pero cuando los datos son insuficientes, puede ser mucho mayor (Read & Stacey, 2009).

*Lado izquierdo, rotura plana a través de discontinuidades coplanares y puentes de roca.
Lado derecho, definición de la resistencia direccional del macizo rocoso*



25

contienen puentes de roca), en términos de la caída buzamiento más probable de las discontinuidades en la sección del talud, α_a y su probable variación, $\Delta\alpha_a$.

2.3.4 Métodos de clasificación del macizo rocoso

Hasta la actualidad se han desarrollado sistemas de clasificación geotécnica de macizos rocosos, los cuales constituyen procedimientos de calificación de índices de calidad geotécnica del macizo, y de acuerdo a esta calificación o “rating”, clasificarlo según su calidad geotécnica.

Para evaluar la calidad del macizo rocoso se emplean sistemas de clasificación geotécnica que permiten predecir el comportamiento mecánico de un macizo rocoso a partir de la evaluación de diversos parámetros geotécnicos tales como RQD, frecuencia de fracturas, resistencia a la compresión simple, rugosidad, alteración, agua, stress, orientación de diaclasas, etc. A cada parámetro se le asigna un valor, obteniéndose como resultado un índice de calidad, los cuales, en su mayoría, se determinan a partir de observaciones cualitativas, por lo que es de suma relevancia una interpretación correcta de las condiciones en terreno.

Los diferentes sistemas de clasificación varían en los parámetros geotécnicos utilizados y en su evaluación numérica, de manera que cada sistema asigna a un mismo macizo distintos índices de calidad geotécnica. Se presenta a continuación una revisión de los principales sistemas de clasificación de macizo rocoso empleados en minería a cielo abierto, estos corresponden a: RQD, Q-Barton, GSI, RMR, MRMR.

Para este trabajo se usó la clasificación del macizo rocoso desarrollado por Bieniawski (1989).

2.3.4.1 Índice de la calidad de la roca (RQD). El RQD (Rock quality designation) fue desarrollado por Deere en 1964, como un índice de evaluación cuantitativa de la calidad de la roca, basándose en recuperación de testigos en sondajes diamantinas. El RQD se define como el porcentaje de testigos que se recuperan en tramos enteros que tienen como mínimo 10cm de longitud a lo largo de la longitud analizada del sondaje.

$$RQD = \frac{\sum l_i}{l_t} \times 100\% \dots\dots\dots (2.15)$$

Donde:

l_i : longitud de tramos mayores a 10cm.

l_t : longitud del tramo analizado del sondaje.

Para la determinación de RQD, la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) recomienda que los testigos deben ser extraídos con una perforadora diamantina de doble barra con un diámetro de al menos NX (54.7 mm).

Todas las fracturas artificiales deben ignorarse al contar la longitud del testigo para la estimación del RQD. Una velocidad lenta de perforación también permitirá una mejor estimación del RQD.

La relación propuesta por Deere (1968) entre el RQD y la calidad de la roca se muestra en la Tabla 2.

El procedimiento correcto para medir el RQD se muestra en la Figura 15, Para calcular el RQD solamente se incluyen tramos sanos con longitudes mayores o iguales a 10cm.

Tabla 2

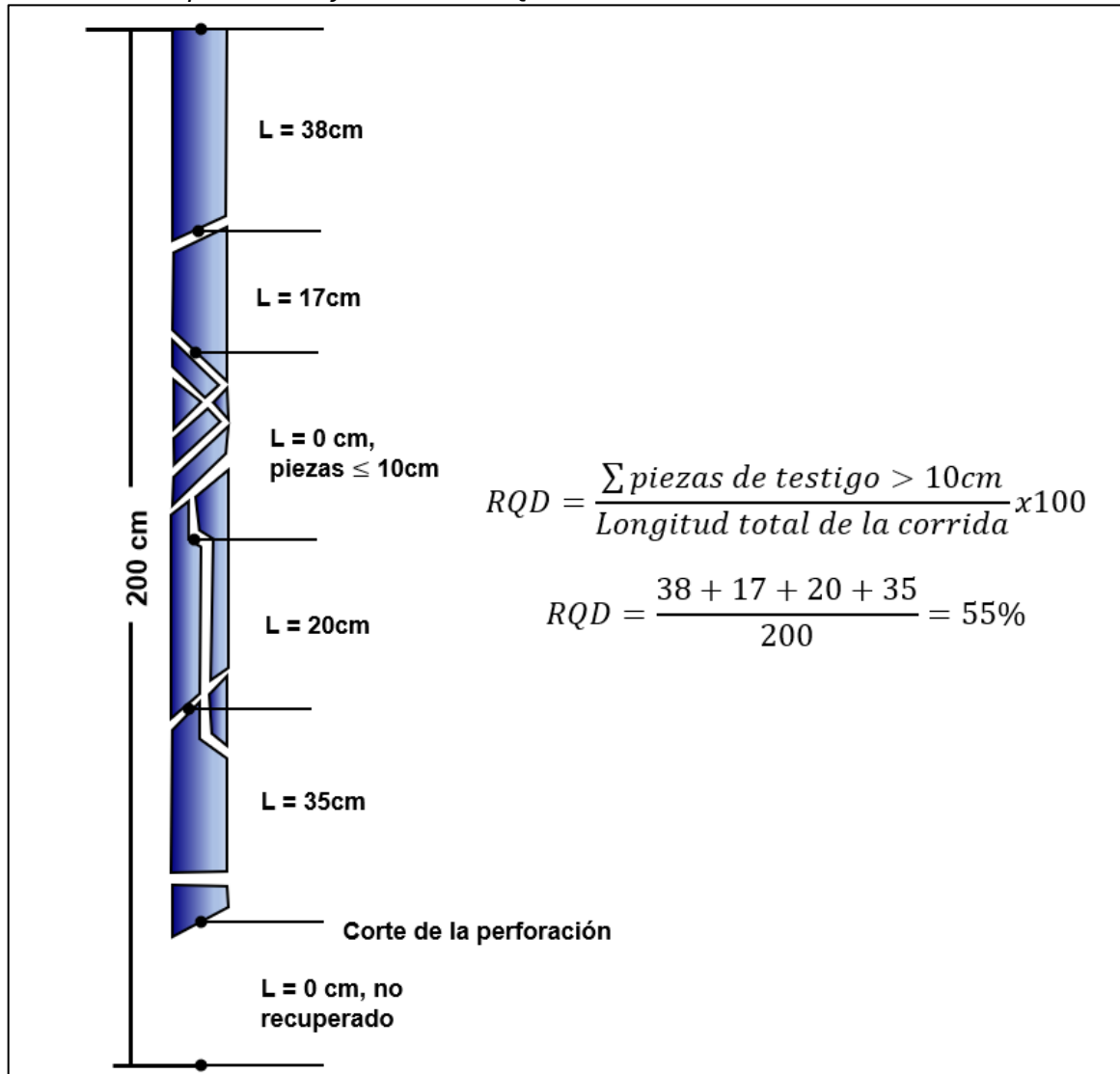
Correlación entre RQD y calidad de la roca

RQD (%)	CALIDAD DE LA ROCA
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy buena

Fuente: Elaboración propia.

Figura 15

Procedimiento para medir y calcular el RQD



Nota: Procedimiento para medir y calcular el RQD (Deere, 1989)

Cuando no se dispone de perforaciones, el RQD puede ser estimado a partir de una línea o área de mapeo, como se describe en las ecuaciones siguientes que son tomadas de (Sing & Goel, 1999):

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.4\lambda + 1) \dots \dots \dots (2.16)$$

Donde:

$$\lambda = \frac{1}{\text{frecuencia de discontinuidades por metro lineal}}$$

Para un área de mapeo el RQD se estima a partir del número de discontinuidades por unidad de volumen. La ecuación se expresa de la siguiente manera (Sing & Goel, 1999):

$$RQD = 115 - 3.3J_v \dots\dots\dots (2.17)$$

Donde:

J_v : Representa el número de discontinuidades por

$$J_v = \sum \frac{1}{S_i}$$

S : Espaciado de las discontinuidades en metros para la familia en análisis.

2.3.4.2 Sistema de clasificación Bieniawski. La clasificación geomecánica o el sistema de clasificación de la masa rocosa (RMR, Rock Mass Rating), fue desarrollado inicialmente en el Consejo Sudafricano de Investigación Científica e Industrial (CSIR) por Bieniawski (1973, sobre la base de sus experiencias en túneles poco profundos en rocas sedimentarias (Sing & Goel, 1999).

La clasificación RMR inicialmente fue desarrollada para valorar la estabilidad de sostenimientos requeridos en túneles, pero ha resultado ser apta para las aplicaciones ingenieriles en estabilidad de taludes en minería a tajo abierto

Para aplicar el sistema de clasificación geomecánica RMR, el área de interés debe dividirse en varias unidades estructurales geológicas, de tal manera, que cada tipo de masa de roca esté representada por una unidad estructural geológica.

La clasificación RMR se configura con seis parámetros (que representan factores causales) que se deben determinar para cada unidad estructural:

- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (UCS).
- Índice de la calidad de la roca (RQD).
- Espaciamiento entre discontinuidades.
- Condición de las discontinuidades.
- Condiciones de filtraciones de agua.
- Orientación de las discontinuidades.

A cada uno de los parámetros se le asigna un valor de acuerdo a la tabla, el RMR se obtiene al sumar estos valores.

Al sumar los cinco primeros parámetros se obtiene el RMR básico.

El siguiente paso es ajustar el RMR básico para lo cual se incluye el sexto parámetro, que se le suele llamar buzamiento y rumbo de las discontinuidades. Esta influencia de orientación de los planos de discontinuidad depende de las aplicaciones ingenieriles tales como minas, túneles, taludes o cimentaciones.

Se debe tener en cuenta que existen dos versiones diferentes para el cálculo del RMR, estas se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3

Rangos de valores para RMR₇₆ y RMR₈₉

PARÁMETRO	RMR76	RMR89
RQD y espaciado de las discontinuidades	8 - 50	8 - 40
Condición de las discontinuidades	0 - 25	0 - 30
Condición de filtraciones de agua	0 - 10	0 - 15

Fuente: Elaboración propia.

Figura 16

Sistema de RMR según Bieniawski.

CERRO EMPRESA ADMINISTRADORA VOLCAN S.A.C.		PROYECTO : SECTOR : COORD. ESTAC. : N: E: Cota: POR : FECHA : HOJA :			
Nº ESTACION		ORIENTACION DE LA CARA RUMBO: BUZAMIENTO: DESDE: HASTA:		TRAMO	
TIPO DE ROCA		FRECUENCIA FRACTURA Nº Fracs. / m.		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)	
A %		B %		VALOR ESTIMADO	
TIPO DE ESTRUCTURAS		TIPO DE RELLENO		CLASE DE MACIZO ROCOSO	
J - Junta		Ox - Oxido		RMR 100 - 81	
Fr - Falla		Ac - Acuña		80 - 61	
E - Estrato		Cb - Carbonatos		60 - 51	
C - Contacto		Bx - Brecha de falla		40 - 31	
GRADO		INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO		30 - 21	
R1		Deleznable con golpe firme con punta de picota de geólogo, se desoncha con cuchilla		20 - 0	
R2		Marcas no profunda al golpe con la punta de picota, Difícil de desonchar con cuchilla		DESCRIPCION	
R3		La roca se rompe con un golpe de picota		I Muy Buena	
R4		La roca se rompe con 2 ó 3 golpes de picota		II Buena	
R5		La roca se rompe con varios golpes de picota		III Regular A	
R6		Golpes de picota solo rompe esquinas en roca		IV Regular B	
				V Muy Mala	

Fuente: Bieniawski (1989), Volcan.

2.3.4.3 Sistema de Clasificación GSI. Hoek y Brown en 1997, introdujeron el Índice de Resistencia Geológica (GSI, Geological Strength Index), para clasificar macizos de rocosos duros y débiles.

La clasificación GSI se basa en una observación cuidadosa del macizo rocoso, y por consiguiente, es esencialmente cualitativa.

Este índice incorpora la estructura del mismo y las características geomecánicas de las superficies de discontinuidad existente en él y se obtiene a partir de un examen visual del macizo rocoso en afloramientos y sondeos.

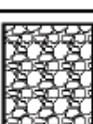
El GSI combina los dos aspectos fundamentales del comportamiento de los macizos rocosos, es decir: su fracturación, o sea, el tamaño y la forma de los bloques, y la resistencia al corte de las discontinuidades (Oyangüren & Monge, 2008) .

Los valores del GSI varían desde 1 hasta 100, los valores próximos a 1 corresponden a macizos rocosos que tienen la superficie muy erosionada, con rellenos blandos en las discontinuidades y con una estructura poco resistente por el alto grado de fragmentación que presenta.

Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, indican macizos de gran calidad pues estos presentan un bajo grado de fragmentación y superficies rugosas sin erosión
Figura 17.

Figura 17

Estimación del GSI basado en la inspección visual de las condiciones geológicas

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICO GSI (Hoek & Marinos, 2000). A partir de la litología, estructura y la condición de superficie de las discontinuidades, se estima el valor promedio de GSI. No intente ser muy preciso. Escoger un rango de 33 a 37 es mas realista que fijar GSI=35. También notar que esta tabla no se aplica a mecanismos de falla controlado por estructuras. Donde se presenten planos estructuralmente débiles en una orientación desfavorable con respecto a la cara de la excavación, estos dominarán el comportamiento del macizo rocoso. La resistencia al corte de las superficies en rocas que son propensas a deteriorarse como resultado de cambios en la humedad, se reducirá cuando exista presencia de agua. Cuando se trabaje con rocas de categoría regular a muy mala, puede moverse hacia la derecha para condiciones húmedas. La presión de poros se maneja con un análisis de esfuerzos efectivos.		CONDICIONES SUPERFICIALES				
ESTRUCTURA		MUY BUENA Muy rugoso, Superficies frescas sin meteorización	BUENO Rugoso, ligeramente meteorizada, superficies con óxido.	REGULAR Lizas, moderadamente meteorizadas y superficies alteradas.	MALA Espejo de falla, altamente meteorizadas con recubrimiento compacto o rellenos o fragmentos	MUY MALA Espejo de falla, superficies altamente meteorizadas con recubrimiento de arcilla suave o rellenos
		DISMINUYE CALIDAD DE SUPERFICIE →				
	Intacta o Masivo: Especímenes de roca intacta o masivo in roca in situ con pocas discontinuidades ampliamente espaciadas.	90			N/A	N/A
	Levemente fracturado: Macizo rocoso no disturbado, muy bien entrelazado, constituido por bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades	80	70			
	Moderadamente Fracturado: Entrelazado, macizo rocoso parcialmente disturbado con bloques angulosos de varias caras formado por 4 o mas familias de discontinuidades		60	50		
	Muy Fracturado/Disturbado/Agrietada: Foleada con bloques angulosos formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Persistencia de planos de estratificación o esquistocidad			40	30	
	Desintegrado: Pobremente entrelazado, macizo altamente fracturado compuesto de una mezcla de pedazos de rocas angulosas y redondeadas				20	
	Foliado/Laminado/Cizallado: Falta de formación de bloques debido al pequeño espaciamento o esquistocidad débil o planos de corte	N/A	N/A			10

Nota: Estimación del GSI basado en la inspección visual de las condiciones geológicas (Marinos and Hoek, 2000).

2.3.4.4 Sistema de Clasificación de Barton. Barton, Lien y Lunde en el Instituto Geotécnico Noruego (NGI) en 1974, Desarrollaron el sistema de clasificación Q del macizo rocoso, sobre la base histórica de aproximadamente 200 casos de túneles y cavernas. Definieron la calidad de la masa rocosa (Q) con los siguientes parámetros:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} x \frac{J_r}{J_a} x \frac{J_w}{SRF} \dots\dots\dots (2.18)$$

Donde:

- RQD: Índice de la calidad de la roca
- J_n : Índice numérico del sistema de discontinuidades
- J_r : Índice numérico del grado de rugosidad de las discontinuidades
- J_a : Índice numérico de la alteración de las discontinuidades
- J_w : Índice de reducción de agua en las discontinuidades
- SRF: Índice del factor de reducción por esfuerzos “Stress reduction factor”

La calidad del macizo rocoso puede tener un rango que va de $Q = 0.001$ a $Q = 1000$ en una escala logarítmica, teniendo una categorización tal como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4

Clasificación de Barton (1974) para macizos rocosos

TIPO DE MACIZO	VALOR DE Q
Excepcionalmente malo	10-3 - 10-2
Extremadamente malo	10-2 - 10-1
Muy malo	10-1 – 1
Malo	1 – 4
Medio	4 – 10
Bueno	10 – 40
Muy bueno	40 – 100
Extremadamente bueno	100 – 400
Excepcionalmente bueno	400 - 1000

Fuente: Elaboración propia.

Se puede considerar que el Índice Q, que representa la calidad del macizo rocoso, está en función de tres condiciones que resultan de la combinación de los parámetros y que aproximadamente miden:

- El tamaño de los bloques (RQD/Jn).
- La resistencia a la tensión de corte entre los bloques (Jr./Ja).
- Esfuerzos actuantes (Jw/SRF).

2.3.4.5 Sistema de clasificación de Laubscher. El método de clasificación de Laubscher (1975) se desarrolló como una variante del método de Bieniawski orientada a aplicaciones mineras, definiendo la calidad geotécnica del macizo rocoso in situ mediante un índice IRMR, que luego se modifica para definir un índice de calidad geotécnico-minera, MRMR (Mining Rock Mass Rating). El índice IRMR se define como:

$$IRMR = P(BS) + P(JS) + P(JC) \dots\dots\dots (2.19)$$

Donde:

- P(x): Puntaje asociado al parámetro x.
- BS: Resistencia en compresión uniaxial de los bloques de roca que conforman el macizo rocoso; la cual depende de la resistencia de la roca “intacta” (denominada IRS en el método de Laubscher), y la presencia de vetillas. El puntaje asociado a BS puede variar de 0 (si BS = 0 MPa) a 25 (si BS ≥ 160 MPa).
- JS: Espaciamiento de las estructuras abiertas, que incluye una corrección para tomar en cuenta la presencia de uno o dos sets de estructuras selladas (e.g. vetillas) con rellenos de resistencia menor a la de la roca de caja. El puntaje asociado a JS varía de 3 (3 sets de estructuras con un espaciamiento de 0,1 m) a 35 (1 set de estructuras con un espaciamiento de 2 m).
- JC: Es la condición de las estructuras, definida en términos de su rugosidad a escala intermedia y menor, de la alteración de la roca de caja, y de la potencia y competencia del material de relleno (si lo hay). El puntaje asociado a JC varía de 4 (estructuras planas y pulidas, con rellenos potentes de salbanda y fuerte alteración

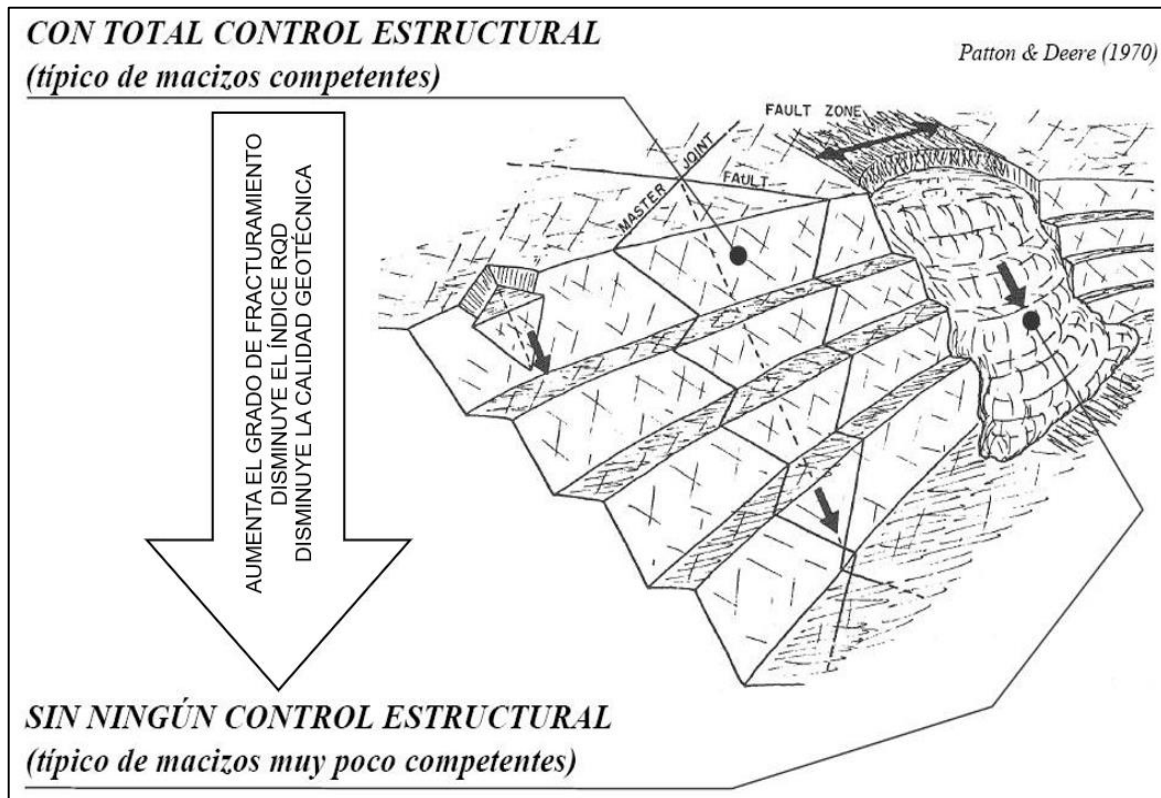
de la roca de caja) a 40 (estructuras onduladas en varias direcciones, bien trabadas, sin alteración de la roca de caja y con rellenos de competencia similar a la de la roca de caja).

2.4 Mecanismos de falla

El conocimiento del comportamiento de un talud frente a sus posibles mecanismos inestabilidades o fallas, repercute enormemente en los costos y en la seguridad, por ello las investigaciones de campo (in situ) y de laboratorio deben ser las suficientes, como para poder caracterizar en la medida de lo posible las características geomecánicas del terreno, así como los posibles mecanismos de falla. Se presenta a continuación una revisión de los mecanismos de fallas probables en un talud: cuando esta se encuentra dominada por las estructuras (con control estructural) y cuando no es posible determinar la familia de discontinuidades que determinaría el modo de falla (sin control estructural), lo que se aprecia en la Figura 18.

Figura 18

Mecanismos de inestabilidad en taludes.



Fuente: Elaboración propia.

2.4.1 Fallas sin control estructural

Característico de macizos rocosos muy fracturados o de mala a muy calidad, en los que se presenta fallamiento de tipo rotacional.

2.4.1.1 Falla circular. También conocida como deslizamiento o rotura rotacional, es producida por muchos sets de fallas, las cuales tienen distintos rumbos y manteos, y dejan la roca muy fracturada, perdiendo la cohesión. Las inestabilidades sin control estructural afectan a aquellos sectores donde la unidad geotécnica corresponde a materiales tipos suelos y en rocas donde la meteorización y/o alteración ha sido intensa, en donde no existe un control estructural, por lo tanto, la superficie de deslizamiento es libre de encontrar el camino de menor resistencia a través del talud del banco y no es posible determinar la familia de discontinuidades que controla la inestabilidad. Las inestabilidades sin control estructural afectan a aquellos sectores donde la unidad geotécnica es suelo, en nuestro caso, gravas cementadas. Para el caso de materiales tipo suelos, no existe control estructural, por lo tanto, la superficie de deslizamiento es libre de encontrar el camino de menor resistencia a través del talud del banco.

Observaciones de fallas de taludes generalmente toman la forma de un círculo y la mayoría de las teorías de estabilidad de este mecanismo están basadas en esto.

2.4.2 Fallas por control estructural

Típico de macizos rocosos competentes, donde la presencia de discontinuidades determina bloques o cuñas con potencial de deslizamiento o desprendimiento.

2.4.2.1 Falla planar. Se entiende por falla plana, o rotura planar, como aquella en el que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana.

Siendo la más sencilla de las formas de rotura posibles se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud.

Condiciones:

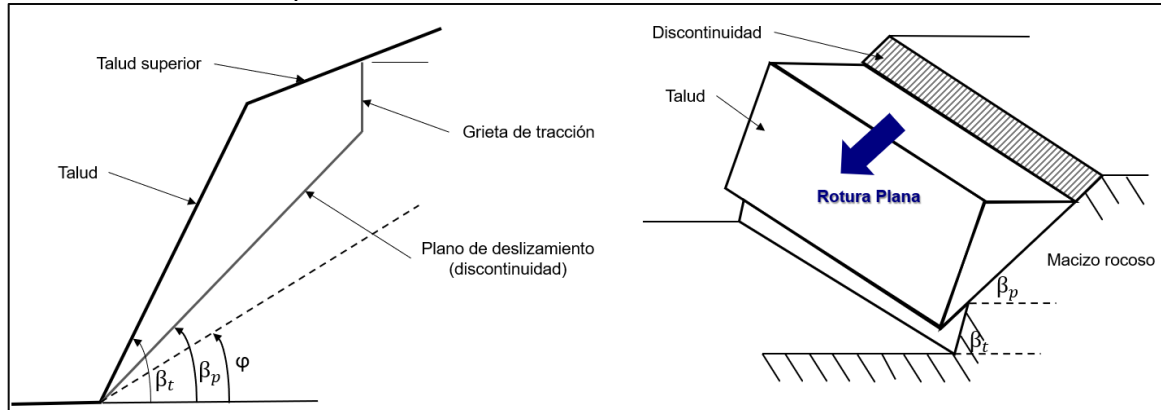
- El Dip Direction (DD) del plano de deslizamiento (α_p) debe ser aproximadamente paralelo al DD de la cara del talud (α_t). Por lo general se considera que la diferencia entre el DD de la discontinuidad y el talud debe encontrarse en el rango de $\pm 30^\circ$.

- Plano de deslizamiento debe tener un Dip menor al plano del talud: $\beta_p < \beta_t$.
- El Dip del plano de deslizamiento debe ser mayor al ángulo de fricción de este plano:
 $\beta_p > \varphi$.

En la Figura 19 y 20, se ilustra las condiciones para una rotura plana.

Figura 19

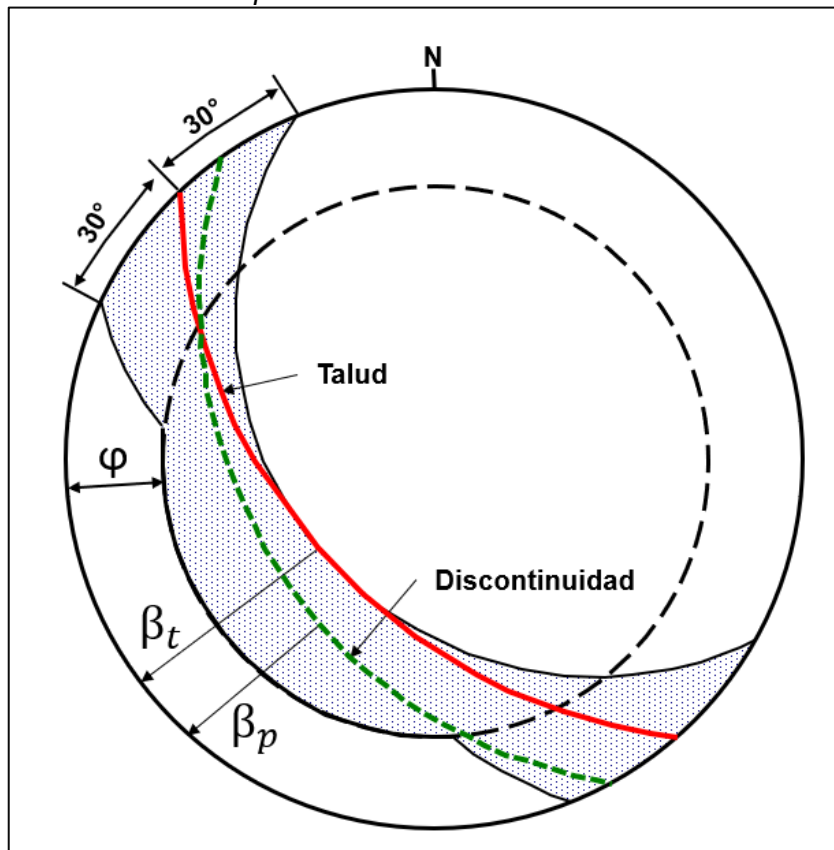
Condiciones de rotura plana



Fuente: Elaboración propia.

Figura 20

Análisis cinemático de la rotura plana en taludes de roca.



Nota: Cualquier discontinuidad que caiga dentro de la zona sombreada presenta el riesgo potencial de rotura plana (cumple las condiciones estructurales).

2.4.2.2 Falla por cuñas. En este tipo de rotura se aprecia la existencia de dos familias de discontinuidades de rumbos oblicuos respecto al del talud, quedando el rumbo de este comprendido entre los de las familias de discontinuidades (Figura 21).

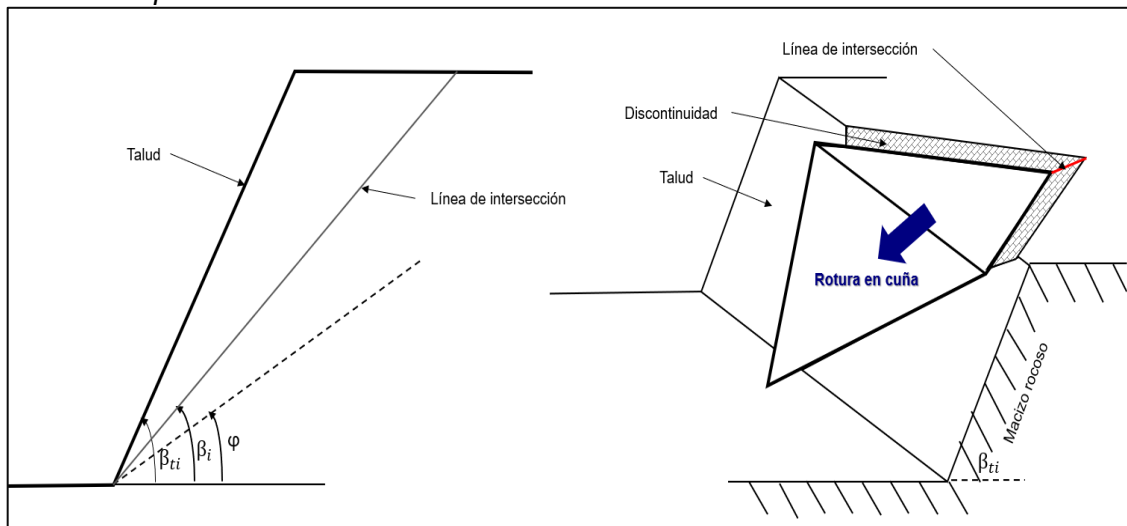
Condiciones:

- Dos planos que se intercepten (forma línea de intersección)
- El buzamiento de la línea de intersección (β_i) debe ser menor que el buzamiento (β_{ti}) de la cara del talud en la dirección de deslizamiento y mayor que el ángulo de fricción de los dos planos de deslizamiento; $\beta_{ti} > \beta_i > \varphi$. (Figura 21 y 22).
- La línea de intersección debe aflorar en la superficie del talud, la diferencia entre dirección de buzamiento del talud (α_t) y de las discontinuidades debe encontrarse en un rango $\pm 30^\circ$.

Es decir, el rumbo(dirección) de la línea de intersección debe ser “similar” a la dirección de buzamiento del talud (más bien, no debe localizarse de forma opuesta a la dirección de este).

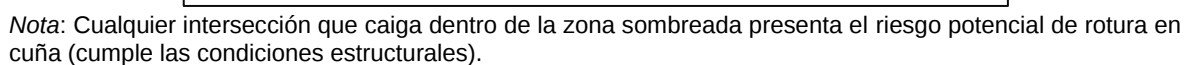
Figura 21

Condiciones para la rotura en cuña



Fuente: Elaboración propia..

Análisis cinemático de la rotura en cuña en taludes de roca



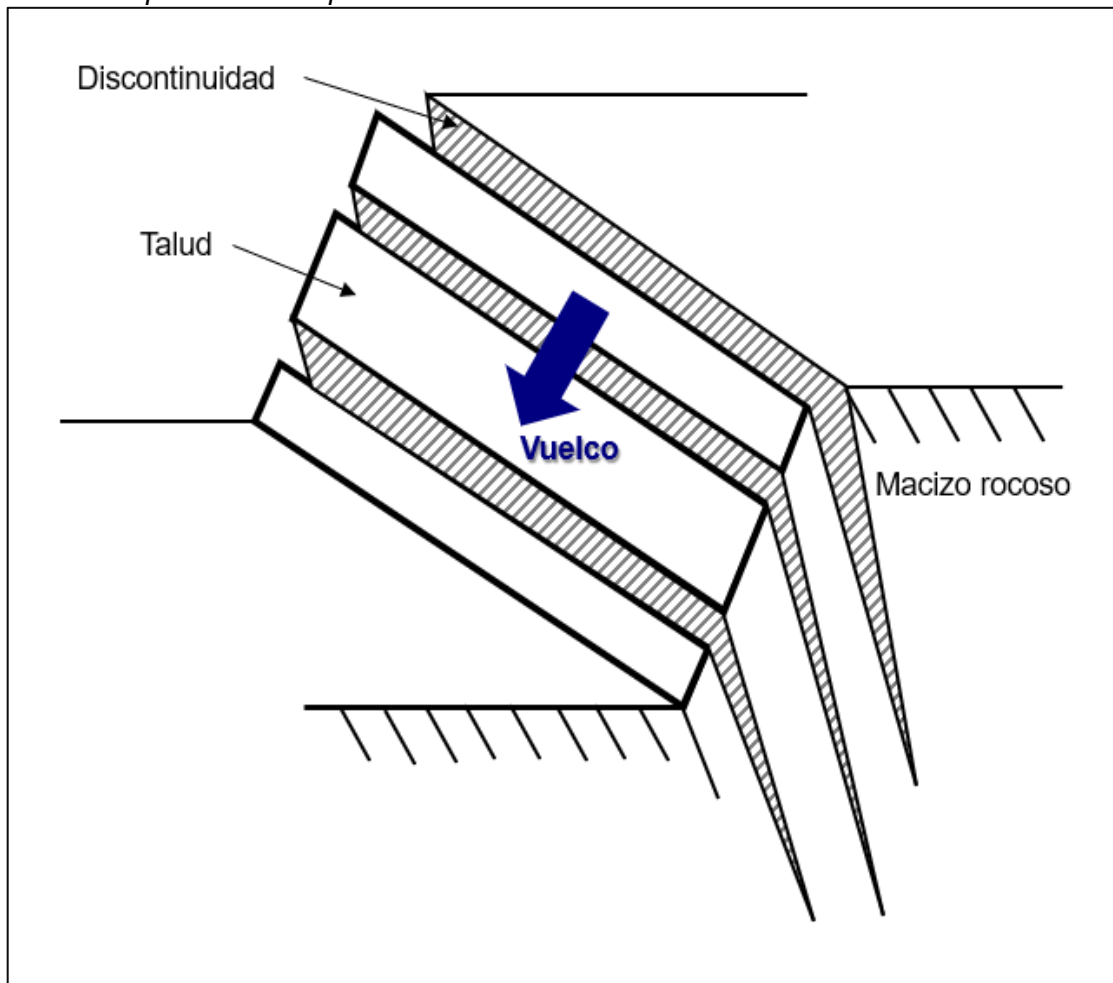
Según, (Garzón Roca & Torrijo Echarri, 2018), para que pueda ocurrir un vuelco tienen que darse las siguientes dos condiciones estructurales, que se recogen gráficamente en la Figura 23 y 24:

39

La inmersión de la normal a los planos de discontinuidad (en proyección estereográfica, la inmersión del polo de dichos planos) debe ser menor que la inclinación resultante de restar al buzamiento del talud el ángulo de rozamiento de los planos de deslizamiento (normalmente se toma el ángulo de rozamiento o fricción de las discontinuidades).

Figura 23

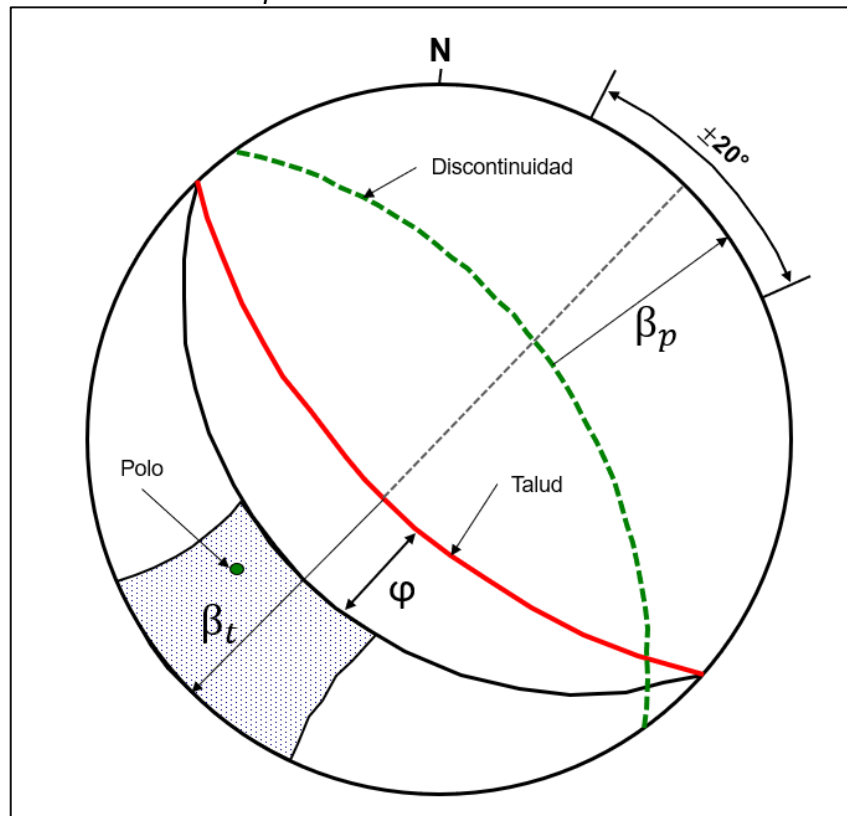
Condiciones para la rotura por vuelco.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 24

Análisis cinemático de la rotura por vuelco en taludes de roca.



Nota: Toda discontinuidad cuyo polo caiga dentro de la zona sombreada presenta el riesgo potencial de rotura por vuelco (cumple las condiciones estructurales).

2.5 Elementos y técnicas de diseño de taludes en tajo abierto

Los desprendimientos de rocas son un problema constante en la minería tajo abierto. Este problema es creado por la combinación de las condiciones naturales con los métodos de minado, por ejemplo: La voladura, combinada con las fracturas inherentes de la roca y la erosión, crea bloques de roca cinemáticamente libres o cuando la envolvente de fuerzas del contorno de un bloque se ve alterada por la presión de los poros del agua subterránea, el hielo acuñado por las heladas, las raíces de la vegetación u otros fenómenos, el bloque puede caerse de la pared, lo que representa un peligro para las personas y los equipos.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, los problemas relacionados con la seguridad geotécnica están presentes en todas las escalas del diseño de taludes en tajo abierto: banco, interrampa y talud global. Cada escala debe analizarse con técnicas rigurosas y confiables en la etapa de diseño.

Respecto a la escala de análisis; a medida que el desarrollo del tajo conforma taludes cada vez de mayor altura, distintos mecanismos de inestabilidad pueden presentarse en un mismo talud, a distintas escalas. Lo más recomendable es considerar que distintas escalas de evaluación requieren distintos tipos de análisis. En general, para el desarrollo de los análisis consideran tres escalas:

Escala global: Se evalúa el potencial de deformaciones o fallamientos que puede presentar el macizo rocoso ante la excavación, afectando toda una pared o porción importante de una pared del tajo.

Escala interrampa: Considera la evaluación de la ocurrencia de inestabilidades a diferentes alturas de escala interrampa (Ej. 2 a 5 bancos). A esta escala el principal rasgo estructural a considerar son las fallas intermedias y/o discontinuidades mayores a dos bancos. El análisis a escala interrampa determina el máximo ángulo interrampa que se puede alcanzar por estabilidad.

Escala de banco: Este análisis se basa en la estimación de la confiabilidad (probabilidad) de cumplir un determinado ángulo de cara de banco y determina el ancho de berma en función de un criterio de seguridad.

A esta escala y en un macizo de buena a regular calidad geotécnica, el control de las geometrías está asociado a las discontinuidades menores o joint sets. La configuración banco berma establece la capacidad de retención que tendrán las bermas, y determina el máximo ángulo interrampa que se puede alcanzar por constructibilidad o seguridad.

2.5.1 Técnicas de diseño a escala banco

Los bancos deben ser lo suficientemente anchos para contener posibles caídas de rocas. En excavaciones en roca dura donde la estabilidad está controlada por las estructuras, el diseño del banco es la primera etapa en el proceso de diseño de taludes, seguido por el análisis interrampa y de talud general (Read & Stacey, 2009).

Al diseñar tajos abiertos, los ingenieros tienen en cuenta los desprendimientos de rocas. Los anchos de bancos se construyen en la pared de una mina a tajo abierto para evitar que los desprendimientos de rocas se desplacen hacia abajo por el talud y pongan

en peligro al personal o al equipo en el banco de trabajo. A estos bancos también se le conoce como bancos de retención.

Desafortunadamente, los factores que entran en juego en el diseño del ancho del banco son numerosos, lo que dificulta el problema. La geología, la voladura, la seguridad, el diseño del tajo, la hidrología, el riesgo aceptable, la estimación de reservas, el costo y muchos otros factores impactan el ancho del banco elegido.

Si bien las reglas generales y los diseños históricamente seguros pueden ser útiles, confiar en ellos puede generar condiciones inseguras en ciertos casos o ser demasiado conservador en otros.

Los inversionistas en minería no quieren dañar a la gente, pero no pueden permitirse el lujo de dejar material vendible en un banco de retención demasiado conservador, es decir se deben construir bancos con anchos seguros (capacidad de retención aceptable).

En este trabajo con la finalidad de calcular el ancho seguro del banco y conseguir los objetivos se hace una combinación de criterios actuales: Criterio de Ritchie Modificado, el Criterio de Ryan y Pryor, y el programa de software geotécnico RocFall que simula la capacidad de retención de bloques de rocas en banquetas calibradas con los ensayos de retención realizados en campo.

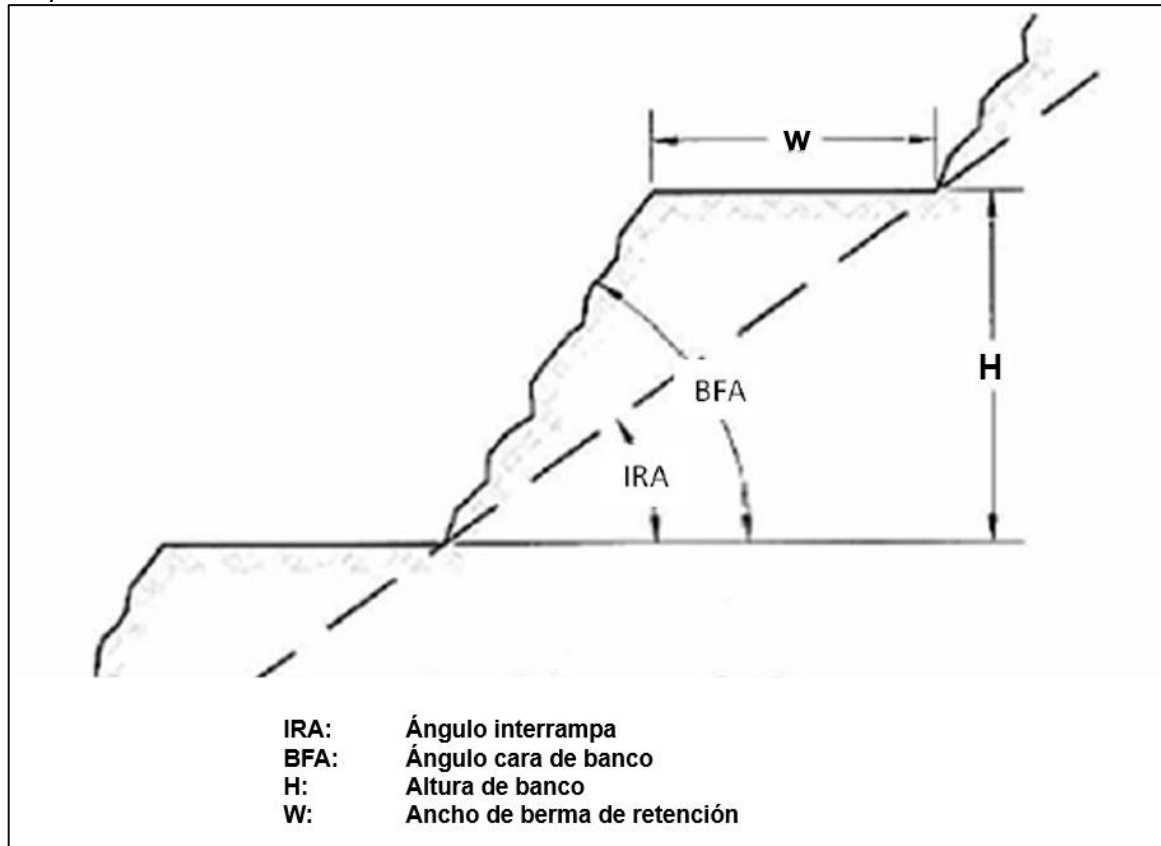
Las alturas de los bancos en las grandes operaciones mineras suelen estar controlada por la altura del equipo minero disponible que se utiliza para perforación, voladura, carguío en el banco (Ryan & Pryor, 2000).

Existe una relación trigonométrica directa entre el ángulo cara de banco (BFA) y el ancho restante de la banqueta o denominada berma de retención (W). Por lo tanto, en este proyecto sólo se hacen referencias a los anchos de las bermas de retención.

El ángulo máximo alcanzable de la cara del banco y el ancho de la berma de retención relacionado determinan el ángulo interrampa (IRA) máximo. Ver Figura 25; Ecuaciones 2.20 y 2.21.

Figura 25

Relación entre el ángulo de la cara del banco/el ancho de la berma de captura y entre rampas



Fuente: (Ryan & Pryor, 2000).

$$W = \frac{H}{\tan(IRA)} + \frac{H}{\tan(BFA)} \dots\dots\dots(2.20)$$

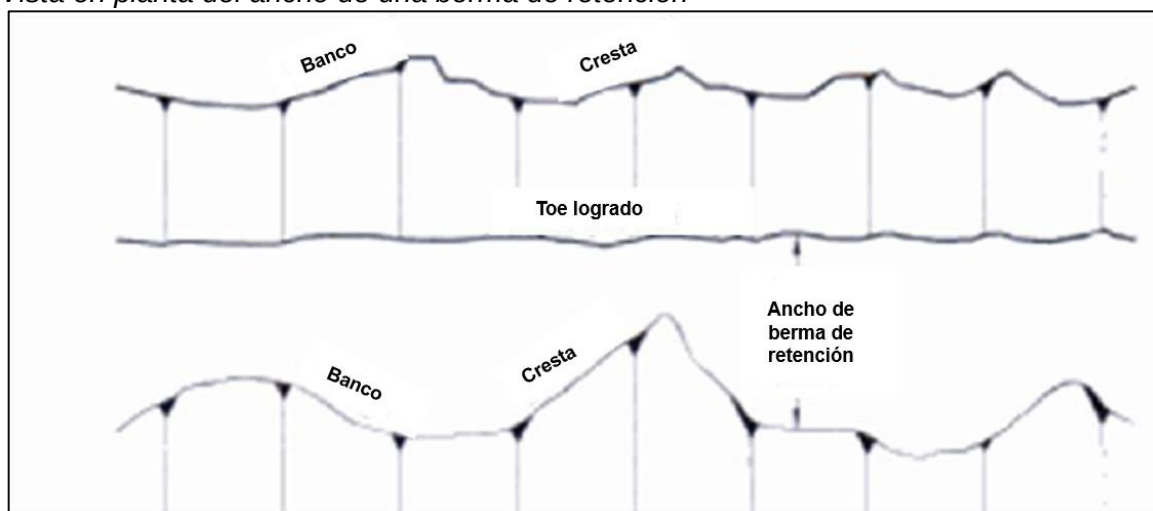
$$IRA = \tan^{-1}\left(\frac{H}{W + H \cot(BFA)}\right) \dots\dots\dots(2.21)$$

El ancho de la berma de retención está controlado (Ver Figura 26) por la estabilidad de las juntas y fallas que cruzan el banco. La estabilidad de las estructuras está a su vez influenciada por:

- La orientación del banco en relación con las estructuras.
- Cohesión y ángulo de fricción de las estructuras
- Peso unitario de la roca
- Explosiones y energías afines.
- Socavado mecánico durante las operaciones de carguío y acarreo.

Figura 26

Vista en planta del ancho de una berma de retención



Nota: Definido por (Ryan & Pryor, 2000), que muestra la cresta y el toe.

En esta sección solo se describe el criterio de Modificado de Ritchie y de Ryan y Pryor, el resto criterios se muestran durante el proceso de diseño de banco.

2.5.1.1 Criterio modificado de Ritchie. Esta ecuación se basa en la altura del banco, uno de los criterios más importantes que controla qué tan lejos se desplazará una roca desde el toe del talud (Ryan & Pryor, 2000).

$$W = 0.2 * H + 4.5 \dots\dots\dots(2.22)$$

Donde:

- W: ancho de banco en metros.
- H: altura del banco en metros.

2.5.1.2 Criterio de Ryan and Pryor. Una vez que se publicaron los criterios modificados de Ritchie, los estudios que se realizaron después encontraron que los criterios de Ritchie eran conservadores (Ryan & Pryor, 2000). Los trabajos de Ryan and Pryor derivaron la ecuación (2.23).

$$W = 0.17 * H + 3.5 \dots\dots\dots(2.23)$$

Donde:

- W: ancho de banco en metros.
- H: altura del banco en metros.

Según (Read & Stacey, 2009), en el caso de la capacidad de retención, no es practicable ni económico diseñar los bancos para contener el derrame de cada posible plano de deslizamiento o falla de las cuñas en los bancos superiores.

En cambio, el límite se establece en el volumen fallido que razonablemente puede contenerse en el banco.

Por lo general, esto representa entre el 70% y el 85% de las posibles fallas.

Al calcular los volúmenes fallidos, las estructuras incluidas en los análisis de cuña, deben tener ángulos mayores o iguales en 20° con respecto al rumbo de la cara del banco.

Las estructuras de falla plana deben tener ángulos menores o iguales en 20° con respecto al rumbo de la cara del banco.

No existen criterios de aceptabilidad únicos, pero generalmente se requieren confiabilidades de los bancos de retención de alrededor del 80% (Read & Stacey, 2009).

2.5.2 Técnicas de diseño a escala interrampa y global

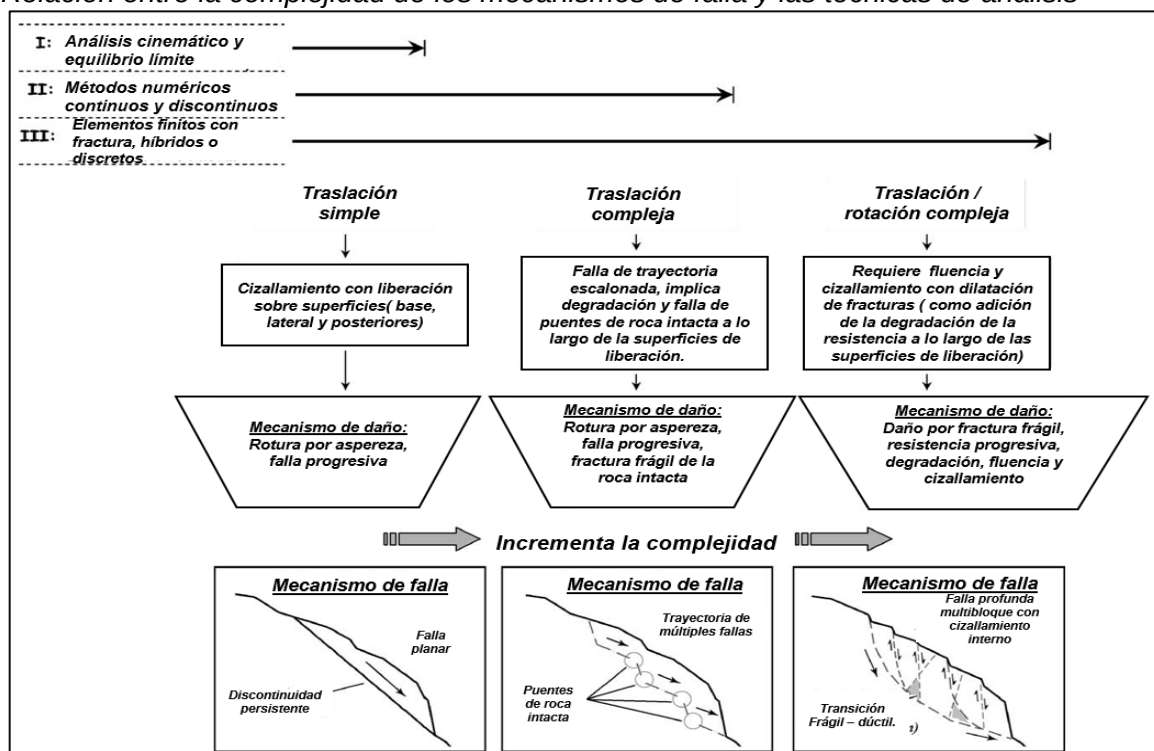
2.5.2.1 Aplicación de técnicas de análisis de estabilidad de taludes. Las mismas técnicas cinemáticas aplicadas a los análisis a escala banco se pueden aplicar en un análisis a escala interrampa, pero debido a las mayores alturas inherentes a los taludes interrampa, existe la posibilidad de mecanismos de falla más complejos.

La técnica de análisis de estabilidad de taludes también dependerá de la complejidad del mecanismo de falla, siendo las técnicas de modelado numérico e híbrido/discreto más aplicables a mecanismos de falla complejos.

Las técnicas de equilibrio límite son a su vez aplicables a situaciones donde se suponen modos de falla simples (Stead, Eberhardt, & Coggan, 2006). Se puede apreciar en la Figura 27.

Figura 27

Relación entre la complejidad de los mecanismos de falla y las técnicas de análisis



Fuente: (Stead, Eberhardt, & Coggan, 2006).

Lorig y compañía (Read & Stacey, 2009) describieron las herramientas de análisis más aplicables para cada etapa de un estudio. Las técnicas empíricas se limitan principalmente a estudios de prefactibilidad y brindan una buena idea de los ángulos iniciales del talud que se pueden construir en un macizo rocoso. Las técnicas de Equilibrio Límite se pueden aplicar desde la fase de Prefactibilidad hasta la de Operaciones de un proyecto o mina, ver Tabla 5.

Tabla 5

Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método de análisis de estabilidad	Nivel 1: Conceptual	Nivel 2: Prefactibilidad	Nivel 3: Factibilidad	Nivel 4: Diseño y construcción	Nivel 5: Operaciones
Empírico	X	X			
Equilibrio límite		X	X	X	X
Continuo y discontinuo			X	X	X
Modelos numéricos					
Modelos numéricos avanzados			?	?X	?X

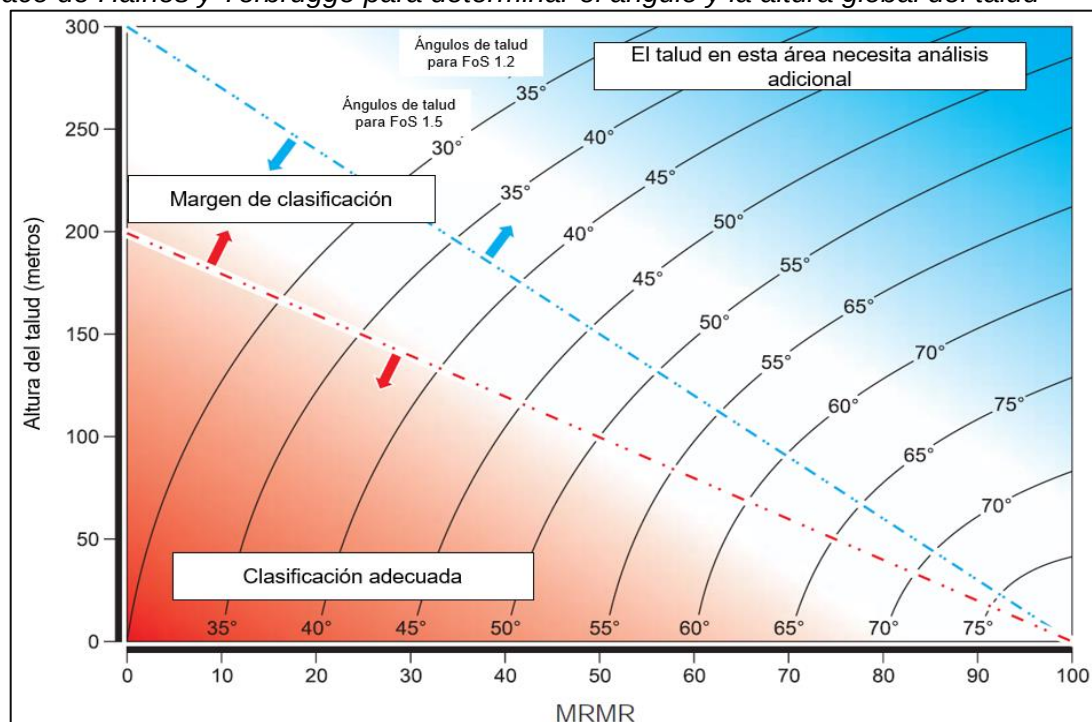
Nota: Métodos de análisis de estabilidad de taludes para cada etapa del desarrollo del Proyecto

Fuente: Read & Stacey, 2009

2.5.2.2 Análisis estereográfico y estimaciones empíricas. El primer paso en cualquier análisis de estabilidad es una investigación detallada de la masa rocosa y su estructura. Los análisis cinemáticos o estereográficos son útiles para determinar, si la orientación de una discontinuidad específica en relación con la pared de un tajo puede provocar inestabilidad, mediante el uso de conos de fricción, envolventes de deslizamiento y volcamiento. Esta técnica considera principalmente la orientación de una discontinuidad e ignora propiedades importantes como la resistencia de las juntas y el agua subterránea. Las técnicas estereográficas para el análisis de posibles fallas en cuña, planas y por vuelco se detallan en la Sección 2.4.2. Los datos de clasificación del macizo rocoso suelen estar disponibles durante las primeras etapas de un proyecto y pueden recopilarse fácilmente a partir de los testigos de perforación. Una de las técnicas empíricas más utilizadas es la de (Haines & Terbrugge, 1991). La técnica utiliza el MRMR definido por (Laubscher, 1990) y la altura del talud correspondiente, para relacionar ángulos de talud con varios factores de seguridad. La técnica también especifica claramente las limitaciones y áreas donde se requieren análisis adicionales además de las estimaciones empíricas. Ver Figura 28.

Figura 28

Ábaco de Haines y Terbrugge para determinar el ángulo y la altura global del talud



Fuente: Elaboración propia.

2.5.2.3 Equilibrio límite. Los métodos de equilibrio límite utilizan geometrías representativas, resistencia al corte del material y/o de las juntas, pesos unitarios del material, agua subterránea y condiciones de carga/soporte externo para determinar los factores de seguridad en taludes.

Los métodos de equilibrio límite se han adaptado bien a los problemas de estabilidad de taludes en macizos rocosos (Read & Stacey, 2009) y el uso de métodos de equilibrio límite sigue siendo el método de solución más común adoptado en la ingeniería de rocas superficiales, aunque en muchos casos, las principales inestabilidades de taludes rocosos a menudo implican deformaciones internas y fracturamiento complejo (Stead, Eberhardt, & Coggan, Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques, 2006).

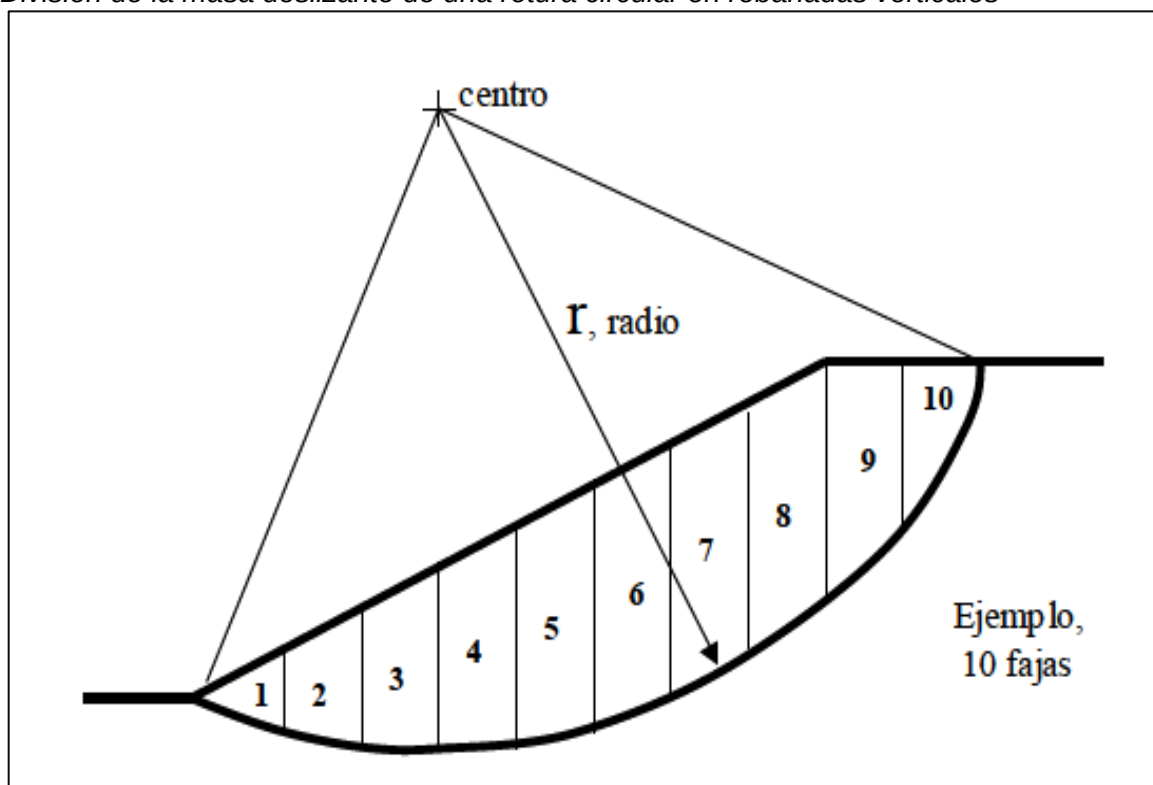
El efecto de la persistencia de las discontinuidades geológicas se ha reconocido desde el principio.

Por ejemplo, para tener en cuenta un plano de falla no persistente, (Terzaghi, 1962), incluyó una cohesión efectiva a lo largo de la superficie de corte para permitir mayor resistencia a la falla por corte proporcionada por puentes de roca intacta. Por tanto, los métodos que no tengan en cuenta este fenómeno obtendrán resultados más conservadores.

En equilibrio límite para llevar a cabo el análisis de estabilidad de taludes es necesario dividir la masa susceptible a deslizamiento en un conjunto de rebanadas (ver Figura 29) y estudiar el equilibrio de cada una de ellas aisladamente, teniendo en cuenta la influencia de todas las demás (Oyangüren & Monge, 2008).

Figura 29

División de la masa deslizante de una rotura circular en rebanadas verticales



Fuente: (Oyangüren & Monge, 2008).

Los métodos de equilibrio límite son conservadores en términos de sus estimaciones de estabilidad (tanto FoS como PoF), ya que ignoran mecanismos complejos de falla del macizo rocoso y no incluyen parámetros, como el ángulo de dilatación, que tiende a conducir a una mayor estabilidad (Chiwaye & Stacey, 2010).

Sólo tres métodos de equilibrio límite satisfacen el equilibrio de fuerzas (x e y) y de momentos: el de Bishop riguroso, el de Spencer y el de Morgenstern-Price. Para la estabilidad de taludes en roca dura, las técnicas de solución preferidas son las de Spencer, Morgenstern y Price y Janbu, porque pueden modelar superficies de falla irregulares (Read & Stacey, 2009), ver Tabla 6.

Tabla 6*Condiciones de equilibrio estático*

Método	Equilibrio de fuerzas		Equilibrio de momentos
	X	Y	
Fellenius OMS	No	No	Si
Bishop simplificado	Si	No	Si
Janbu simplificado	Si	Si	No
US Corps de Engineers	Si	Si	No
Lowe & Karafiath	Si	Si	No
Morgenstern & Price	Si	Si	Si
Spencer	Si	Si	Si
Sarma	Si	Si	Si

Nota: Condiciones de equilibrio estático satisfechas por el método de rebanadas.

2.5.2.4 Métodos numéricos. Aunque los métodos de análisis de equilibrio límite, como el método de las rebanadas, son fáciles de usar y se han adaptado bien a los problemas de estabilidad de taludes en macizos rocosos, no pueden representar la deformación y/o el desplazamiento del macizo rocoso que falla.

Esta deficiencia se ha solucionado en gran medida mediante métodos de análisis numéricos, que pueden modelar muchas de las condiciones complejas que se encuentran en los taludes en roca, como el comportamiento tensión-deformación no lineal, la anisotropía y los cambios en la geometría.

Se pueden utilizar para ayudar a explicar el comportamiento físico observado del macizo rocoso y para evaluar diferentes modelos geológicos, mecanismos de falla y opciones de diseño de taludes (Read & Stacey, 2009).

El análisis numérico de problemas de estabilidad de taludes se puede dividir en tres enfoques:

- Modelos continuos
- Modelos discontinuos
- Modelos híbridos

Modelos continuos:

El enfoque de modelado continuo es más adecuado para el análisis de estabilidad de taludes que se componen de roca masiva e intacta, rocas débiles y masas rocosas similares al suelo o muy fracturadas (Mahboubi, Aminpour, & Noorzad, 2008). Los enfoques continuos utilizados en el análisis de estabilidad de taludes incluyen los métodos de diferencias finitas y de elementos finitos.

En ambos métodos, el dominio del problema se divide (discretiza) en un conjunto de subdominios o elementos. Los códigos en elementos finitos más usados son el RS2 y RS3 de Rocscience, mientras que en diferencias finitas se tienen FLAC2D y FLAC3D de Itasca, también ABAQUS.

Modelos discontinuos:

El modelado discontinuo es apropiado para taludes controlados por el comportamiento de las estructuras geológicas, es decir, cuando la estabilidad del talud de roca está controlada por el movimiento de bloques limitados por discontinuidades y/o deformación de la roca intacta (Mahboubi, Aminpour, & Noorzad, 2008).

Los códigos de modelado discontinuo comienzan con un método diseñado específicamente para modelar fallas y juntas (discontinuidad) y tratan el comportamiento continuo como un caso especial. Estos códigos generalmente se denominan códigos de elementos discretos (Read & Stacey, 2009). Dos códigos de elementos discretos ampliamente utilizados para los estudios de estabilidad de taludes son UDEC y 3DEC de Itasca.

Modelos híbridos:

El modelado híbrido implica el acoplamiento de las técnicas de modelos continuos y discontinuos.

En la Tabla 7, se resume brevemente las ventajas y limitaciones inherentes a estos diferentes enfoques de modelado numérico.

Tabla 7

Métodos numéricos de análisis de estabilidad de taludes

MÉTODO DE ANÁLISIS	PARÁMETROS CRÍTICOS	VENTAJAS	LIMITACIONES
Modelamiento continuo (por ejemplo, elementos finitos, diferencias finitas)	Geometría representativa de taludes; criterios constitutivos (por ejemplo, elástico, elastoplástico, fluencia, etc.); características del agua subterránea; resistencia al corte de las superficies; estado de tensión in situ.	Permite la deformación y falla del material (conceptos de factor de seguridad incorporados); puede modelar comportamientos y mecanismos complejos; capacidades 3D; puede modelar efectos de presiones de poro, deformación por fluencia y/o carga dinámica; capaz de evaluar los efectos de las variaciones de parámetros; los avances en hardware de computadora permiten resolver modelos complejos con tiempos de ejecución razonables.	Los usuarios deben estar bien capacitados, tener experiencia y observar buenas prácticas de modelado; deben ser conscientes de las limitaciones del modelo y del software (por ejemplo, efectos de contorno, errores de malla, memoria de hardware y restricciones de tiempo); la disponibilidad de datos de entrada generalmente es deficiente; los parámetros de entrada requeridos no se miden de manera rutinaria; incapacidad para modelar los efectos de rocas altamente fracturadas; puede ser difícil realizar análisis de sensibilidad debido a limitaciones de tiempo de ejecución.
Modelamiento discontinuo (por ejemplo, elementos distintos, elementos discretos)	Geometría representativa del talud y la discontinuidad; criterios constitutivos intactos; rigidez de la discontinuidad y resistencia al corte; características del agua subterránea; estado de tensión in situ	Permite la deformación de bloques y el movimiento de bloques entre sí; puede modelar comportamientos y mecanismos complejos (comportamiento combinado de materiales y discontinuidades junto con análisis hidromecánicos y dinámicos); capaz de evaluar los efectos de las variaciones de parámetros sobre la inestabilidad.	Como se mencionó anteriormente, el usuario debe observar buenas prácticas de modelado; limitaciones generales similares a las enumeradas anteriormente; necesidad de tener en cuenta los efectos de escala; necesidad de simular geometría de discontinuidad representativa (espaciado, persistencia, etc.); datos limitados sobre propiedades de las juntas disponibles (por ejemplo, jkn, jks).
Modelamiento híbrido	Combinación de parámetros de entrada enumerados anteriormente para modelos independientes.	Modelos acoplados de elementos finitos/distintos capaces de simular la propagación de fracturas intactas y la fragmentación de rocas fracturadas y estratificadas.	Los problemas complejos requieren una gran capacidad de memoria, comparativamente poca experiencia práctica en su uso y requieren calibración y restricciones constantes.

Nota: Métodos numéricos de análisis de estabilidad de taludes en macizos rocoso

Fuente: Mahboubi, Aminpour, & Noorzad, 2008

Las tablas 8 a 13, se resume algunas recomendaciones que se pueden usar para análisis de estabilidad de taludes en la industria de construcción civil y minera.

Por ejemplo, problemas típicos, parámetros críticos, métodos de análisis y criterios de aceptabilidad que se aplican a diferentes estructuras de ingeniería geotécnica en open pit.

Tabla 8

Comparación de métodos de análisis numérico y equilibrio límite.

Resultado del análisis	Solución numérica	Equilibrio límite
Equilibrio	Se cumple en todas partes	Se cumple solo para objetos específicos, como tajadas
Esfuerzos	Se calcula en todas partes mediante ecuaciones de campo	Se calcula aproximadamente en ciertas superficies
Deformación	Parte de la solución	No se considera
Falla	Se cumple la condición de fluencia en todas partes; las superficies de deslizamiento se desarrollan "automáticamente" según las condiciones dadas	Se permite la falla solo en ciertas superficies predefinidas; no se verifica la condición de fluencia en otras partes.
Cinemática	Los mecanismos que se desarrollan satisfacen las restricciones cinemáticas	Se especifica una única condición cinemática según las condiciones geológicas particulares

Fuente: Wyllie & Mah (2018)

Tabla 9

Métodos convencionales de análisis de estabilidad

MÉTODO DE ANÁLISIS	PARÁMETROS CRÍTICOS	VENTAJAS	LIMITACIONES
Cinemático (usando interpretación estereográfica)	Geometría crítica del talud y discontinuidad; características representativas de resistencia al corte.	Relativamente fácil de usar; proporciona una indicación inicial del potencial de falla; puede permitir la identificación y el análisis de bloques claves y críticos mediante la teoría de bloques; es posible establecer vínculos con métodos de equilibrio límite; se puede combinar con técnicas estadísticas para indicar la probabilidad de falla.	Realmente únicamente adecuado para diseño preliminar o diseño de taludes no críticos; se deben determinar las discontinuidades críticas; se debe utilizar con datos representativos de resistencia al corte de las juntas/discontinuidades; evalúa principalmente las orientaciones críticas, descuidando otras propiedades importantes de las juntas.
Equilibrio Límite	Geometría y características del material representativos; parámetros de resistencia al corte del suelo o masa rocosa (cohesión y fricción); características de resistencia al corte por discontinuidad; condiciones del agua subterránea; características de soporte y/o reforzamiento.	Amplia variedad de software disponible comercialmente para diferentes modos de falla (planar, cuña, vuelco, etc.); puede analizar la sensibilidad del factor de seguridad a los cambios en la geometría del talud y las propiedades del material; los códigos más avanzados permiten múltiples materiales, 3D, refuerzo y/o perfiles de agua subterránea.	En su mayoría determinista, produce un solo factor de seguridad (pero se hace un mayor uso del análisis probabilístico); el factor de seguridad no da ninguna indicación de los mecanismos de inestabilidad; hay numerosas técnicas disponibles, todas con diferentes supuestos; no se consideran las deformaciones ni las fallas intactas; el análisis probabilístico requiere datos de entrada bien definidos para permitir una evaluación significativa.
Modelado físico	Características representativas del material; adecuados factores de escala	Los mecanismos claramente representados y los resultados del análisis son una restricción útil para el modelado numérico; los modelos centrífugos pueden investigar los efectos del tiempo en los mecanismos de falla.	Simulación simplista de aguas subterráneas, especialmente en rocas; las técnicas no tienen en cuenta los efectos de la escala y el esfuerzo in situ; las centrífugas pueden ser costosas.
Simulación rockfall	Geometría de taludes; tamaños y formas de bloques de roca; coeficiente de restitución	Herramienta práctica para la ubicación de estructuras; puede utilizar análisis probabilístico; códigos 2D y 3D disponibles.	Experiencia limitada en el uso de gráficos de diseño empírico

Fuente: Stead D., Eberhardt, Coggan, & Benko (2001)

Tabla 10

Correlación del método de análisis con la certeza de los datos y complejidad.

MÉTODO	ETAPA	CERTEZA DE DATOS	COMENTARIO
Empírico	Conceptual y prefactibilidad	Muy subjetiva	Un buen control en cualquier etapa. Se utiliza a menudo en estudios de cierre
Analítico	Todas las etapas	Relativamente alta	Usar métodos cinemáticos estocásticos o deterministas para el análisis a escala de banco e interrampa
Equilibrio límite	Prefactibilidad de operaciones mineras	Intermedia	El método más utilizado para calcular el FS en terraplenes de suelo y escollera, incluidos botaderos y stockpiles
Numérico	Factibilidad de operaciones mineras	Significativa cantidad de datos medibles	Puede simular prácticamente todos los tipos de deformación y mecánica de fallas.

Fuente: Lorig (2022)

Tabla 11

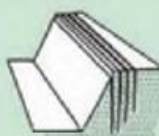
Metodologías utilizadas en la modelación de taludes

MÉTODO	PARÁMETROS UTILIZADOS	VENTAJAS	LIMITACIONES
Límite de equilibrio	Topografía, estratigrafía, ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, niveles freáticos y cargas existentes	Existe gran cantidad de paquetes software. Se obtiene un número de factor de seguridad. Analiza superficies curvas, rectas, cuñas, inclinaciones, etc. Análisis en dos y tres dimensiones con muchos materiales, refuerzos condiciones de nivel de agua.	Genera un número único de factor de seguridad sin tener en cuenta el mecanismo de falla. el resultado difiere de acuerdo al método que se utilice. No incluye el análisis de deformaciones.
Esfuerzo-deformación continuos	Geometría del talud, propiedades de los materiales (elásticas, elasto- plásticas y de fluencia, niveles freáticos, resistencia.	Permite simular procesos de deformación. Permite determinar la deformación del talud y el procesos de falla. Existen programas para trabajar en dos y tres dimensiones. Se puede incluir análisis dinámico y análisis de "Creep".	Es complejo y no lineal. comúnmente no se tiene conocimiento de los valores reales a utilizar en la modelación. Se presentan varios grados de libertad. No permite modelar roca muy fracturada.
Discontinuos esfuerzo-deformación por elementos discretos	Geometría del talud, propiedades del material, rigidez, discontinuidades, resistencia y niveles freáticos	Permite analizar la deformación y el movimiento relativo entre bloques.	Existe poca información disponible sobre las propiedades de las juntas. Se presentan problemas de escala especialmente en taludes en roca.
Cinemáticos - estereográficos para taludes en roca	Geometría y características de las discontinuidades. Resistencia a las discontinuidades	Es relativamente fácil de utilizar. Permite la identificación y análisis de bloques críticos, utilizando la teoría de bloques. Pueden combinarse con técnicas estadísticas	Útiles para el diseño preliminar. Se requiere criterio de ingeniería para determinar cuáles son las discontinuidades críticas. Evalúa las juntas.
Dinámica de caídos de roca	Geometría del talud, tamaño y forma de los bloques y coeficiente de restitución	Permite analizar la dinámica de los bloques y existen programas en dos y tres dimensiones.	Existe muy poca experiencia de su uso en los países tropicales.
Dinámica de flujos	Relieve del terreno, Concentración de sedimentos, viscosidad y propiedades de la mezcla suelo-agua	Se puede predecir el comportamiento, velocidades, distancia de recorrido y sedimentación de flujos.	Se requiere calibrar los modelos para los materiales de cada región. Los resultados varían de acuerdo con el modelo utilizado.

Fuente: Suarez (2009)

Figura 30

Contexto geomecánico y criterios de aceptabilidad para el diseño de taludes (Vallejo, 2004)

Contexto geomecánico y criterios de aceptabilidad para el diseño de taludes				
Tipo de inestabilidad	Mecanismo de rotura	Factores críticos	Métodos de análisis	Criterios de aceptabilidad
 Deslizamientos	Roturas complejas con superficies circulares o curvas, incluyendo deslizamientos a favor de fallas y otros elementos estructurales y roturas a través de la matriz rocosa.	Existencia de fallas. Resistencia al corte del plano de rotura. Distribución del agua y altura del nivel freático en el talud. Acciones sísmicas.	Métodos de equilibrio límite. Métodos numéricos (análisis de elementos finitos o elementos discretos) para análisis de mecanismos de rotura y de las relaciones esfuerzo-deformación.	Un valor absoluto del factor de seguridad tiene poco significado, pero los análisis permiten evaluar la influencia de las diferentes medidas estabilizadoras. Se recomienda la auscultación a largo plazo para detectar movimientos en el talud.
 Taludes en suelos o roca muy fracturada	Rotura curva a favor de superficies en forma de cuchara en suelos o rocas muy fracturadas.	Altura y ángulo del talud. Resistencia al corte del plano de rotura. Distribución del agua y altura del nivel freático en el talud. Sobrecargas o acciones sísmicas.	Métodos de equilibrio límite en dos dimensiones. Ocasionalmente: análisis de probabilidad, análisis de equilibrio límite en tres dimensiones y métodos de análisis numérico.	Factor de seguridad $> 1,3$ para taludes temporales con mínimo riesgo de daños. Factor de seguridad $> 1,5$ para taludes permanentes con riesgo significativo de daños.
 Taludes en macizos rocosos fracturados	Rotura plana o en cuña a favor de discontinuidades.	Altura, ángulo y orientación del talud. Dirección y buzamiento de las discontinuidades. Distribución del agua y posición del nivel freático en el talud. Acciones sísmicas. Secuencia de excavación e instalación del sostenimiento.	Análisis de equilibrio límite para estudios paramétricos. Análisis de probabilidad de rotura basados en la distribución, orientación y resistencia al corte de las discontinuidades.	Factor de seguridad $> 1,3$ para taludes temporales con mínimo riesgo de daños. FS $> 1,5$ para taludes permanentes con riesgo significativo de daños. Probabilidad de rotura entre 10-15 % para cortas mineras cuando el coste de retirada de material caído es menor que el de sostenimiento.
 Taludes en roca con discontinuidades verticales	Vuelco de estratos a favor de discontinuidades verticales subparalelas a la dirección del talud.	Altura, ángulo y orientación del talud. Dirección y buzamiento de las discontinuidades. Nivel freático en el talud. Acciones sísmicas.	Métodos de equilibrio límite para análisis de vuelco y deslizamiento con modelos simplificados. Modelos de elementos discretos con geometrías simplificadas para análisis de los mecanismos de rotura.	No hay un criterio de aceptabilidad general. La auscultación del talud es el único medio para determinar su comportamiento.
 Taludes en roca con bloques sueltos	Caída de bloques y fragmentos de roca sueltos o independizados en el talud.	Geometría del talud. Presencia de bloques sueltos. Presencia de estructuras de retención de caída de bloques.	Cálculo de trayectorias de caída y de rebote de bloques. Análisis de Monte Carlo para trayectorias y distribución de caída de rocas en función de la geometría del talud y características de los materiales.	La localización y análisis de la distribución de los bloques caídos indican la magnitud del proceso, y permiten determinar las medidas correctoras.

Fuente: Vallejo (2004)

Tabla 12

Resumen de los métodos de análisis de estabilidad de taludes en suelos.

Método	Superficie de falla	Consideraciones	Ventajas	Limitaciones	Factor de seguridad	Aplicación
Taylor(1984)	Circular	Método del círculo de fricción. Análisis en términos de esfuerzos. Taludes homogéneos	Método simple, con cálculos manuales	Aplicable solamente para algunas condiciones geométricas indicadas en los ábacos	Determinación del valor de la altura (Hc)	Estudios preliminares. Poco usada en la práctica
Talud infinito	Plana	Estabilidad global representada por la estabilidad de una tajada vertical	Método simple, con cálculos manuales	Aplicable solamente para taludes de longitud infinita en relación con la profundidad de la superficie de ruptura	$FS = \frac{c'}{\gamma \cdot z} \cdot B + \left(\frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \right) \cdot A$ $B = \sec \alpha \cdot \csc \alpha$ $AS = (1-r \cdot \sec \alpha^2)$	Deslizamientos largos, con espesor pequeño de la masa inestable; por ejemplo, una capa delgada de suelo sobre el basamento rocoso
Método de cuñas	Poligonal	Equilibrio aislado de cada cuña, compatibilizando las fuerzas de contacto entre cuñas	Solución analítica o gráfica con cálculos manuales	Considera cuñas rígidas. El resultado es sensible al ángulo de inclinación de las fuerzas de contacto entre las cuñas	Determinación gráfica de errores en polígonos de fuerza para factores F fijados. Cálculo de FS por interpolación para error nulo	Materiales estratificados, con fallas geológicas o diaclasas
Bishop simplificado (1955)	Circular	Considera el equilibrio de las fuerzas y los momentos entre las tajadas. La resultante de las fuerzas verticales entre tajadas es nula	Método simple, con círculos manuales o con computador. Resultados conservadores	Método iterativo. Aplicación imprecisa para suelos estratificados	$F = \frac{i}{\sum w \sin \alpha} \cdot \frac{\sum [c' b + (W - ub) \tan \phi']}{m_a}$ $m_a = \cos \alpha \cdot \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F} \right]$	Método muy usado en la práctica. El método simplificado es recomendado para proyectos sencillos
Bishop y Morgenstern (1960)	Circular	Se aplica como el método simplificado de Bishop	Facilidad de uso	Limitado a suelos homogéneos y taludes superiores a 27°	Obtenido directamente de ábacos	Para estudios preliminares en proyectos simples de taludes homogéneos
Spencer (1967)	No circular	Método riguroso; satisface todas las condiciones de equilibrio estático	Valores del FS más reales	Complejidad en los cálculos	Resultante de fuerzas entre tajadas con inclinación constante en toda la masa. Se determinan factores de seguridad para equilibrio de momentos (Fm) y equilibrio de fuerzas (F). Se calcula el FS cuando (Fm = F)	Para análisis sofisticados, con restricciones geométricas en la superficie de ruptura
Hoek y Bray (1981)	Circular	La masa inestable es considerada como cuerpo rígido. Solución por límite inferior	Uso simple. Taludes inclinados 10° a 90°	Para materiales homogéneos, con cinco condiciones específicas de nivel freático en el talud	Obtenido directamente de ábacos	Para estudios preliminares con riesgo reducido de deslizamiento
Jambu (1972)	No circular	Satisface el equilibrio de fuerzas y de momentos en cada tajada, pero desprecia las fuerzas verticales entre tajadas	Superficie de rupturas reales. Implementación simple en computadores	Aplicados en suelos homogéneos. Puede subestimar el factor de seguridad. El método generalizado no tiene esta limitación	Puede calcularse manualmente, con el auxilio de ábacos, o por programas de computador	Gran utilización práctica. Deben considerarse las limitaciones de las rutinas de cálculo
Morgenstern y Price (1965)	No circular	Satisface todas las condiciones de equilibrio estático. Resuelve el equilibrio general del sistema. Es un método riguroso	Consideraciones más precisas que el método de Jambu	No es un método simple. Exige cálculos con computador	Cálculo por iteraciones con el uso de computadores	Para estudios o análisis detallados (retroanálisis)
Sarma (1973, 1979)	No circular	Método riguroso, atiende las condiciones de equilibrio. Considera fuerzas sísmicas (terremotos)	Reduce el tiempo de cálculo, sin pérdida de precisión	El método exige cálculos con computador. El método de Sarma (1973) puede ser resuelto manualmente	Cálculo por iteraciones con el uso de computadores	Es aplicado como una alternativa al método de Morgenstern y Price

Fuente: Gerscovich, (2015).

2.6 Voladura de rocas

2.6.1 Técnicas de voladura

La voladura de rocas por naturaleza es un proceso destructivo y, si no se controla, generará una cantidad significativa de desafíos relacionados con el daño sobre el macizo rocoso intervenido. Por lo tanto, es fundamental que los profesionales de la ingeniería geotécnica en minería participen en las operaciones de fragmentación y que trabajen en equipo para la selección y aplicación de técnicas de perforación y voladura.

El objetivo de cualquier proceso de perforación y voladura de roca bien diseñado debe ser lograr el grado requerido de fragmentación de la roca con el mínimo daño a la roca restante. Los daños causados por las explosiones al macizo rocoso son una consecuencia inevitable de los métodos convencionales de perforación y voladura. Sin embargo, se puede hacer mucho para minimizar el daño excesivo a la roca mediante el uso de prácticas controladas de perforación y voladura.

Por lo general el daño inducido por voladura tiene efecto físico en la reducción de propiedades resistentes del macizo rocoso.

De acuerdo con la literatura de (Moraga Hidalgo, 2018), el daño sobre el macizo rocoso debido al proceso de voladura es causado por tres mecanismos distintos:

- A través de la generación de nuevas fracturas al ser superada la resistencia dinámica de la roca.
- Por extensión y apertura de fracturas existentes debido a una excesiva presión de gases.
- Al provocar inestabilidad de un mecanismo de falla (falla plana, cuña, vuelco, deslizamiento circular, etc.) que en condiciones estáticas era estable.

Las prácticas inadecuadas de perforación y voladura pueden provocar daños sustanciales al macizo rocoso dentro las paredes operativas y finales del tajo. Es necesario contar con patrones de perforación y voladura estandarizados que se hayan determinado utilizando diseños de voladura bien fundamentados y procedimientos reconocidos que sean apropiados para las condiciones del terreno en el sitio de la mina.

Los factores que controlan el nivel de daño a las paredes causado por la perforación y voladura incluyen:

- Propiedades del macizo rocoso como orientación, persistencia y espaciamiento de la estructura geológica, presencia de agua subterránea, etc.
- El grado de confinamiento y la cantidad de carga desplazada por la explosión propuesta.
- Remoción inadecuada de escombros de rocas de voladuras anteriores desde el toe del talud.
- El grado de fragmentación de la roca requerido.
- Selección apropiada del diámetro para la perforación.
- Control de la posición del collar, inclinación y longitud del taladro.
- Tipo y cantidad de material usado en el taco del taladro.
- Ubicación de perforaciones con un patrón adecuado para lograr la geometría de excavación requerida. El uso de taladros en contornos específicos, taladros de ayuda, o técnicas de voladura controlada (por ejemplo, precorte, poscorte o cargas espaciadas).
- Selección de sistemas de iniciación apropiado y secuencia de iniciación para las explosiones.
- Tipos específicos o combinaciones de explosivos. Los explosivos deben seleccionarse de acuerdo con las condiciones dadas de la masa rocosa.
- Control de los niveles de energía explosiva en los taladros cercanos o en contorno a la pared y preferentemente utilizando cargas explosivas desacopladas, con un diámetro de cartucho menor que el del taladro de voladura para minimizar el daño de la explosión en el perímetro de excavación, la altura requerida del banco y la profundidad de la perforación de subrasante (subdrilling).

Se resalta tres tipos de voladura de rocas.

Voladura de producción: El objetivo principal de este método es romper material en grandes volúmenes para su extracción. En este tipo de voladura la fragmentación de la

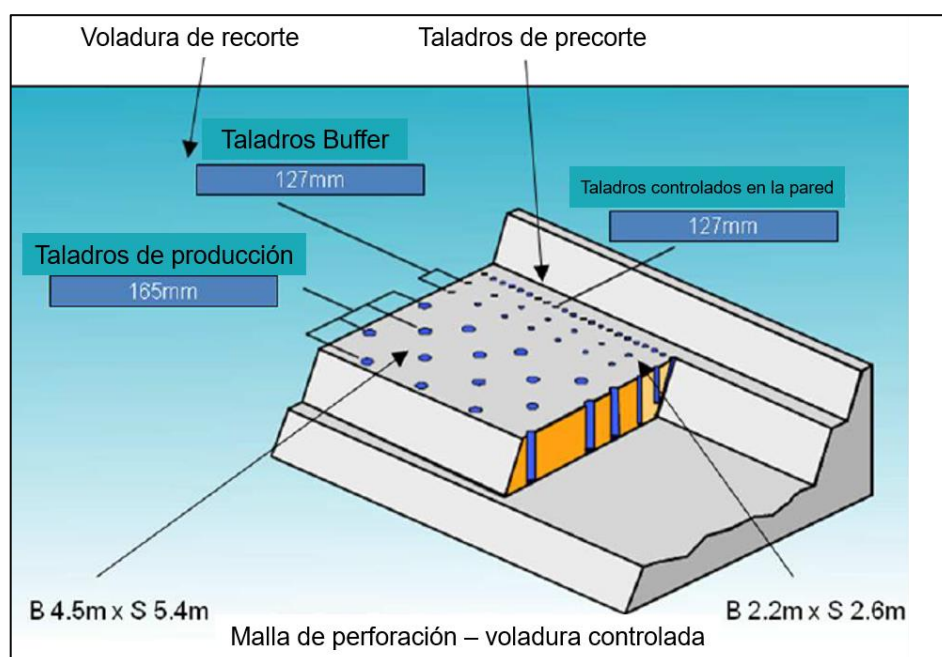
roca es un objetivo clave del diseño y se generan energías más altas en comparación con las voladuras de contorno. Con este método se asocian factores de carga, espaciamientos y burden más grandes.

Voladura secundaria: El objetivo principal de este método es romper bloques de la roca volada que de otro modo no podría cargarse/retirarse eficazmente del tajo.

Voladura contorno: Consiste en voladuras de recorte y precorte cuyo objetivo principal es asegurar un talud estable y minimizar la ocurrencia de desprendimientos de rocas. Las voladuras de recorte se aplican en los contornos del tajo y tienen una carga reducida en comparación con una voladura de producción, lo que ayuda a minimizar la energía que se dirige de regreso a la pared lateral. En la Figura 31, se muestra un diseño típico de voladura contornos. Las voladuras de precorte se aplican dentro del límite de diseño y evitan que los gases y la energía de compresión de la voladura de recorte se muevan y perturben la masa rocosa que formará el futuro talud del tajo. Un patrón de división previa consiste en una sola línea de taladros espaciados uniformemente, perforados en el límite de diseño final.

Figura 31

Esquema de voladura con taladros de producción y de contornos en un tajo abierto



.Fuente: Elaboración propia.

2.6.2 Incorporación de daño por voladura en el diseño de taludes.

El resultado de daño por voladura es la pérdida de resistencia del macizo rocoso debido a la creación de nuevas fracturas y la apertura de fracturas existentes por la penetración de gases explosivos (Hoek, Read, & Karzulovic, 2000).

El método más utilizado para contabilizar los daños o perturbaciones por voladura se denomina factor D.

El factor de perturbación D fue introducido por (Hoek, Carranza-Torres, & Corkun, 2002) y no existe mucha experiencia sobre su uso (Hoek & Diederichs, 2006). D es un factor que depende del grado de perturbación al que ha sido sometido el macizo rocoso por el daño de la voladura y la relajación de esfuerzos.

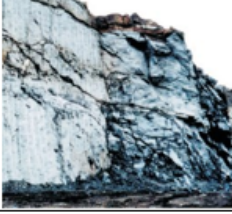
Varía de 0 para macizos rocosos in situ no perturbados a 1 para macizos rocosos muy perturbados (Hoek E. , 2007).

La experiencia ingenieril en el diseño de taludes en gran minería a tajo abierto ha demostrado que no es fácil estimar el valor exacto de D, ya que varios factores pueden influir en el grado de perturbación en el macizo rocoso (Zou & Shen, 2020).

(Hoek & Brown, 2019) presentaron cinco casos típicos para ilustrar cómo asignar valores apropiados del factor D a proyectos de ingeniería en diversas condiciones de excavación, ver Figura 32.

Figura 32

Guía para estimar el factor de perturbación D

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	D = 0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contra bóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D = 0 D = 0.5
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.	D = 0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo, la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.	D = 0.7 Buena Voladura D = 1.0 Mala Voladura
	Los taludes en las minas a cielo abierto de gran escala sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D = 1,0 Voladura de producción D = 0,7 Excavación mecánica

Fuente: Hoek & Brown (2009)

(Hoek E. , 2009) argumenta que el daño de la voladura sólo se extiende una distancia limitada dentro de los taludes. Esto puede variar desde uno o dos metros para pequeñas voladuras en ingeniería civil hasta muchas decenas de metros para voladuras de producción en minas a tajo abierto. Degradar las propiedades de todo el macizo rocoso por el factor D conducirá a predicciones de falla de taludes irrealmente grandes, de ahí que

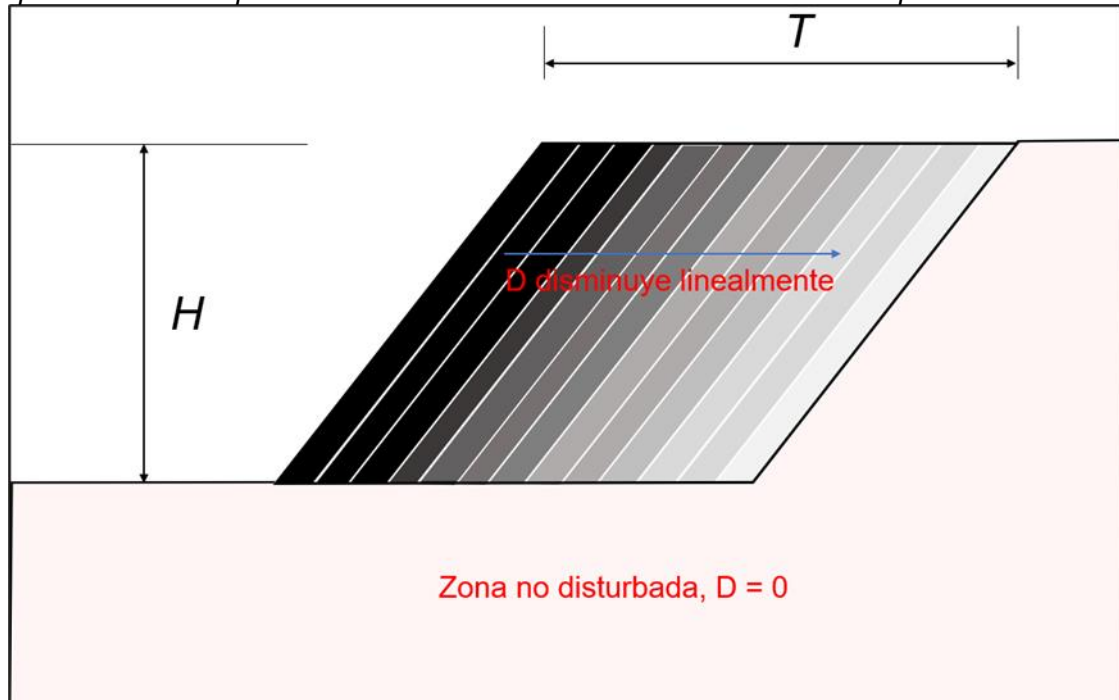
se proporcionarán guías para estimar el espesor de la zona de daño o perturbada por voladuras.

El espesor (T) de la zona de perturbación (ver Fig. 33) depende de los factores de diseño de la voladura (tipo de explosivo, carga, diámetro y carga del taladro de perforación) y de las propiedades mecánicas del macizo rocoso. La persistencia de discontinuidades preexistentes podría influir significativamente en el espesor de la zona de daño por la voladura (Zou & Shen, 2020).

El macizo rocoso con una menor persistencia de discontinuidad tiende a desarrollar menor espesor de zona de daño por voladura en comparación con un macizo rocoso con una persistencia grande de discontinuidad. Además, el espesor de la zona de daño por explosión disminuye con un aumento en la resistencia a la tracción del macizo rocoso (Zou & Shen, 2020).

Figura 33

Representación esquemática de modelos de talud considerando zona perturbada



Fuente: Zou & Shen, (2020).

Hoek y colaboradores entre los años 2002 – 2012, proporcionaron una guía sobre la selección de valores apropiados del factor D para la aplicación práctica, ver Tabla 13.

Tabla 13

Guía para estimar el espesor(T) de la zona de perturbada

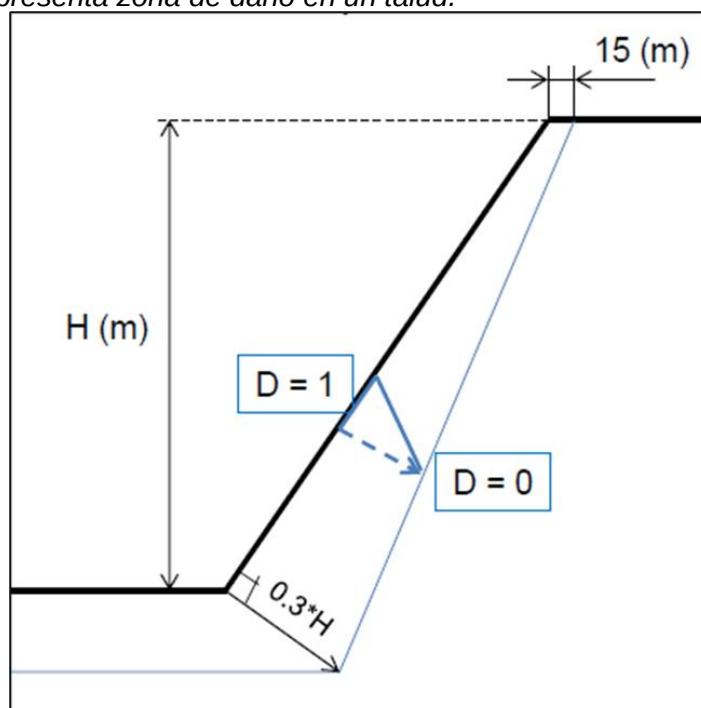
CONDICIONES DE VOLADURA	VALORES SUGERIDOS PARA T
Voladura de producción a gran escala, confinado con poco o ningún control.	$T = (2.0 - 2.5) H$
Voladura de producción sin control, pero con cara libre.	$T = (1.0 - 1.5) H$
Voladura de producción confinada, pero con cierto control, p. ej. Una o más filas buffer.	$T = (1.0 - 1.2) H$
Voladura de producción, pero con cierto control, p. ej. Una o más filas buffer y con cara libre.	$T = (0.5 - 1.0) H$
Voladura de producción cuidadosamente controlada con cara libre.	$T = (0.3 - 0.5) H$

Fuente: Zou & Shen, (2020).

(Silva & Gómez, 2015) en el trabajo relacionado al Factor de perturbación (Factor D) busco determinar el grado de perturbación en un tajo abierto, indicando lo siguiente: “En la conceptualización de la perturbación está implícito el supuesto de que la voladura y el relajamiento de esfuerzos reducen el GSI y también crea microfracturas en la roca intacta y abre fracturas preexistentes. Además, estos autores sugieren una metodología para incorporar la zona de daño asociada al Factor D en un análisis de estabilidad, tal como se muestra a continuación en la Figura 34.

Figura 34

Diagrama que representa zona de daño en un talud.



Fuente: Silva & Gómez, (2015).

2.7 Incertidumbre y confiabilidad en el diseño de taludes

Una de las principales dificultades que encuentran los ingenieros geotécnicos es lidiar con la incertidumbre presente en todos los aspectos del proceso de diseño de taludes. La incertidumbre está asociada con la variación natural de las propiedades y la imprecisión e imprevisibilidad causadas por información insuficiente sobre parámetros y modelos.

2.7.1 Incertidumbre en geotecnia

Según (Baecher & Christian, 2003), como primera aproximación, las incertidumbres que se abordan en la ingeniería geotécnica se dividen en tres categorías principales: variabilidad natural, incertidumbre en el conocimiento y error humano.

- La variabilidad natural: se asocia con la aleatoriedad "inherente" de los procesos naturales, que se manifiesta como variabilidad en el tiempo o sobre el espacio. Las propiedades básicas consideradas son: alteraciones, características estructurales, RQD, UCS, GSI, etc.
- Incertidumbre en el conocimiento: Se atribuye a la falta de entendimiento, comprensión de las leyes físicas que limitan la capacidad de modelar el mundo real, y está relacionado a datos limitados o ambiguos, falta de información sobre eventos y procesos, criterios subjetivos, error de medición, etc. La incertidumbre del conocimiento se divide en tres subcategorías principales para aplicaciones geotécnicas: incertidumbre de caracterización del sitio, incertidumbre del modelo e incertidumbre de los parámetros (Baecher & Christian, 2003).

Este tipo de incertidumbre puede ser reducido al recopilar más datos experimentales, mejorando los métodos de medición y cálculo y utilizando modelos más refinados.

- Error humano: Esta categoría incluye el uso de equipos de campo y de laboratorio con imperfecciones o sin calibración. Los errores cometidos por el operador de estos equipos y fallas cometidas en los procedimientos también reducen la confiabilidad de los resultados obtenidos.

2.7.2 Confiabilidad

(Steffen, 2006) indica que convencionalmente los diseños de taludes en open pit están en función de la información geotécnica disponible y que el criterio de decisión está basado en el factor de seguridad, en la probabilidad de falla y en la experiencia. Mas no estrictamente en un análisis de riesgos que involucren a los directores de las compañías quienes deben de determinar el criterio aceptable de riesgo, que permite a los especialistas en geotecnia diseñar taludes con ángulos más pronunciados que satisfagan el criterio de aceptabilidad de riesgo. Por lo tanto, los criterios aceptabilidad de riesgo se establecen en función de las consecuencias de posibles fallos, las cuales se identifican en conjunto con los directores de la compañía y especialistas durante la selección de los ángulos de los taludes, también permite la identificación de áreas donde la exploración geotécnica maximizaría la reducción del riesgo.

Los cálculos de confiabilidad proporcionan un medio para evaluar los efectos combinados de incertidumbres y un medio para distinguir condiciones donde las incertidumbres son particularmente altas o bajas (Duncan, Wright, & Brandon, 2014).

La confiabilidad(R) de un talud es una medida alternativa de estabilidad que considera explícitamente las incertidumbres involucradas en los análisis de estabilidad. La confiabilidad de un talud es la probabilidad calculada de que un talud no falle (Duncan, Wright, & Brandon, 2014) y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$R = 1 - P_f \dots\dots\dots (2.24)$$

Donde:

R : es la confiabilidad y P_f es la probabilidad de falla calculada del talud.

2.7.2.1 Índice de confiabilidad. El índice de confiabilidad (β) es una medida alternativa de seguridad o confiabilidad, que está únicamente relacionada con la probabilidad de falla. El valor de β indica el número de desviaciones estándar entre $F = 1.0$ (falla) y F_{MLV} (Duncan, Wright, & Brandon, 2014).

Para factores de seguridad distribuido normalmente, β está definido por la ecuación:

$$\beta_N = \frac{F_{MLV}-1.0}{\sigma_F} \dots\dots\dots (2.25)$$

Donde, β_N es el índice de confiabilidad para el factor de seguridad en una distribución normal, F_{MLV} es el factor de seguridad basado en los valores más probables de las variables y σ_F es la desviación estándar del factor de seguridad.

Para factores de seguridad distribuido logonormalmente, β está definido por la ecuación:

$$\beta_{LN} = \frac{\ln(\frac{F_{MLV}}{\sqrt{1+COV_F^2}})}{\sqrt{\ln(1+COV_F^2)}} \dots\dots\dots (2.26)$$

Donde, β_{LN} es el índice de confiabilidad logonormal, F_{MLV} es el factor de seguridad basado en los valores más probables de las variables y COV_F es el coeficiente de variación del factor de seguridad.

(Duncan, Wright, & Brandon, 2014), sugiere estimar la desviación estándar y el coeficiente de variación del factor de seguridad usando las ecuaciones siguientes:

$$\sigma_F = \sqrt{(\frac{\Delta F_1}{2})^2 + (\frac{\Delta F_2}{2})^2 + \dots + (\frac{\Delta F_N}{2})^2} \dots\dots\dots (2.27)$$

$$COV_F = \frac{\sigma_F}{F_{MLV}} \dots\dots\dots (2.28)$$

Donde, $\Delta F_1 = (F_1^+ - F_1^-)$, F_1^+ es el factor de seguridad calculado con el primer parámetro incrementando en una desviación estándar por encima de su valor más probable; y F_1^- es el factor de seguridad calculado con el primer parámetro disminuyendo en una desviación estándar por debajo de su valor más probable.

Los valores $\Delta F_2, \Delta F_3, \dots \Delta F_N$ se calculan variando los valores para los otros parámetros en más y menos una desviación estándar de sus valores más probables. F_{MLV} es el valor más probable del factor de seguridad que es calculado usando los valores más probables de todos los parámetros.

Conociendo F_{MLV} y COV_F , la probabilidad(P_f) de falla se puede determinar usando las Tablas 14, 15 y 16.

Tabla 14

Probabilidades que el factor de seguridad sea menor que 1.0, basado en una distribución normal del factor de seguridad.

F_{MLV}^a	Coefficient of Variation of Factor of Safety (COV_F)														
	2%	4%	6%	8%	10%	12%	14%	16%	20%	25%	30%	40%	50%	60%	80%
1.05	0.9%	11.7%	21.4%	27.6%	31.7%	34.6%	36.7%	38.3%	40.6%	42.4%	43.7%	45.3%	46.2%	46.8%	47.6%
1.10	0.0%	1.2%	6.5%	12.8%	18.2%	22.4%	25.8%	28.5%	32.5%	35.8%	38.1%	41.0%	42.8%	44.0%	45.5%
1.15	0.0%	0.1%	1.5%	5.2%	9.6%	13.9%	17.6%	20.7%	25.7%	30.1%	33.2%	37.2%	39.7%	41.4%	43.5%
1.16	0.0%	0.0%	1.1%	4.2%	8.4%	12.5%	16.2%	19.4%	24.5%	29.1%	32.3%	36.5%	39.1%	40.9%	43.2%
1.18	0.0%	0.0%	0.6%	2.8%	6.4%	10.2%	13.8%	17.0%	22.3%	27.1%	30.6%	35.1%	38.0%	40.0%	42.4%
1.20	0.0%	0.0%	0.3%	1.9%	4.8%	8.2%	11.7%	14.9%	20.2%	25.2%	28.9%	33.8%	36.9%	39.1%	41.7%
1.25	0.0%	0.0%	0.0%	0.6%	2.3%	4.8%	7.7%	10.6%	15.9%	21.2%	25.2%	30.9%	34.5%	36.9%	40.1%
1.30	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	1.1%	2.7%	5.0%	7.5%	12.4%	17.8%	22.1%	28.2%	32.2%	35.0%	38.6%
1.35	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.5%	1.5%	3.2%	5.3%	9.7%	15.0%	19.4%	25.8%	30.2%	33.3%	37.3%
1.40	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	0.9%	2.1%	3.7%	7.7%	12.7%	17.0%	23.8%	28.4%	31.7%	36.0%
1.50	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.3%	0.9%	1.9%	4.8%	9.1%	13.3%	20.2%	25.2%	28.9%	33.8%
1.60	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.4%	1.0%	3.0%	6.7%	10.6%	17.4%	22.7%	26.6%	32.0%
1.70	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	0.5%	2.0%	5.0%	8.5%	15.2%	20.5%	24.6%	30.3%
1.80	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.3%	1.3%	3.8%	6.9%	13.3%	18.7%	22.9%	28.9%
1.90	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	0.9%	2.9%	5.7%	11.8%	17.2%	21.5%	27.7%
2.00	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.6%	2.3%	4.8%	10.6%	15.9%	20.2%	26.6%
2.20	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.3%	1.5%	3.5%	8.6%	13.8%	18.2%	24.8%
2.40	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	1.0%	2.6%	7.2%	12.2%	16.5%	23.3%
2.60	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.7%	2.0%	6.2%	10.9%	15.3%	22.1%
2.80	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.5%	1.6%	5.4%	9.9%	14.2%	21.1%
3.00	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.4%	1.3%	4.8%	9.1%	13.3%	20.2%

Nota: F_{MLV}^a = factor de seguridad calculado utilizando los valores más probables de los parámetros

Tabla 15

Probabilidades que el factor de seguridad sea menor que 1.0, basado en una distribución logonormal del factor de seguridad.

F_{MLV}^a	Coefficient of Variation of Factor of Safety (COV_F)														
	2%	4%	6%	8%	10%	12%	14%	16%	20%	25%	30%	40%	50%	60%	80%
1.05	0.8%	12%	22%	28%	33%	36%	39%	41%	44%	47%	49%	53%	55%	58%	61%
1.10	0.0%	0.9%	6%	12%	18%	23%	27%	30%	35%	40%	43%	48%	51%	54%	59%
1.15	0.0%	0.03%	1.1%	4%	9%	13%	18%	21%	27%	33%	37%	43%	48%	51%	56%
1.16	0.0%	0.01%	0.7%	3%	8%	12%	16%	20%	26%	32%	36%	42%	47%	50%	56%
1.18	0.0%	0.0%	0.3%	2%	5%	9%	13%	17%	23%	29%	34%	41%	45%	49%	55%
1.20	0.0%	0.0%	0.13%	1.2%	4%	7%	11%	14%	21%	27%	32%	39%	44%	48%	54%
1.25	0.0%	0.0%	0.01%	0.3%	1.4%	4%	6%	9%	15%	22%	27%	35%	41%	45%	51%
1.30	0.0%	0.0%	0.0%	0.06%	0.5%	1.6%	3%	6%	11%	17%	23%	31%	37%	42%	49%
1.35	0.0%	0.0%	0.0%	0.01%	0.2%	0.7%	1.9%	4%	8%	14%	19%	28%	34%	40%	47%
1.40	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.04%	0.3%	1.0%	2%	5%	11%	16%	25%	32%	37%	45%
1.50	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.04%	0.2%	0.7%	3%	6%	11%	19%	27%	32%	41%
1.60	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.01%	0.05%	0.2%	1.1%	4%	7%	15%	22%	28%	38%
1.70	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.01%	0.06%	0.5%	2%	5%	12%	19%	25%	43%
1.80	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.01%	0.2%	1.2%	3%	9%	16%	22%	31%
1.90	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.08	0.65%	2%	7%	13%	19%	29%
2.00	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.03%	0.36%	1.3%	5%	11%	17%	26%
2.20	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.01%	0.10%	0.56%	3%	8%	13%	22%
2.40	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.03%	0.23%	1.9%	5%	10%	19%
2.60	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.01%	0.09%	1.1%	4%	7%	16%
2.80	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.04%	0.66	3%	6%	13%
3.00	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.02%	0.39%	1.8%	4%	11%

Nota: F_{MLV}^a = factor de seguridad calculado utilizando los valores más probables de los parámetros

Tabla 16

Probabilidades que el factor de seguridad sea menor que 1.0, basado en una distribución normal del factor de seguridad.

Coefficient of Variation of Factor of Safety (COV _F)															
F _{MLV} ^a	2%	4%	6%	8%	10%	12%	14%	16%	20%	25%	30%	40%	50%	60%	80%
1.05	0.9%	11.7%	21.4%	27.6%	31.7%	34.6%	36.7%	38.3%	40.6%	42.4%	43.7%	45.3%	46.2%	46.8%	47.6%
1.10	0.0%	1.2%	6.5%	12.8%	18.2%	22.4%	25.8%	28.5%	32.5%	35.8%	38.1%	41.0%	42.8%	44.0%	45.5%
1.15	0.0%	0.1%	1.5%	5.2%	9.6%	13.9%	17.6%	20.7%	25.7%	30.1%	33.2%	37.2%	39.7%	41.4%	43.5%
1.16	0.0%	0.0%	1.1%	4.2%	8.4%	12.5%	16.2%	19.4%	24.5%	29.1%	32.3%	36.5%	39.1%	40.9%	43.2%
1.18	0.0%	0.0%	0.6%	2.8%	6.4%	10.2%	13.8%	17.0%	22.3%	27.1%	30.6%	35.1%	38.0%	40.0%	42.4%
1.20	0.0%	0.0%	0.3%	1.9%	4.8%	8.2%	11.7%	14.9%	20.2%	25.2%	28.9%	33.8%	36.9%	39.1%	41.7%
1.25	0.0%	0.0%	0.0%	0.6%	2.3%	4.8%	7.7%	10.6%	15.9%	21.2%	25.2%	30.9%	34.5%	36.9%	40.1%
1.30	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	1.1%	2.7%	5.0%	7.5%	12.4%	17.8%	22.1%	28.2%	32.2%	35.0%	38.6%
1.35	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.5%	1.5%	3.2%	5.3%	9.7%	15.0%	19.4%	25.8%	30.2%	33.3%	37.3%
1.40	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	0.9%	2.1%	3.7%	7.7%	12.7%	17.0%	23.8%	28.4%	31.7%	36.0%
1.50	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.3%	0.9%	1.9%	4.8%	9.1%	13.3%	20.2%	25.2%	28.9%	33.8%
1.60	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.4%	1.0%	3.0%	6.7%	10.6%	17.4%	22.7%	26.6%	32.0%
1.70	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	0.5%	2.0%	5.0%	8.5%	15.2%	20.5%	24.6%	30.3%
1.80	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.3%	1.3%	3.8%	6.9%	13.3%	18.7%	22.9%	28.9%
1.90	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	0.9%	2.9%	5.7%	11.8%	17.2%	21.5%	27.7%
2.00	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.6%	2.3%	4.8%	10.6%	15.9%	20.2%	26.6%
2.20	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.3%	1.5%	3.5%	8.6%	13.8%	18.2%	24.8%
2.40	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	1.0%	2.6%	7.2%	12.2%	16.5%	23.3%
2.60	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.7%	2.0%	6.2%	10.9%	15.3%	22.1%
2.80	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.5%	1.6%	5.4%	9.9%	14.2%	21.1%
3.00	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.4%	1.3%	4.8%	9.1%	13.3%	20.2%

Nota: Las áreas sombreadas muestran combinaciones de COV_F y F_{MLV}, para las que la PF de la distribución normal es mayor que la PF de la distribución lognormal.
 F_{MLV}^b = factor de seguridad calculado utilizando los valores más probables de los parámetros.

Capítulo III. Desarrollo del trabajo de investigación

El Modelo Geotécnico, es una representación simplificada de las características geológicas y geotécnicas que posee un macizo rocoso, conformado por la integración de una serie de elementos que en conjunto definen unidades de similar comportamiento geotécnico dentro del macizo rocoso, denominadas Unidades Geotécnicas (UG). Los principales elementos que constituyen el Modelo Geotécnico del tajo Santa Rosa son:

- Modelo geológico: Litología y alteración
- Modelo hidrogeológico
- Modelo de peligro sísmico
- Modelo de cavidades
- Modelo estructural
- Modelo de calidad del macizo rocoso y unidades geotécnicas.

3.1 Modelo geológico

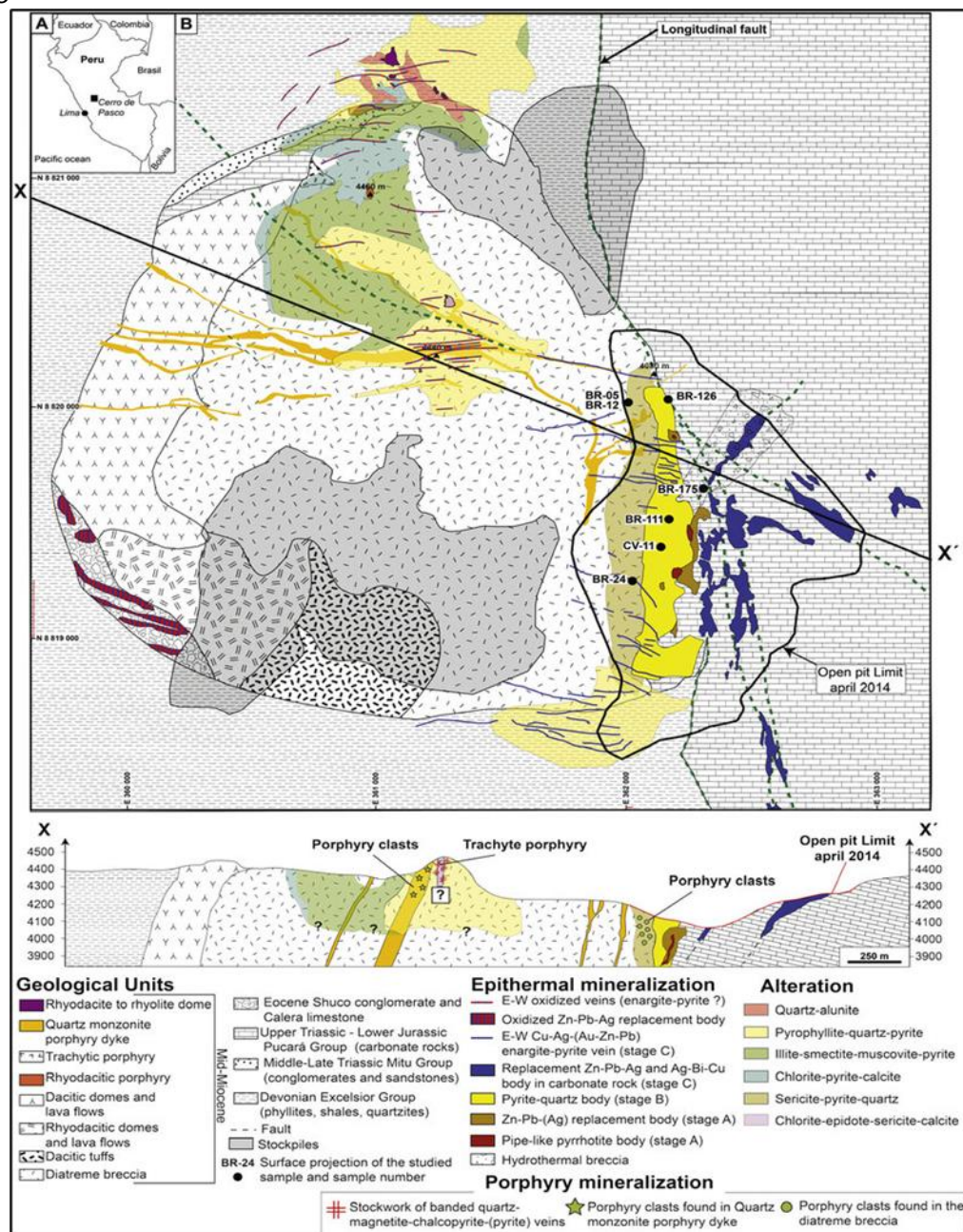
3.1.1 *Contexto geológico regional*

El yacimiento Cerro de Pasco se encuentra ubicado en la Cordillera Central de Perú y forma parte del cinturón metalogénico del mioceno medio del centro y norte del Perú. Consiste principalmente de un complejo domo-diatrema de 2,5 km de diámetro emplazado al Oeste de la falla regional Cerro de Pasco. Este domo-diatrema está representado por brechas volcánicas y volcanoclásticas, que intruyen filitas y cuarcitas del grupo Excelsior de edad devónica; y a conglomerados y areniscas del grupo Mitu, de edad triásico inferior a medio. Al Este de la Falla Cerro de Pasco, en discordancia angular, se disponen las calizas y dolomías del grupo Pucará del Triásico tardío. La formación del domo-diatrema se llevó a cabo por una serie de eventos magmáticos y freato-magmáticos, comenzando por una fase explosiva dando origen a rocas volcánicas y volcanoclásticas. Posteriormente, éste fue intruído por una serie de cuerpos volcánicos y subvolcánicos dacíticos a riodacíticos y por diques de cuarzo monzonita con tendencia Este a Oeste.

La mineralización hidrotermal presenta características de baja sulfidización, localizado a profundidades someras y ocurre a lo largo del margen oriental del diatrema, principalmente como reemplazo a las secuencias del Grupo Pucará, dando origen a un cuerpo masivo de Piritita – Sílice. Una última etapa de mineralización, de características de alta sulfidización da lugar a vetas mineralizadas con un mayor control estructural principalmente en la parte este del tajo.

Figura 35

Vista en planta marco geológico regional y sección representativa yacimiento Cerro de Pasco



Fuente: Rottier. (2021)

A grandes rasgos, el yacimiento Cerro de Pasco se encuentra conformado por diferentes tipos de eventos de mineralización:

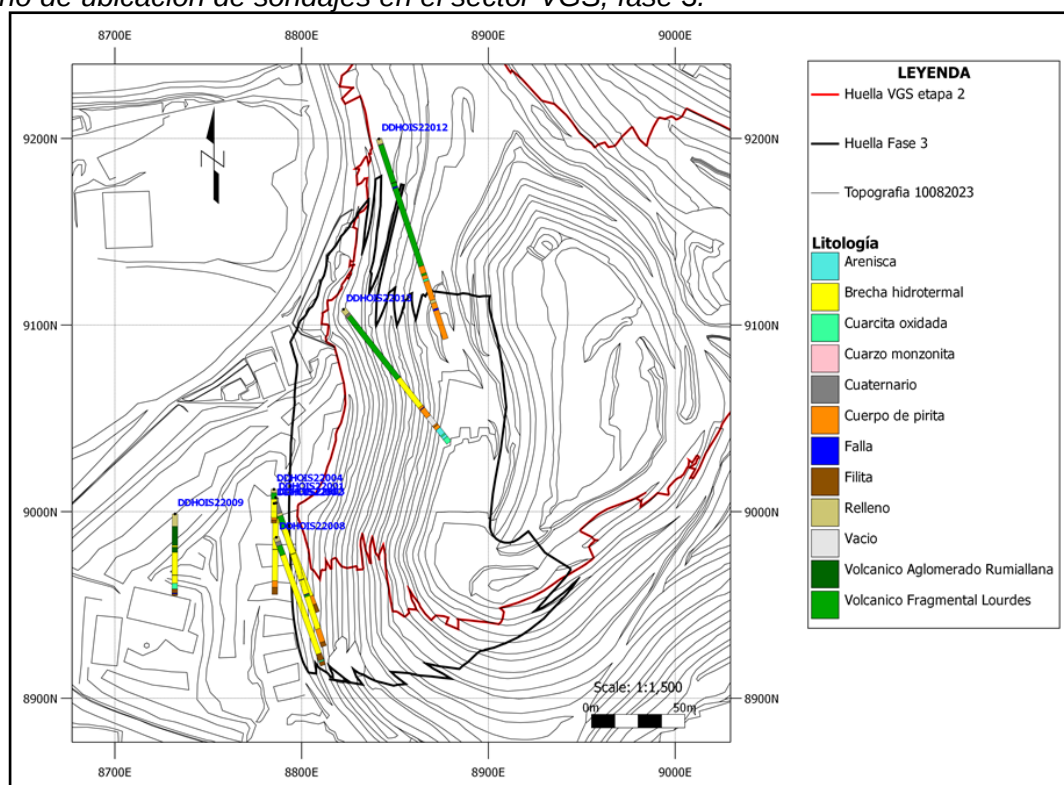
Primera fase de mineralización hidrotermal de baja sulfuración que da lugar a grandes masas sulfuradas polimetálicas (Zn-Pb-Ag) que reemplazan a la secuencia carbonatada del grupo Pucará y genera el gran cuerpo masivo de Pirita – Sílice ubicado en la pared oeste del tajo. Una segunda fase de mineralización hidrotermal de alta sulfuración, con un mayor control estructural y que da lugar a yacimientos de vetas y cuerpos de Cu-Ag, disseminados de Ag y Ag-Au, cuerpos y vetas de Pb-Zn.

3.1.2 Revisión y actualización del modelo geológico local

A principios del 2022, Volcan realiza perforaciones en el interior y el entorno del tajo Raúl Rojas, con la finalidad de actualizar el modelo geológico, geotécnico e identificar sectores con mineral para abastecer a la planta Paragsha y Óxidos. En la Figura 36, se muestra los sondajes que se ejecutaron en el sector de VGS del tajo Santa Rosa que incluye a la fase 3, con los cuales se actualizó el modelo geológico..

Figura 36

Plano de ubicación de sondajes en el sector VGS, fase 3.



3.1.3 Modelo litológico

A continuación, se exponen las diferentes unidades litológicas que se encuentran expuestas en el sector VGS que incluye la fase 3 del tajo Santa Rosa:

Grupo Excélsior:

Se corresponden a rocas pertenecientes al Paleozoico inferior (Devónico), cuyo protolito sedimentario ha sido afectado por metamorfismo de diferente grado, y que se presentan como: pizarras grises, filitas con foliación, cuerpos de cuarcitas, y capas de areniscas intercaladas con lutitas negras pizarrosas.

Grupo Mitu:

Constituido por rocas sedimentarias (areniscas rojas, limolitas rojas y verdosas) y conglomerados) de edad Pérmica. Su presencia en el tajo se encuentra acotada a la pared sur, junto con las rocas del Grupo Excélsior, y se extienden en profundidad hacia el suroeste y norte.

Unidad Volcánica Fragmental Lourdes:

Se corresponde con la secuencia más antigua del complejo volcánico Cerro de Pasco. Litológicamente se define como una brecha polimíctica de color gris a blanco, que contiene fragmentos silicificados del Grupo Excélsior en una matriz tobácea de composición dacítica. Se dispone en el tajo como un cuerpo tabular con orientación NS y con alto manteo hacia el oeste, y se encuentra restringido en la pared oeste del tajo Santa Rosa, en contacto con el cuerpo de Pirita-Sílice y la Unidad Volcánica Rumiallana.

Unidad Volcánica Rumiallana:

Litológicamente se encuentra asociada a una brecha polimíctica de color gris oscuro, con bloques de hasta 1 m. de diámetro y clastos angulosos a subangulosos de fragmentos de del Grupo Excélsior y Pucara, intrusivos argilizados y Fragmental Lourdes en una matriz tobácea semiconsolidada. En base a sus características, aspecto y ubicación distal en toda la pared oeste ha sido catalogada como una brecha freatomagmática.

Cuerpo de Pirita – Sílice:

Cuerpo masivo de sulfuro con contenido variable de sílice e interés económico, que se presenta como un cuerpo tabular con orientación NS, con alto manteo hacia el oeste, y cuyo espesor aumenta hacia superficie. Se encuentra restringido a la pared oeste, y se encuentra delimitado por la Unidad Volcánica Fragmental Lourdes hacia el oeste, y por el Grupo Excelsior y Mitú hacia el este.

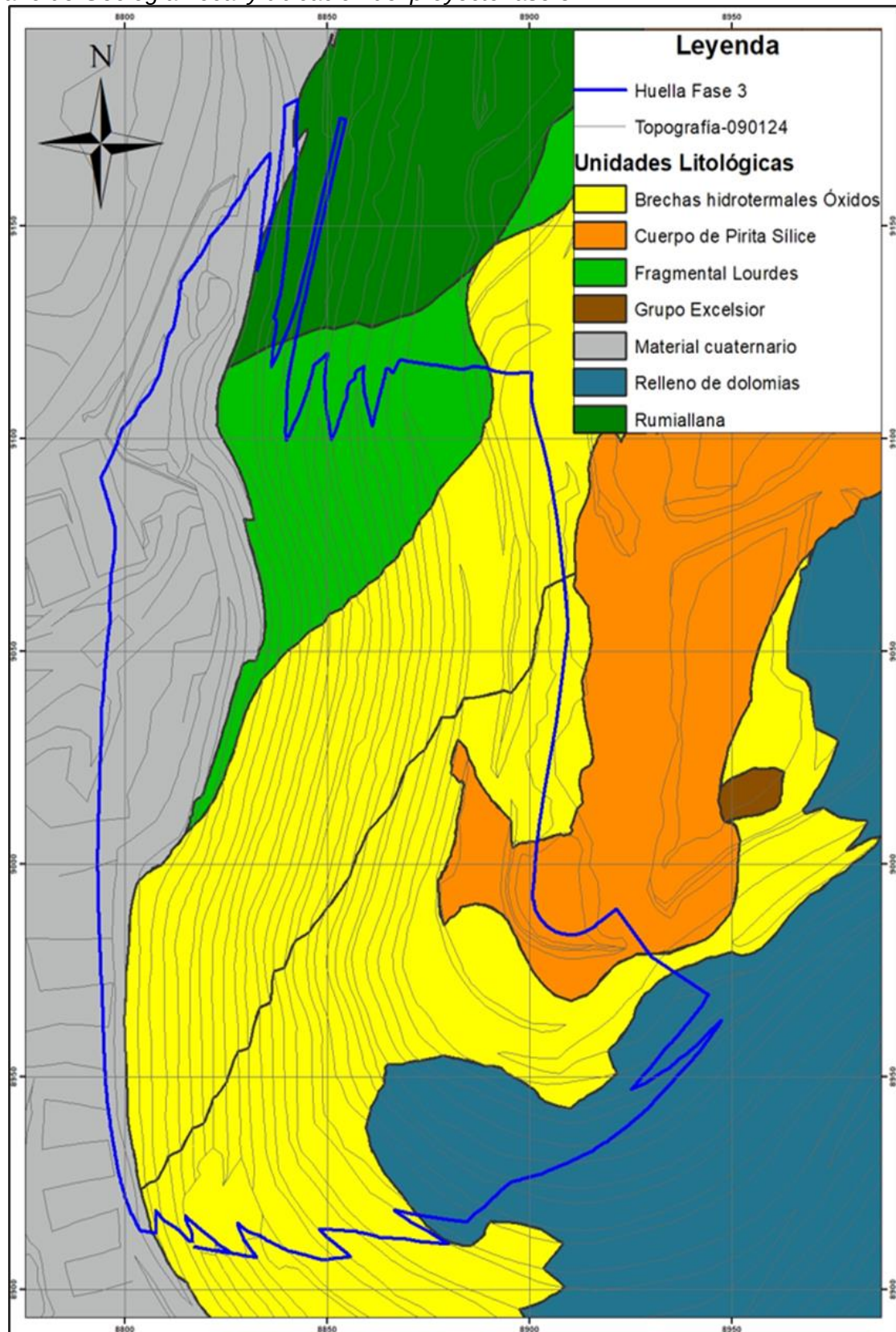
Brechas hidrotermales – Óxidos:

Asociadas a brechas con características propias de yacimientos epitermales de alta sulfuración, con mineralización económica, y con un alto nivel de oxidación e inyecciones de flujos irregulares de sílice-óxido. Su distribución se encuentra asociada a cuerpos irregulares superficiales ubicados en la parte sur del tajo, y a ciertos sectores de la pared este.

En la Figura 37, se muestra una vista en planta representativa del yacimiento, con la ubicación del tajo Santa Rosa.

Figura 37

Plano de Geología Local y ubicación del proyecto fase 3.



Fuente: Elaboración propia.

3.1.4 Modelo de alteración

El modelo de alteración del yacimiento se encuentra asociado a dos fuentes principales: origen hidrotermal, asociados a los procesos generadores del yacimiento, y de carácter supérgeno. Estas dos fuentes dan origen a diferentes tipos de alteración, que condicionan el comportamiento y calidad del macizo rocoso. Estas alteraciones son las siguientes:

Dolomitización: Proceso de reemplazamiento hidrotermal de rocas carbonatadas del catión Ca^{+} por Mg^{+} .

Argilización: Alteración de intensidad moderada, caracterizada por la presencia de caolín e illita, y en menor medida esmectita – montmorillonita, que se dispone afectando a la matriz, relleno de cavidades o en forma de patinas blanquecinas. Su distribución se encuentra asociada a los materiales de las unidades volcánicas, diques cuarzo-monzoníticos, Brecha San Alberto, y Grupo Excelsior y Mitú.

Argílica avanzada: Caracterizada por la presencia de sílice oquerosa, y relacionada a sectores del yacimiento sometidos a procesos hidrotermales de alta sulfuración. Este tipo de alteración se encuentra restringida a la parte sur del tajo, en el sector del tajo Santa Rosa, y a ciertas estructuras E-W.

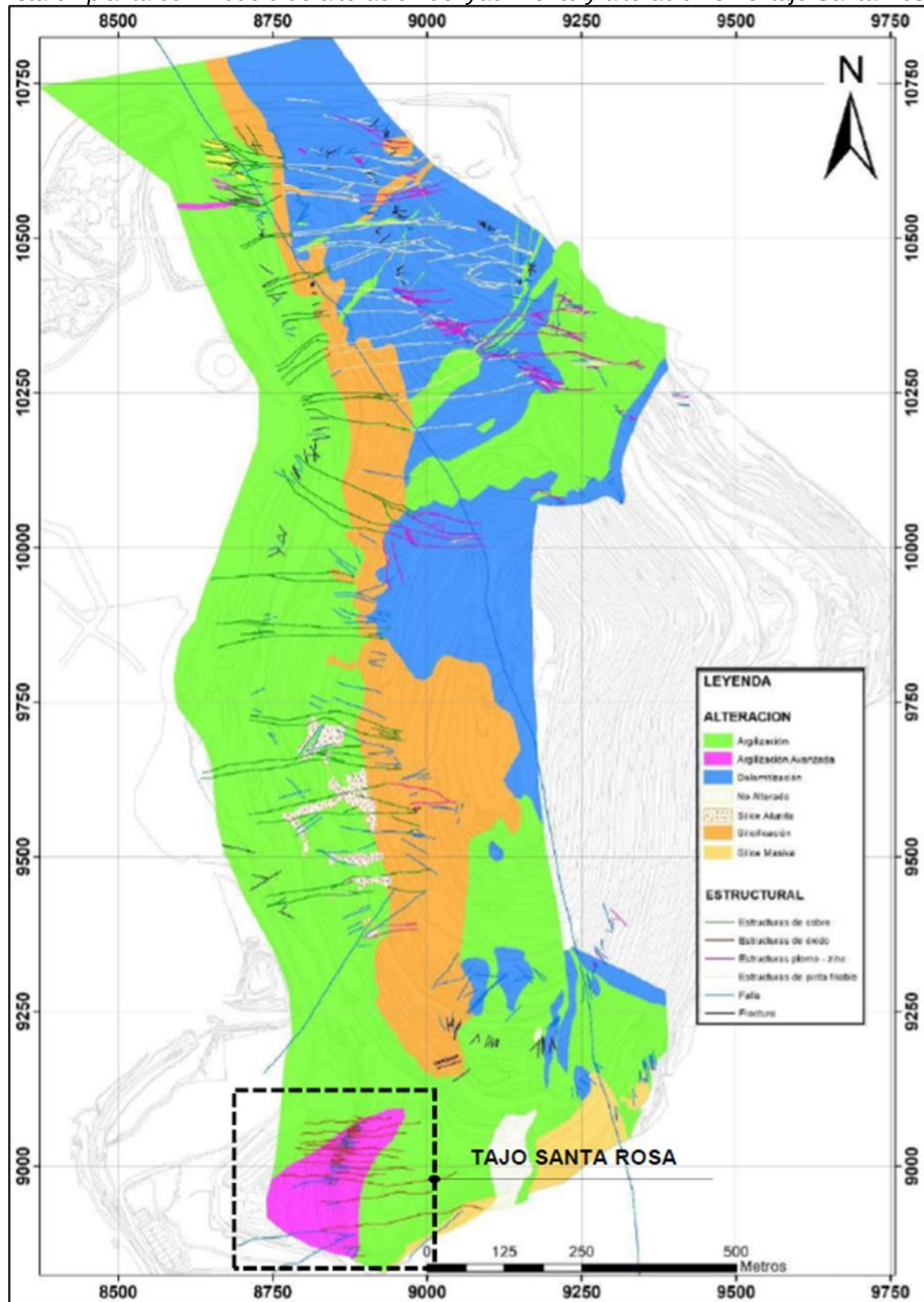
Sílice Masiva: Caracterizada por la presencia de una intensa silicificación de la matriz, y asociada principalmente al cuerpo masivo de Pirita – Sílice.

Alteración supérgena: Asociada a la meteorización superficial del macizo rocoso por procesos fisicoquímicos, que genera una argilización y oxidación de la matriz rocosa, y de sus discontinuidades. Se dispone como un horizonte superficial continuo, ubicado en las partes superiores de los taludes, y afecta a la mayor parte de las unidades litológicas.

En la Figura 38, se muestra una vista en planta del tajo Raúl Rojas con la distribución de los diferentes tipos de alteración presentes en el yacimiento. En el recuadro negro, se destaca el sector del tajo Santa Rosa, donde se puede apreciar la presencia principalmente de alteración argílica y argílica avanzada. En la fase 3 del tajo Santa Rosa predomina la alteración argílica y argílica avanzada.

Figura 38

Vista en planta con modelo de alteración del yacimiento y alteración en el tajo Santa Rosa



Fuente: UMCP (2021)

3.2 Modelo hidrogeológico

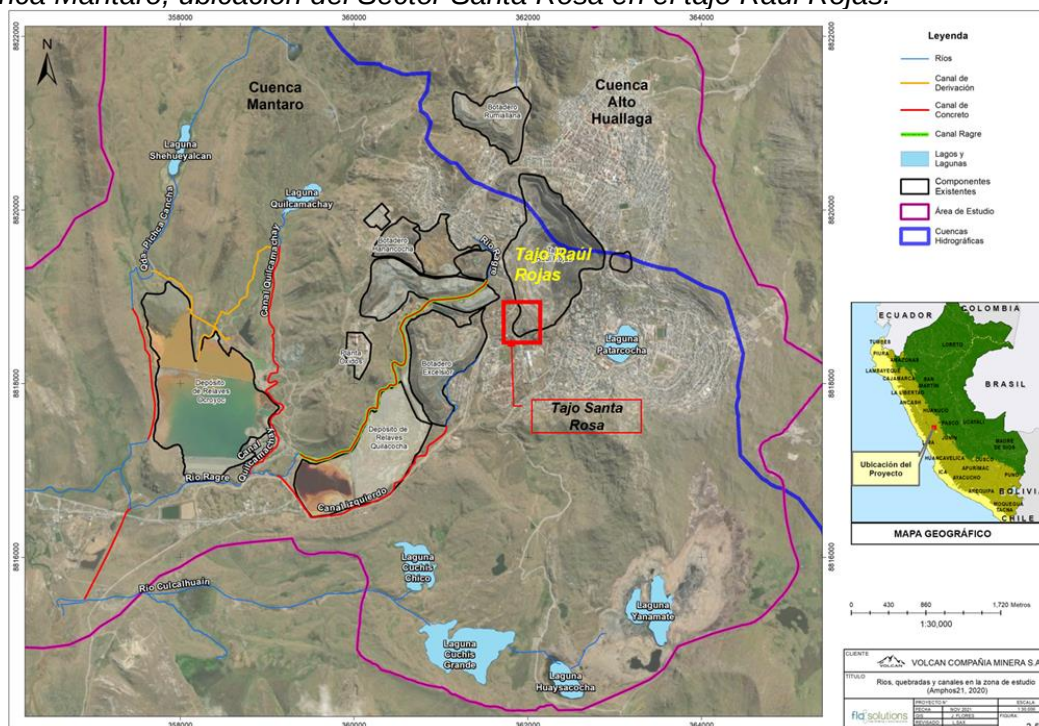
La ciudad de Cerro de Pasco se encuentra ubicada en la cuenca hidrográfica del río Mantaro, y a nivel local, el tajo Raúl Rojas se encuentra ubicado sobre la microcuenca del río Ragre (Quebrada Quiulacocha), la cual presenta una extensión de 17,55 km². La Figura 36, muestra la ubicación del tajo Raúl Rojas dentro de la cuenca hidrográfica Mantaro.

Actualmente en el sector, se cuenta con un modelo hidrogeológico elaborado por la empresa FloSolutions (2023). Se ha definido un total de 6 unidades hidrogeológicas en el entorno del tajo Raúl Rojas:

- Depósitos sedimentarios y/o no consolidados.
- Rocas sedimentarias consolidadas.
- Roca intrusiva – volcánica.
- Calizas.
- Basamento.
- Estructuras.

Figura 39

Cuenca Mantaro, ubicación del Sector Santa Rosa en el tajo Raúl Rojas.



Fuente: Elaboración propia.

La unidad hidrogeológica de mayor presencia en la Fase 3 del tajo Santa Rosa es la unidad Roca intrusiva - volcánica (FloSolutions, 2023), y fue caracterizada a través de 15 ensayos hidráulicos y cuya conductividad hidráulica se encuentra entre valores de $1,7 \times 10^{-05}$ y $4,6 \times 10^{-08}$, presentando la mayor variabilidad en los sectores superficiales (entre los 0 m y 20 m).

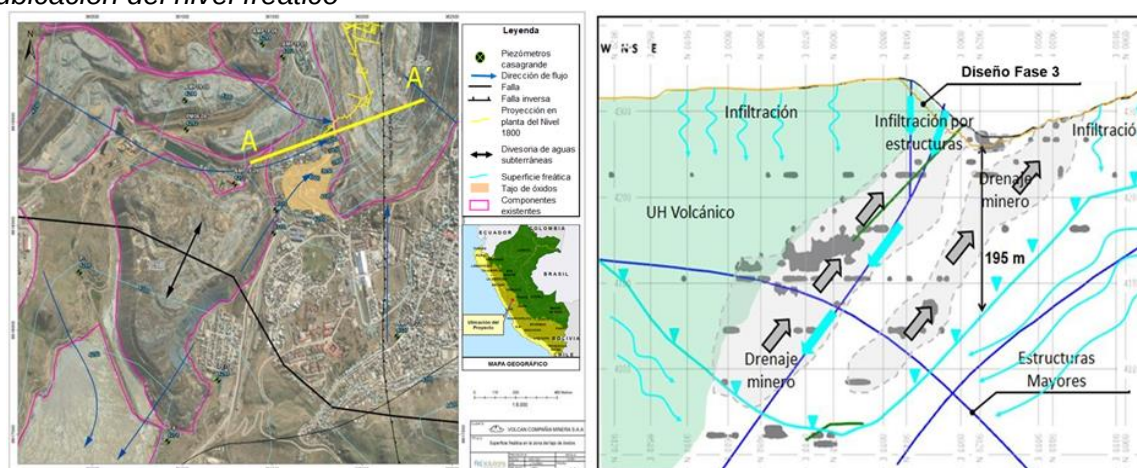
El nivel freático en el tajo Raúl Rojas, presenta forma de cono abatido, con centro en la mina subterránea, esto debido principalmente a la influencia del drenaje minero.

Los taludes en el tajo Santa Rosa son considerados un medio seco, solo sujeto a aguas de escorrentía e infiltración producto de las precipitaciones.

La Figura 40 muestra el nivel freático definido por la empresa FloSolutions (2023).

Figura 40

Izquierda.: Vista en planta con ubicación de la sección A – A'. Derecha.: Sección con ubicación del nivel freático



Fuente: FloSolutions, (2023)

3.3 Modelo de peligro sísmico

El modelo de peligro sísmico se basa en el documento “Actualización del estudio de peligro sísmico para el tajo Raúl Rojas” por Volcan en el 2023 en el marco de los estudios realizados para el plan de cierre de la unidad minera. A continuación, se indican los elementos más importantes de dicho modelo:

- El análisis de la información histórica y sismotectónica considera que las fuentes sísmicas en el área de Cerro de Pasco están asociadas a sismos de subducción y continentales superficiales.

- La evaluación de peligro sísmico ha considerado el análisis mediante el método probabilístico, obteniéndose los siguientes resultados: Método probabilístico: Se determina una aceleración para un periodo de retorno de 475 años de 0,35g.
- Se recomienda considerar una aceleración pico de diseño de 0,35g. Para la condición pseudoestática de análisis de diseño de muros y taludes, se estimó el coeficiente sísmico equivalente al 50 % de la aceleración pico de diseño (PGA), $K_h = 0.18g$.

3.4 Modelo de cavidades

La mina subterránea Paragsha, ubicada bajo el tajo Raúl Rojas, ha desarrollado la minería de cuerpos y vetas mediante el uso de diferentes métodos de explotación, entre los que se destacan:

- Métodos artificialmente soportados por relleno: Corte y Relleno, Sublevel Stopping con Relleno, Square Set y Shrinkage.
- Métodos por hundimiento: Sublevel Caving y Block Caving.

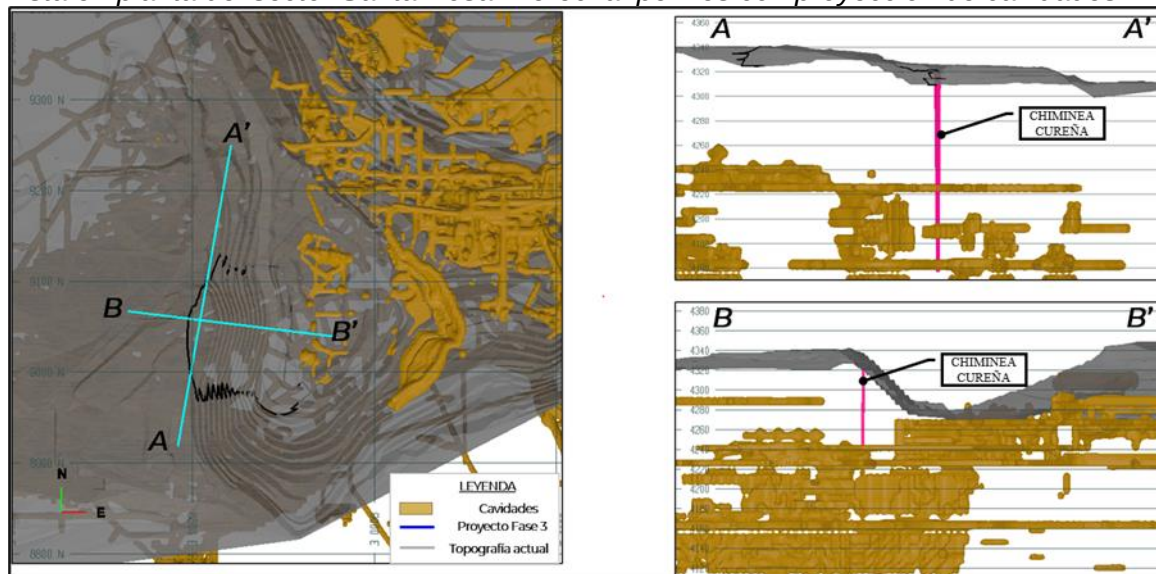
En la actualidad, se cuenta con un modelo de labores y cavidades 3D con cierto grado de interpretación a raíz de los planos topográficos antiguos, que se hace cargo de gran parte de las cavidades existentes; sin embargo, no presenta una certeza clara de su grado de relleno. En la Figura 41, se muestra una vista en planta del sector Santa Rosa, en donde identifica que la mayor parte de explotación se realizó bajo el fondo del tajo, en la zona sur (Santa Rosa) y a lo largo de toda la pared oeste. Estos sectores se encuentran más cercanas a la superficie, llegando a conectar en superficie.

El desarrollo del presente estudio considera que todas las cavidades se encuentran rellenas, sin embargo, esta consideración es validada a medida que se robustezca este modelo de cavidades con las auscultaciones durante la explotación. Las auscultaciones (perforaciones verticales de 14m de longitud) permiten identificar la ubicación, las dimensiones, las condiciones y el tipo de material del relleno de las cavidades y labores antiguas. El proceso de gestión de manejo de cavidades se plasma en el “Protocolo de

manejo de cavidades”, documento riguroso cuya finalidad es garantizar una operación segura durante el minado.

Figura 41

Vista en planta del sector Santa Rosa. Derecha: perfiles con proyección de cavidades



Fuente: Elaboración propia.

3.5 Revisión y actualización del modelo estructural

El modelo estructural del sector VGS del tajío Santa Rosa está soportado por la siguiente información:

- Geometrías 3D de las fallas principales, Volcan 2021.
- Geometrías 3D de las fallas – vetas de Cobre, Volcan 2021.
- Información geotécnica de mapeo en superficie: 370 celdas históricas hasta el 2022 y 60 celdas el 2023.
- Información geotécnica de sondajes(RQD, RMR, GSI): 2 geotécnicos y 6 geológicos ejecutados el 2022.

Las estructuras del modelo han sido agrupadas en: Discontinuidades Mayores, Intermedias y Menores.

- Las discontinuidades mayores corresponden a fallas y/o zonas de cizalle, que presentan una continuidad importante a escala de mina. Son reconocidas en más de un punto de la mina al correlacionar características como espesor, tipo de relleno, halo de influencia y otras, lo que permite distinguirlas de otras y establecer

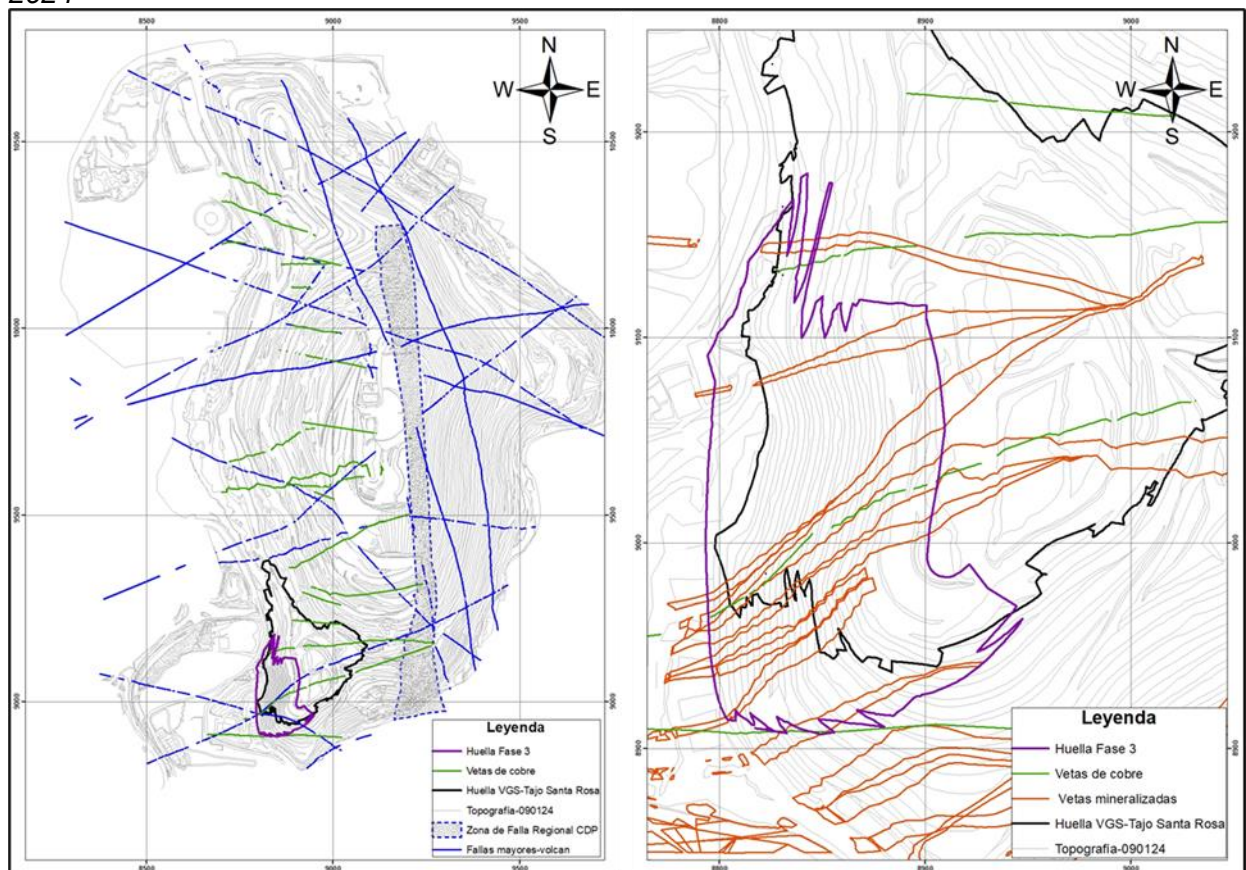
longitudes de decenas o incluso centenares de metros, identificándolas a lo largo del tajo Raúl Rojas, o de sus paredes a escala global.

- Las discontinuidades intermedias son fallas y/o diques que pueden asociarse a un patrón o sistema de fallas con una orientación preferencial. Tienen una menor continuidad que las fallas mayores y espesores menores, y sus trazas pueden ser reconocidas en varios bancos, a escala interrampa.
- Las discontinuidades menores son diaclasas, fracturamiento o planos de estratificación menores presentes en el macizo rocoso y que muestran orientaciones preferenciales. Son reconocidas a escala de banco.

En la Figura 42 se muestra el modelo de estructuras mayores del tajo Raul Rojas hasta el 2021 y el modelo actualizado de estructuras mayores para el tajo Santa Rosa, lo cual se configuró mediante la incorporación de la información hasta julio del 2023.

Figura 42

Modelo de estructuras mayores, Izq. Tajo Raúl Rojas - 2021, Dcha. Tajo Santa Rosa – 2024



Fuente: Elaboración propia..

3.5.1 Revisión de dominios estructurales.

Los dominios estructurales se definen como sectores del macizo rocoso donde existe una fábrica estructural “reconocible” que puede ser diferenciada de los sectores circundantes. Esta fábrica se expresa a través de las orientaciones preferentes de las discontinuidades menores e intermedias, definiendo sistemas de discontinuidades. Dentro de la huella del proyecto fase 3, mediante el análisis de la información recopilada en los trabajos de mapeo y logueo hasta la actualidad, no se ha identificado alguna estructura mayor que influya en el arreglo estructural que sea configurado para el sector VGS que incluye a la fase 3, sin embargo, en las unidades litológicas denominadas brechas hidrotermales y volcánicos (Fragmental Lourdes) los arreglos estructurales son visiblemente diferentes. Los parámetros más resaltantes de estos arreglos estructurales son: la persistencia, el espaciamiento, la alteración de la roca intacta y la orientación de las estructuras intermedias y menores.

Con el propósito de realizar una actualización de los dominios estructurales y las familias de discontinuidades, se verifica el ambiente estructural a partir de la información suministrada en la base de datos actualizada al año 2023. La metodología de trabajo se describe a continuación:

- Se realiza una revisión de los sistemas de discontinuidades menores y fallas mayores reconocidas en la Base de Datos 2023.
- A partir de la información de Dip y Dip Direction de los sistemas de discontinuidades menores se realiza una representación estereográfica y se definen los sistemas para cada dominio. Cada uno de estos dominios posee sistemas de discontinuidades característicos, cuyas representaciones estereográficas se presentan en la Figura 43.
- Establecidos los sistemas de discontinuidades se determinan las características de dichos sistemas a partir del procesamiento de información suministrada en la Base de Datos del año 2023. En el Anexo 1 se presenta una ficha(tabla) con las características principales de las discontinuidades, con las cuales se han

identificado los dominios estructurales y se han construido estadísticas de propiedades de las discontinuadas.

3.5.1.1 Análisis de la información. El análisis de las estructuras mayores a nivel interrampa indica que no se reconocen la presencia de fallas mayores en condición de potencial inestabilidad, evidenciándose solo problemáticas locales debido a la combinación de estructuras intermedias y menores.

La revisión de la base de datos de discontinuidades menores e intermedias indica en general un aumento de celdas en las base de datos, lo cual ha motivado la revisión de los sistemas o familias de cada uno de los dominios estructurales.

En general no se reconocen cambios significativos severos en el modelo estructural, para el proyecto se identificaron 2 dominios estructurales basados en el arreglo estructural dentro de las unidades litológicas de las brechas hidrotermales y los volcánicos denominados Fragmental Lourdes, ver Figura 43.

En la siguiente Tabla 17, se muestra los parámetros dip y dip direction para cada uno de los sistemas en los dominios identificados.

Tabla 17

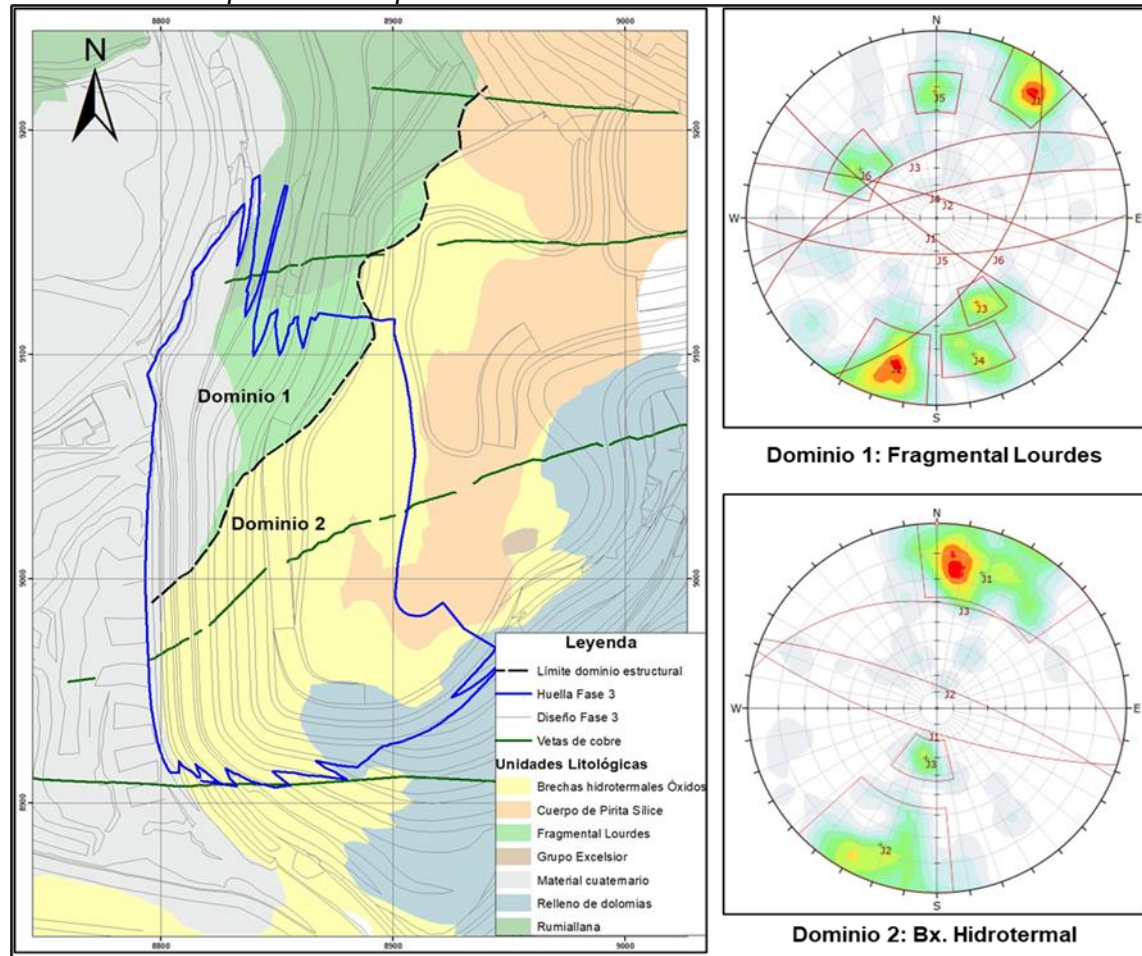
Familias de estructuras para cada dominio

Dominio estructural	Sistemas / familias	Dip(°)		Dip Direction(°)	
		Promedio	Desviación Estándar	Promedio	Desviación Estándar
Dominio 1	J1	79	5	217	5
Dominio 1	J2	78	8	17	7
Dominio 1	J3	53	3	335	7
Dominio 1	J4	74	5	345	7
Dominio 1	J5	68	6	179	5
Dominio 1	J6	51	6	123	10
Dominio 2	J1	75	7	198	15
Dominio 2	J2	77	9	22	12
Dominio 2	J3	31	7	12	8

Fuente: Elaboración propia.

Figura 43

Proyección estereográfica para discontinuidades menores e intermedias por dominio estructural interceptados en la pared del diseño



Fuente: Elaboración propia

3.6 Revisión y actualización de las unidades geotécnicas

3.6.1 Modelo de calidad del macizo rocoso.

El modelo de calidad de macizo rocoso considerado para el estudio ha integrado la información de la caracterización y clasificación geotécnica del macizo rocoso, y las propiedades de roca intacta y de discontinuidades.

Para la construcción del modelo se utilizó la siguiente información:

- Base de datos con información de 430 celdas de mapeo (con índice de calidad de macizo rocoso), hasta el 2023 para el sector VGS donde se ubica la fase 3.
- Base de datos con información geotécnica de 8 sondajes de diamantina, ejecutados el 2022 en el sector VGS que incluye la fase 3.

Como parte del procesamiento de los datos se ajustó la base de datos de RMR de las celdas geotécnicas, a través del recalcu de los puntajes asociados a la longitud y espaciado de las discontinuidades, y resistencia de la roca, en base a antecedentes visualizados en la visita a terreno y antecedentes de ensayos de roca intacta. La construcción del modelo considero el análisis estadístico de parámetros e índices de calidad geotécnica del macizo rocoso, y propiedades de roca intacta:

- Rock Mass Rating (RMR, Bieniawski 1989).
- Rock Quality Designation (RQD).
- Propiedades de roca intacta (resistencia compresión uniaxial, parámetros Hoek & Brown).

3.6.1.1 Unidades geotécnicas y calidad del del macizo rocoso. Las unidades geotécnicas (UGT) fueron definidas a partir de la integración del modelo litológico, alteración, estructural y de cavidades, y el análisis de la información geotécnica. Definiéndose un total de 10 unidades que son descritas a continuación, considerando una clasificación de RMR B89 en condición seca, ver Figura 44a y 44b:

- **UGT Filita (FLT):**

Pertenecientes a las rocas metamórficas al Grupo Excelsior, localizadas en la pared sur del tajo. Representa la franja intermedia de las filitas, la cual presenta regular calidad geotécnica, con índices de RMR89 entre 47 y 60.

- **UGT Filita fracturada (FLT_FR):**

Rocas metamórficas del Grupo Excelsior que presentan mayor grado de fracturamiento, localizadas en la parte superficial y más profunda. Según el índice de RMR89, se clasifican como bandas de mala calidad geotécnica, entre 27 y 44.

- **UGT Brecha Hidrotermal - Óxidos (BXHDR-OX):**

Comprende a las brechas hidrotermales oxidadas. Unidad geotécnica de mala calidad con índice 33 de RMRB89 de promedio y rango desde 28 a 38. Presenta alteración argílica avanzada, se concentra en la zona sureste del tajo.

- **UGT Óxidos débiles (OX_deb):**

Unidad de brechas, afectadas por procesos supérenos con un mayor nivel de oxidación y grado de fracturamiento. Se concentra en la zona sur del tajo. Se clasifica como una unidad de mala calidad geotécnica con índices de RMR89 entre 21 y 32.

- **UGT Cuarzitas fracturadas (QZTOX):**

Cuerpos de cuarcita, localizados en las zonas más superficiales afectadas por procesos supérgenos. Según el índice de RMR89, se clasifican como rocas de mala calidad geotécnica con rangos entre 31 y 38.

- **UGT Volcánico Rumiallana (RUM):**

Corresponde a las rocas volcánicas del Aglomerado Rumiallana. La alteración predominante es argílica. El RMRB89 calculado se encuentra en un rango de 48 a 56, con 52 de promedio, clasificando esta unidad geotécnica de regular calidad.

- **UGT Fragmental Lourdes (FRGL):**

Agrupar rocas volcánicas del Fragmental Lourdes. Presenta alteración Argílica. Se clasifica como unidad geotécnica de regular calidad con rango de RMRB89 entre 48 y 60, con un promedio de 54.

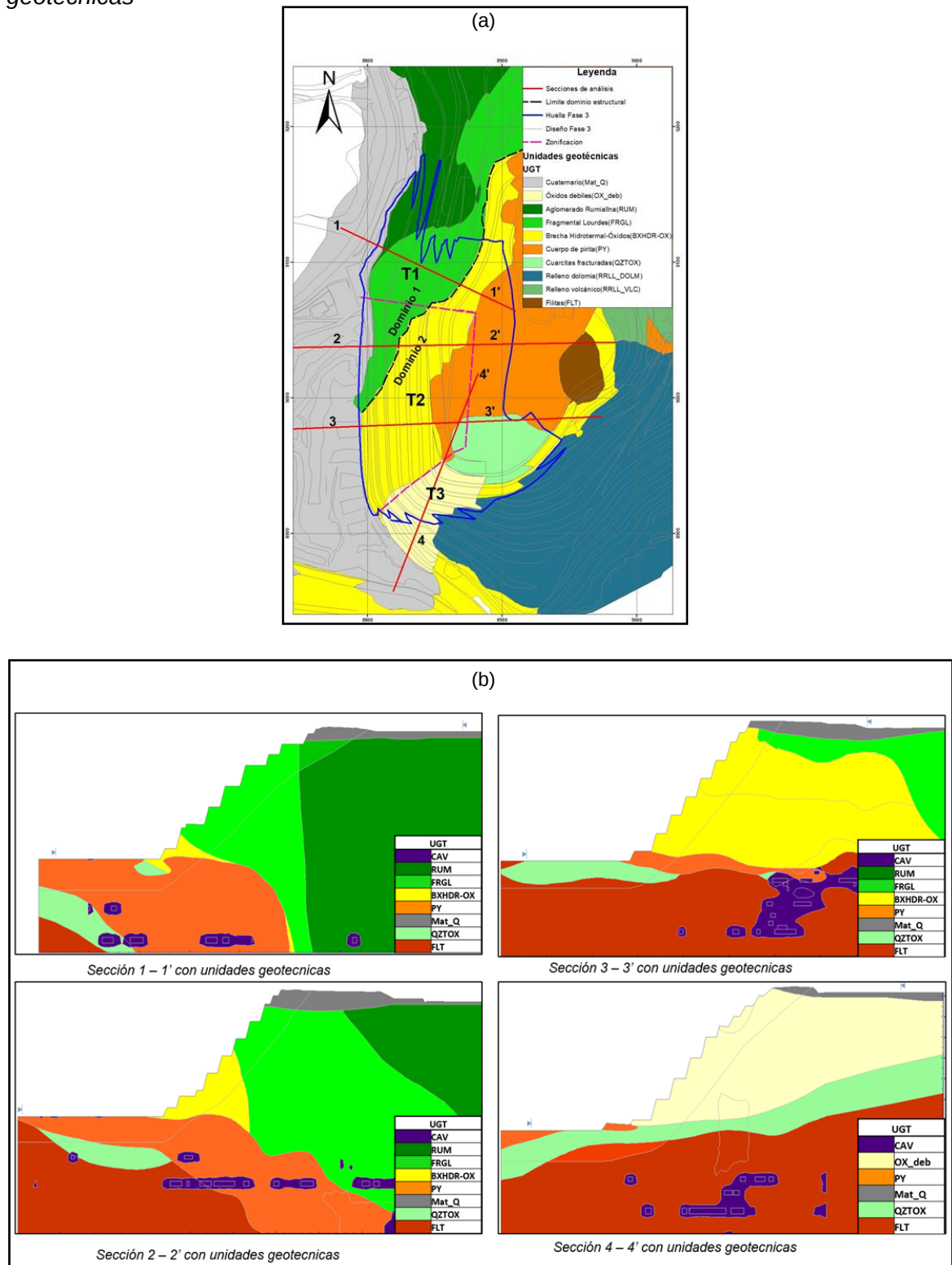
- **UGT Cuerpo de Pirita (PY):**

Cuerpo mineralizado de pirita – sílice, que presenta regular calidad geotécnica, con índices de RMR89 entre 53-68 con promedio de 61.

Adicionalmente el modelo considera unidades geotécnicas con comportamiento isótropo como son: Relleno de cavidades (CAV) y material cuaternario(Mat_Q). Estas unidades se encuentran caracterizada por propiedades de Mohr – Coulomb, y sus valores han sido tomados de informes históricos y literatura técnica. En el capítulo de propiedades de roca intacta se indican las propiedades de estos materiales.

Figura 44

(a) Vista de las secciones geotécnicas. (b) Secciones con sus respectivas unidades geotécnicas



Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 18, se resume la clasificación de las unidades geotécnicas presentes en la fase 3 del tajo Santa Rosa, mediante los índices de calidad de macizo rocoso Rock

Mass Rating(RMR de Bieniawski'89), Geological Strength Index (GSI) y el Rock Quality Designation (RQD), los detalles se adjuntan en el Anexo 2.

Tabla 18

Clasificación del macizo rocoso en la fase 3 del tajo Santa Rosa

ID UGT	Descripción	RQD(%)	RMR89			GSI		
			Mínimo	Media	Máximo	Mínimo	Media	Máximo
RUM	Aglomerado Rumiallana	50 -90	48	52	56	40	48	50
FRGL	Fragmental Lourdes	50-90	48	55	60	37	47	53
BXHDR-OX	Brecha Hidrotermal- Óxidos	25-75	28	33	38	30	42	52
OX_deb	Óxidos débiles	0 - 25	27	31	35	22	26	30
PY	Cuerpo de piritita	50 - 90	53	61	68	48	56	63
Mat_Q	Material cuaternario	-	-	-	-	-	-	-
QZTOX*	Cuarcita	45 -70	42	48	55	37	43	50
FLT*	Filitas	50-90	45	53	60	37	47	55
FLT_FR*	Filitas fracturadas	0 - 30	27	36	44	22	31	39
Cavidades	Relleno en cavidades	-	-	-	-	-	-	-

Nota: (*) Parámetros calibrados por E-MINING, 2023

De acuerdo con la clasificación de RMRB89, la fase 3 se encuentra en roca de mala a regular calidad geotécnica, principalmente en donde está expuesta la UGT Óxidos débiles el macizo es de mala calidad geotécnica.

Las propiedades geotécnicas de los materiales Cuaternario y Rellenos se mostrarán en el siguiente apartado “ Propiedades de roca intacta”.

3.6.1.2 Propiedades de roca intacta y discontinuidades. Las propiedades resistentes (mi, ci), elásticas (módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson) e índices (densidad o gravedad específica) de roca intacta fueron estimadas para cada UGT, utilizando las siguientes fuentes:

- Ensayos de roca intacta (Compresión uniaxial, triaxial y tracción indirecta). Se cuenta con información proveniente de ensayos para las unidades con mayor representatividad en el tajo, los cuales permiten estimar sus propiedades resistentes. Se estimaron valores promedio, y valores mínimos y máximos a partir

del ajuste de las envolventes sobre las gráficas de esfuerzos resultantes del ploteo de los ensayos. Los detalles se adjuntan el Anexo 2.

- Para la unidad UGT Óxidos débiles se realizó un ejercicio de calibración de propiedades resistentes debido a que los resultados obtenidos de los ensayos no se correspondían con las propiedades resistentes de este material observadas en terreno.

Tabla 19

Ensayos de laboratorio de la roca intacta

ID UGT	Ensayo de resistencia a la tracción de indirecta por el método brasileiro (BTS)	Ensayo de compresión triaxial (TX)	Ensayo de compresión uniaxial (UCS)	Total
RUM	8	21	17	46
BXHDR - OX	6	15	13	34
FRGL	16	12	16	44
Total	30	48	46	124

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20

Propiedades resistentes considerada para cada unidad geotécnica.

ID UGT	Peso específico aparente (KN/m3) promedio	σ_{ci} (MPa)			mi			Cohesión (KPa)		Ángulo de fricción(°)		Módulo de Young (GPa)	Razón de Poisson
		Min	Promedio	Max	Min	Promedio	Max	Promedio	Desviación estándar	Promedio	Desviación estándar	Promedio	Promedio
RUM	25.1	39	47	55	17	17.8	19	-	-	-	-	9.11	0.11
FRGL	24.6	32	38	47	7.6	9.1	11	-	-	-	-	4.49	0.22
BXHDR-OX	24	30	36	46	6	6.5	8	-	-	-	-	16.18	0.07
OX_deb*	17.9	-	-	-	-	-	-	80	5	38	2	0.2	0.25
PY	38.2	70	107	150	10	11	13	-	-	-	-	27.85	0.18
Mat_Q*	21.7	-	-	-	-	-	-	10		36	1	0.15	0.25
QZTOX*	26	25	50	75	17	18	19	-	-	-	-	15.98	0.28
FLT*	26.1	21	25	29	6	7	8	-	-	-	-	9.36	0.06
FLT_FR	26.1	11	13	14	11	13	14	-	-	-	-	9.36	0.06
CAV*	18.3	-	-	-	-	-	-	12	2	36	1	0.15	0.25

Fuente: Elaboración propia.

Respecto a las propiedades de discontinuidades, para las diaclasas se trabajó con los ensayos de corte directo (VOLCAN 2021 – 2022) y para las fallas mayores, se consideran propiedades validados a partir de ejercicios de calibración por E-MINING 2022 y. en la Tabla 21, se muestra se muestran los valores de resistencia por tipo de discontinuidad para el presente trabajo.

Tabla 21

Propiedades de discontinuidades

Tipo de estructura	Peso específico (KN/m3)	Cohesión, C (KPa)*	Ángulo de fricción, Φ (°)*
Menores, intermedias	18.4	0.5	35
Mayores	16.8	15	20

Fuente: Elaboración propia.

Capítulo IV. Análisis e interpretación de resultados

4.1 Criterios de aceptabilidad de diseño de taludes en tajo abierto

Los requerimientos mínimos de estabilidad y seguridad que establecen las compañías para sus diseños, especifican qué, es aceptable respecto a la eventual ocurrencia de una inestabilidad de un talud minero, y el nivel de seguridad ante el potencial de caída de rocas en los bancos, traducido a un valor permisible que la “Administración” establece como adecuado y admisible para el negocio. Los Criterios de Aceptabilidad deben responder a los planes estratégicos de la compañía, donde los tajos deben diseñarse para cumplir exigencias en los siguientes ámbitos: seguridad, estabilidad, operatividad, economía y sostenibilidad.

Los criterios de aceptabilidad considerados en el proyecto se especifican a continuación:

- Análisis cinemático – probabilístico a escala de banco e interrampa:
 - Confiabilidad en logro del ángulo cara de banco para 2/3 de altura de banco > 70%.
 - Capacidad de retención de caída de rocas en las banquetas $\geq 80\%$
- Análisis por equilibrio límite y esfuerzo deformación a escala global e interrampa:
Criterios diferenciados de acuerdo con las consecuencias del potencial fallamiento y asociados a los indicadores de Factor de seguridad(FS)y Probabilidad de falla(PF)

Tabla 22

Criterio de aceptabilidad para el análisis por equilibrio límite y esfuerzo deformación.

Escala de análisis	Consecuencia de Fallamiento	FS*	PF*	FS**	PF**
		Mínimo, Estático	Máximo, P (FS ≤ 1)	Mínimo, Pseudo estático	Máximo, Pseudo estático P (FS ≤ 1)
Banco	Baja-Alta	1.1	20 - 50%	-	-
Interrampa	Alta	1.2 - 1.3	10%	1.1	50%
Global	Alta	1.3 - 1.5	$\leq 5\%$	1.1	50%

*Fuente: Guidelines for Open Pit Design, (Read & Stacey, 2009)

**Valores propuestos por E-Mining

4.2 Análisis a escala banco-berma

El diseño banco-berma tiene las siguientes consideraciones:

La configuración de la geometría banco berma tiene por objetivo específico el retener la caída de rocas desde el banco inmediatamente superior. Por lo tanto, la implementación del diseño debe considerar la identificación y descarga de potenciales inestabilidades a escala de banco.

- Altura de banco (H_b). En general está determinada por la selectividad de la extracción de mineral y los equipos de extracción.
- Ancho de berma mínimo por seguridad (A_m). Se definirá tomando como base el criterio modificado de Ritchie, Ryan y Pryor y realizando simulaciones de capacidad de retención en el software RocFall de Rocscience, hasta lograr un ancho de banco con capacidad de retención de caída de rocas que cumpla el criterio de aceptabilidad.

4.2.1 Metodología de trabajo

El diseño Banco-Berma considera los potenciales mecanismos de inestabilidad controlados por sistemas de discontinuidades menores, que caracterizan el macizo rocoso.

La metodología del análisis banco-berma se compone de las siguientes etapas:

- Análisis estadístico de sistemas de discontinuidades menores
- Zonificación del tajo por orientación de taludes
- Identificación de potenciales mecanismos de inestabilidad
- Determinación de la confiabilidad del ángulo cara de banco
- Determinación del ancho de berma y configuración para ángulo interrampa por criterios de seguridad
- Recomendación zona de diseño y parámetros geométricos asociados

4.2.1.1 Análisis estadístico de sistemas de discontinuidades menores. A partir de un mapeo estructural de discontinuidades menores se determinan las tendencias predominantes (sistemas, familias o sets) y condiciones del estado de las de las paredes y

el relleno, estas condiciones se valoran en términos de persistencia, abertura, rugosidad, relleno y alteración, tal como se muestra en la hoja de mapeo.

Tabla 23

Sistemas predominantes de discontinuidades menores en cada dominio estructural.

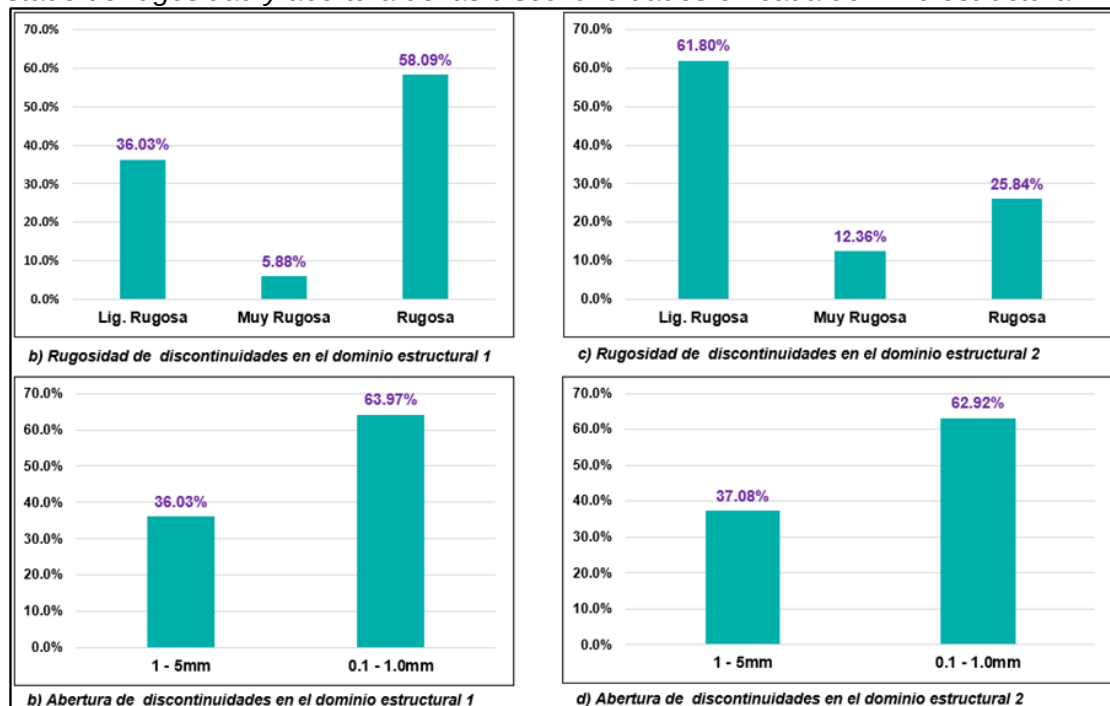
Dominio estructural	Sistemas / familias	Dip(°)		Dip Direction(°)	
		Promedio	Desviación Estándar	Promedio	Desviación Estándar
Dominio 1	J1	79	5	217	5
Dominio 1	J2	78	8	17	7
Dominio 1	J3	53	3	335	7
Dominio 1	J4	74	5	345	7
Dominio 1	J5	68	6	179	5
Dominio 1	J6	51	6	123	10
Dominio 2	J1	75	7	198	15
Dominio 2	J2	77	9	22	12
Dominio 2	J3	31	7	12	8

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 45, se muestra la condición de las discontinuidades para cada dominio estructural.

Figura 45

Estado de rugosidad y abertura de las discontinuidades en cada dominio estructural

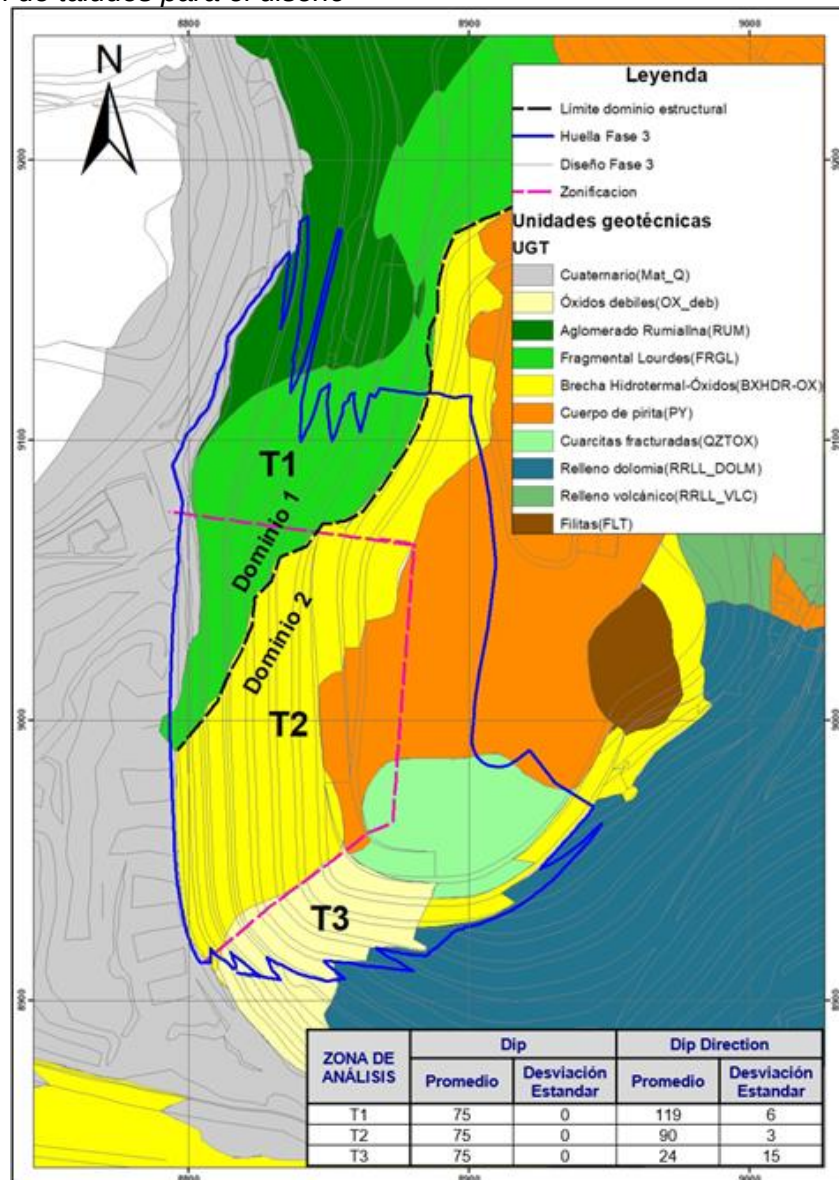


Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.2 Zonificación del diseño por orientación de los taludes. El objetivo de la zonificación es establecer sectores del diseño los cuales tienen taludes con de orientaciones similares, para identificar los posibles mecanismos de inestabilidad controlado por las estructuras. Para el diseño del proyecto se define 3 zonas de análisis, cada una con una orientación promedio de sus taludes de Dip y Dip Direction. Las zonas T1 y T2 están contenidas en los dominios estructurales 1 y 2, y la zona T3 está contenida en el dominio 2, ver Figura 46.

Figura 46

Zonificación de taludes para el diseño



Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.3 Identificación de potenciales mecanismos de inestabilidad. A partir de los sistemas de discontinuidades menores presentes en cada dominio estructural y la orientación de los taludes a diseño, mediante el análisis cinemático se identificaron los potenciales mecanismos de inestabilidad a escala de banco(ver Tabla 24), los detalles se adjuntan en el Anexo 3 .

Tabla 24

Potenciales mecanismos de inestabilidad

Zona	Dominio estructural	Planar			Cuña		
		T: Talud J: Sistema de discontinuidades	PI	PO	T: Talud J: Sistema de discontinuidades	PI	PO
T1	Dominio 1	J6/T	100.0%		J1/J5	66.67%	
T1	Dominio 1				J1/J6	50.89%	
T1	Dominio 1			11.76%	J2/J5	38.33%	34.24%
T1	Dominio 1				J2/J6	64.62%	
T1	Dominio 1				J4/J6	27.35%	
T1	Dominio 1				J5/J6	76.92%	
T1	Dominio 2				J1/J2	27.75%	22.58%
T2	Dominio 1				J1/J5	40.17%	
T2	Dominio 1				J2/J5	38.33%	
T2	Dominio 1				J2/J6	96.15%	31.87%
T2	Dominio 1				J4/J6	65.81%	
T2	Dominio 1				J5/J6	53.85%	
T2	Dominio 2				J1/J2	27.70%	20.79%

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar el mecanismo de inestabilidad predominante en los taludes a escala banco, se considera el siguiente criterio:

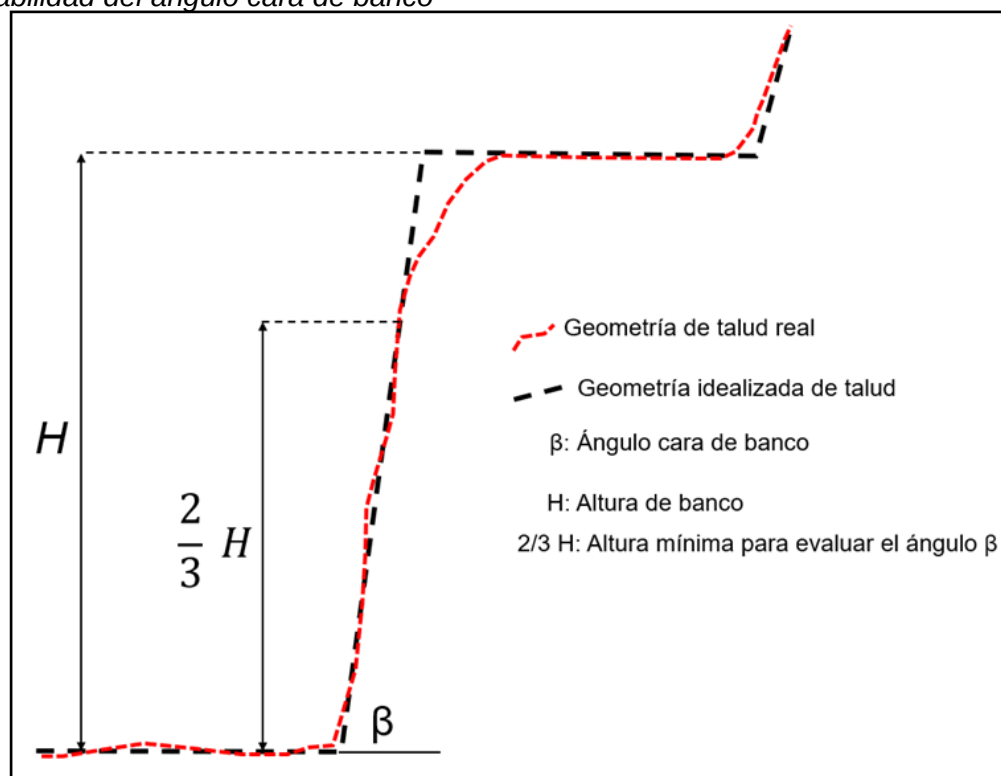
- Solamente se consideran mecanismos de inestabilidad tipo planar y cuña, puesto que estos se observan en los taludes de los dominios estructurales.
- No se considera mecanismo de inestabilidad tipo volcamiento, puesto que no se evidencian en los taludes de los dominios estructurales.
- P.O: Probabilidad de ocurrencia del mecanismo de inestabilidad $\geq 10\%$
- P.I: Probabilidad de intersecciones de planos de las familias en la zona crítica $\geq 20\%$ (Percentil 20).

4.2.1.4 Determinación de la confiabilidad del ángulo cara de banco. La confiabilidad del ángulo cara de banco (β) se ha definido como la probabilidad que poseen los potenciales mecanismos de inestabilidad de aflorar en la pared del banco y de comprometer un volumen importante del banco, para esto se estimó como criterio de aceptabilidad conservar por más de $2/3$ de la altura del banco o que los sistemas de discontinuidades menores, en condición de potencial inestabilidad, afectan menos de un tercio la altura del Banco (Sánchez Ojeda, 2017).

La Confiabilidad de un ángulo cara de banco " β " es la probabilidad de obtener un ángulo mayor o igual a " β ", en al menos $2/3$ inferiores del talud del banco (Figura 47).

Figura 47

Confiabilidad del ángulo cara de banco



Fuente: Elaboración propia.

La confiabilidad del ángulo cara de banco se define como:

$$Conf(C.B.) = 1 - Pc * Pl * Pf$$

Donde:

- Pc : Probabilidad de condición u ocurrencia, determinada a partir de la relación de orientación de los sistemas y los taludes que potencialmente afectan. Corresponde

a la probabilidad de que un sistema cumple con la condición de Falla Plana o Cuña (Sánchez Ojeda, 2017).

- Pl: Probabilidad de longitud, determinada como la probabilidad de un determinado mecanismo de inestabilidad de afectar más de $1/3$ de la altura del banco (Sánchez Ojeda, 2017).
- Pf: Probabilidad de falla de un plano de discontinuidad (deslizamiento). Esta probabilidad fue estimada a partir de las propiedades resistentes de las discontinuidades, mediante el uso del software RocPlane y Swedge.

En la Tabla 25, se muestra el resumen de confiabilidad del ángulo cara de banco 75° , los detalles se adjuntan en el Anexo 3.

Tabla 25

Resumen de confiabilidad de ángulo cara de banco

Zona	Dominio estructural	Unidad geotécnica: UGT	Orientación de taludes(°)		Potenciales mecanismos de falla			Pc. Probabilidad de condición	Pl. Probabilidad de longitud	Pf. Probabilidad de falla	Confiabilidad
			Dip	Dip Direction	Tipo	Sistema 1	Sistema 2				
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Planar	J6		12%	33%	15%	99%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J1	J5	34%	33%	87%	90%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J1	J6	34%	33%	100%	89%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J2	J5	34%	33%	0%	100%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J2	J6	34%	33%	97%	89%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J4	J6	34%	33%	7%	99%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J5	J6	34%	33%	99%	89%
T2	Dominio 2	BXHDR-OX	75	119	Cuña	J1	J2	23%	33%	0%	100%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J1	J5	32%	33%	18%	98%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J2	J5	32%	33%	0%	100%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J2	J6	32%	33%	97%	90%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J4	J6	32%	33%	0%	100%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J5	J6	32%	33%	99%	89%
T2	Dominio 2	BXHDR-OX	75	90	Cuña	J1	J3	21%	33%	0%	100%

Fuente: Elaboración propia.

En esta Tabla 25 se muestran las confiabilidades para un ángulo cara de banco 75° con 10m de altura, donde la confiabilidad es el producto entre la probabilidad de condición, la probabilidad de longitud y la probabilidad de falla.

4.2.1.5 Determinación del ancho de berma y configuración para ángulo interrampa por criterios de seguridad. El análisis cinemático a escala de banco se basa en la estimación de la confiabilidad (probabilidad) de lograr un ángulo cara de banco y la determinación de un ancho de berma en función de un criterio de seguridad. La evaluación para determinar el ancho de berma y su capacidad de retención respectiva, se realiza usando el criterio modificado de Ritchie, criterio de Ryan and Pryor y la simulación computacional del desplazamiento horizontal de la caída de rocas a escala banco. Se hace usando los softwares Swedge, Rocfall de (Rocscience, 2021).

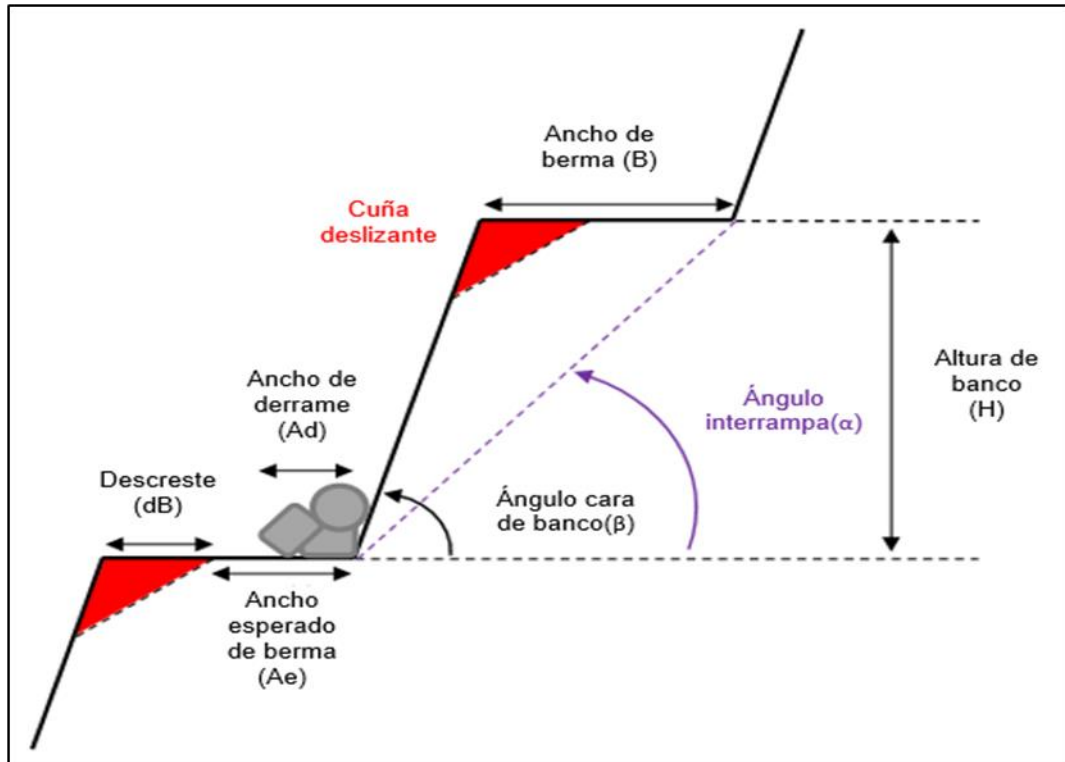
Parámetros de diseño banco - berma

- Altura de banco (H): Parámetro definido principalmente por la selectividad requerida y los equipos de carguío.
- Ángulo cara de banco (β): Corresponde al ángulo entre la horizontal y el talud del banco. Este ángulo se estima a partir del análisis cinemático - probabilístico de fallamiento a escala de banco.
- Descreste (dB): Pérdida del ancho de berma producto del fallamiento de discontinuidades menores en potencial de inestabilidad. Esta pérdida se estima a partir de un análisis de fallamiento considerando los sistemas de discontinuidades. Esta pérdida es independiente de la técnica de la voladura y es inherente a la condición estructural del macizo rocoso.
- Ancho de derrame (Ad): Ancho de berma que debe contener los derrames asociados a la inestabilidad estructural a nivel de banco.
- Ancho esperado de berma (Ae): Ancho de berma efectivo para la contención de caída de rocas.
- Ancho de Berma (A): Ancho de berma de diseño, corresponde a la suma del ancho de berma esperado (Ae) y el descreste (dB).

- Ángulo Interrampa (α): Corresponde al ángulo medido entre la horizontal y la línea formada entre los toes o crestas de dos o más bancos consecutivos entre rampas.

Figura 48

Parámetros de diseño banco - berma



Fuente: Elaboración propia.

En el algoritmo de diseño banco-berma, se identifica el máximo tamaño de cuñas que se puedan configurar las geometrías de las familias y el talud, en consiguiente se describen los pasos de cálculo.

- $A_e = A - dB$.
- A_m : Ancho mínimo del banco, que se define como la suma del descreste y el ancho del derrame (calculado con base en las ecuaciones de Gibson et al., 2006) para cuñas fallidas. Si este valor es mayor que el ancho de diseño del banco, el material se derrama hacia los bancos inferiores. $A_m = A_d + dB$.
- En concordancia con el párrafo anterior, que si el ancho mínimo no supera el ancho de diseño se cumple que: $A_e > A_d$.

Cálculo y resultados del ancho de berma y capacidad de retención

La capacidad de retener la caída de rocas, expresada como un porcentaje de retención, depende del ancho de la berma inmediatamente por debajo del talud del banco. El porcentaje de retención mínimo aceptable es un criterio de seguridad que depende de la condición geotécnica y calidad en la construcción de los bancos. Para evaluar el porcentaje de retención se realizó una simulación de caída de rocas con software Rocfall de (Rocscience, 2021).

Para la simulación computacional de caída de rocas, se considera las propiedades que se muestran en la Tabla 26, las cuales son resultantes del análisis experimental en cada una de las unidades geotécnicas con control estructural, ver Anexo 3:

Tabla 26

Coefficiente de restitution de las paredes de los taludes

Unidad geotécnica UGT	Ángulo de fricción		Coeficiente de restitución normal: Rn		Coeficiente de restitución tangencial: Rt	
	Promedio	Desviación estándar	Promedio	Desviación estándar	Promedio	Desviación estándar
FRGL	27	5	0.25	0.04	0.85	0.04
BXHDR-OX	37	5	0.42	0.04	0.85	0.04

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27

Cálculo del ancho de berma

Parámetros de banco	Criterio modificado de Ritchie	Criterio de Ryan and Prior
Altura de banco(m)	10	10
Ángulo cara de banco(°)	75	75
Ancho de banco o berma (m)	6.5	5.2

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 28 se muestra los resultados de la capacidad de retención para los anchos de berma calculados para los criterios de diseño de ancho de berma usados en la Tabla 27. Los detalles de los cálculos se adjuntan en el Anexo 3.

Tabla 28*Resumen del ancho de berma y capacidad de retención.*

Alternativa Diseño	Unidad geotécnica (UGT)	Altura de banco (m)	Ángulo cara de banco (°)	Ancho de berma (m)	Ángulo inter- rampa (°)	Descreste (m)	Ancho efectivo de berma (m)	Porcentaje de retención
Criterio modificado de Ritchie	BXHDR-OX	10	75	6.5	47	0.8	5.7	100%
	FRGL	10	75	6.5	47	1.2	5.3	100%
Criterio de Ryan and Prior	BXHDR-OX	10	75	5.2	52	0.8	4.4	62%
	FRGL	10	75	5.2	52	1.2	4	100%
Diseño óptimo	BXHDR-OX	10	75	5.5	51	0.8	4.7	81%
	FRGL	10	75	5.5	51	1.2	4.3	100%

Fuente: Elaboración propia.

Del análisis de la capacidad de retención se concluye que:

- El ancho efectivo de berma de diseño calculado por el criterio de Ritchie cumple con el criterio de aceptabilidad de retención ($\geq 80\%$), sin embargo, es muy conservadora. Mientras con el criterio de Ryan and Pryor no cumple con el criterio de aceptabilidad de retención.
- Si el ancho de berma de diseño es de 5.5m y asumiendo el promedio de descoste correspondiente para unidad geotécnica, se tiene un ancho efectivo de berma que el criterio de aceptabilidad de retención ($\geq 80\%$).

4.3 Análisis a escala interrampa y global

Con el objetivo de evaluar y validar la estabilidad del diseño propuesto para el proyecto fase 3, se realizó un análisis de estabilidad a escala global mediante técnicas de equilibrio límite. Para tales fines, se utilizó como herramientas de cálculo el software SLIDE 2 Versión 9.0 (Rocscience), el cual analiza mediante diferentes métodos de equilibrio límite en dos dimensiones.

El análisis realizado permitió:

- Evaluar la condición de estabilidad del talud, e identificar alertas geotécnicas asociadas a escala global.
- Obtener factores de seguridad y proporcionar los antecedentes para la estimación de la Probabilidad de Falla de cada uno de los perfiles analizados, a nivel global.

- Establecer recomendaciones al diseño a partir de los resultados del análisis de estabilidad

4.3.1 Consideraciones generales

Para el desarrollo del análisis de estabilidad a diseño del proyecto fase 3, se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Se definió 4 secciones de análisis, las cuales cumplen los siguientes criterios:
 - Sección orientada perpendicular al talud.
 - Representa la mayor altura de talud.
 - Es representativa de la condición geotécnica de la pared evaluada.
- Las propiedades de resistencia para cada una de las unidades geotécnicas consideradas se describieron en la Tabla 20.
- Hidrogeología e Hidrología: Dadas las cotas en las que se emplaza el proyecto y con base en el estudio elaborado por la empresa FloSolutions (2023), los taludes a geometría de diseño se consideran como un medio seco. También en la banda de desconfiamiento y de daño por fragmentación, se considera saturación debido a la escorrentía e infiltración producto de las precipitaciones.
- Condición sísmica: El análisis considera una condición sísmica estática y pseudo-estática máxima (condición de abandono). Para la condición sísmica estática los coeficientes horizontales (K_h) y verticales (K_v) son nulos. La condición pseudo-estática máxima contempla un coeficiente horizontal (K_h) con valor 0,18g y vertical (K_v) nulo. Estos coeficientes están basados en el informe “ACTUALIZACIÓN DEL ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO PARA EL TAJO RAÚL ROJAS”, elaborado por Volcan en el 2023.
- En el análisis se utilizó como ley constitutiva general de comportamiento de los materiales el criterio de Mohr-Coulomb para las unidades geotécnicas (Mat_Q, CAV, OX_deb) y el modelo constitutivo de Hoek Brown Generalizado anisotrópico para las unidades geotécnicas (RUM, FRGL, FLT, FLT_FR, BXHDR-OX, PY, QZTOX).

- Factor de perturbación D:
 - Se consideró una banda de perturbación por fragmentación con un espesor de 1.5 veces la altura de banco, en la cual aplicó el factor $D=0.8$ para unidades geotécnicas anisotrópicas,
 - Se considera una banda de perturbación por excavación con equipo mecánico, en la cual se aplicó el factor $D= 0.5$ para las unidades geotécnicas OX_deb.
- Materiales anisotrópicos:
 - Sin sensibilización por aguas lluvia (no se castiga los parámetros geomecánicos, geotécnicos).
 - Con sensibilización por aguas de lluvia: castigo aplicado a las bandas de desconfinamiento y fragmentación.
 - Aplicación del parámetro R_u : $R_u = 0.2$
- Materiales Isotrópicos:
 - Sin sensibilización por aguas lluvia (no se castiga los parámetros geomecánicos, geotécnicos).
 - Con sensibilización por aguas de lluvia: castigo aplicado a las bandas de fragmentación.
 - Se Considera, $R_u = 0.2$
- El factor de seguridad es estimado mediante el método LE Spencer.

4.3.1.1 Secciones de análisis. En la Figura 49, se muestra una vista en planta que configura la geometría de diseño para el proyecto fase 3, con las posiciones de las secciones definidas para el análisis mediante equilibrio límite.

Las secciones de análisis están compuestas por la siguiente información:

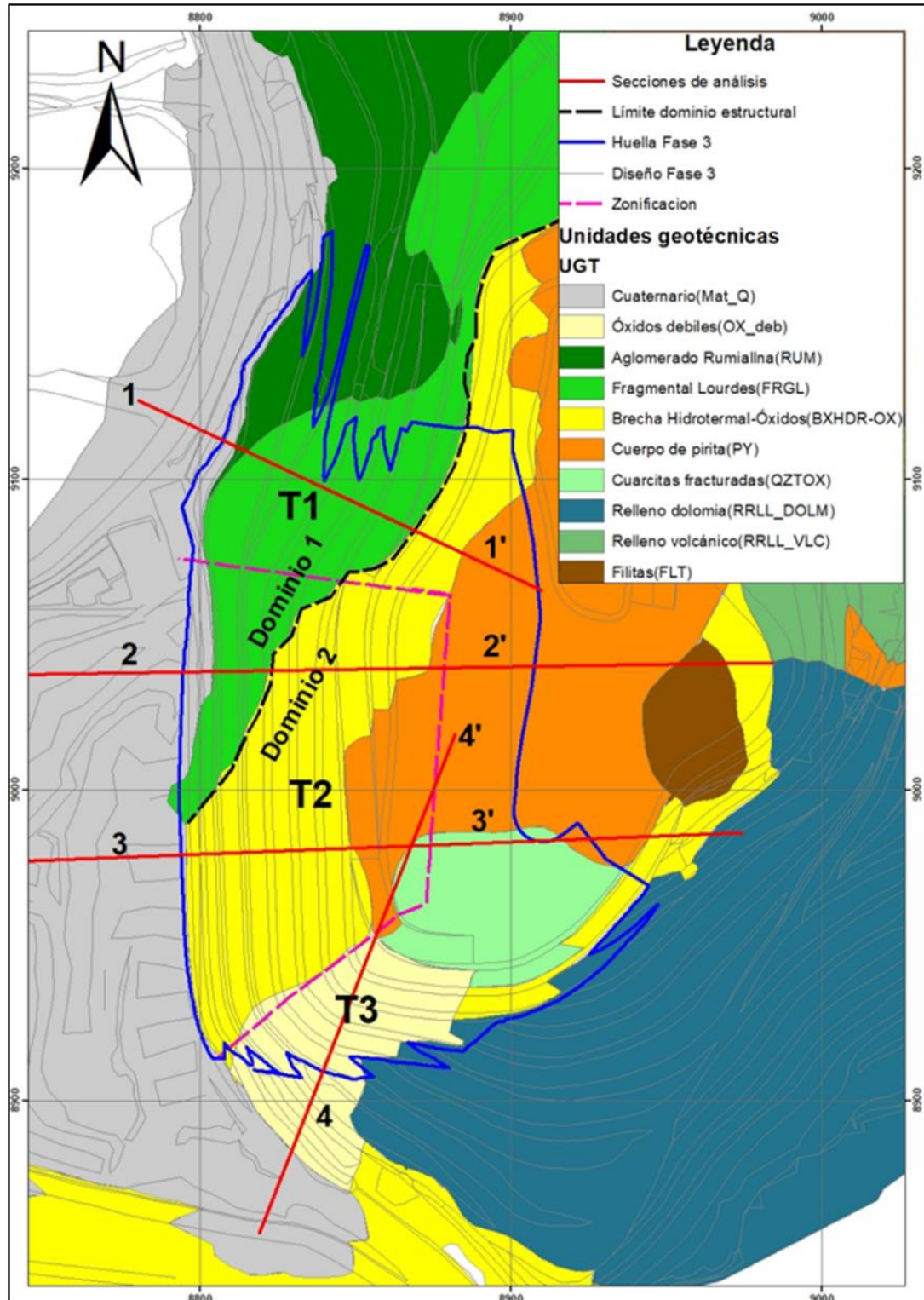
- Unidades geotécnicas
- Modelo de cavidades
- Dominios estructurales

- Banda de perturbación por fragmentación y desconfinamiento.

En las Figuras 50 hasta 53, se muestran las secciones construidas para el análisis de estabilidad mediante equilibrio límite en los diferentes escenarios simulados.

Figura 49

Vista en Planta con la ubicación de la sección de análisis de estabilidad

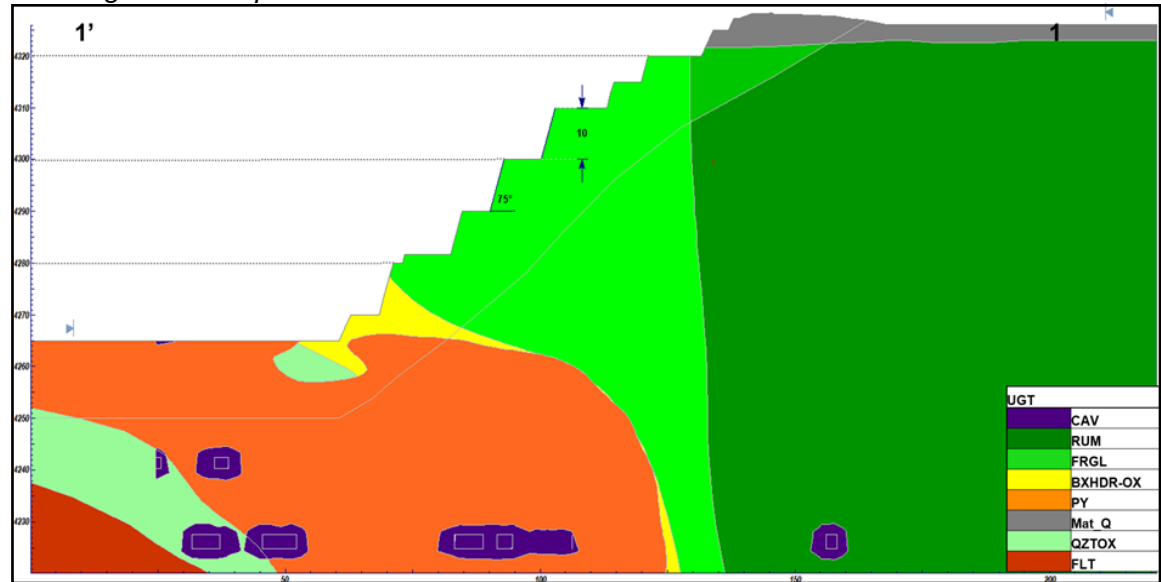


Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros geotécnicos de cada unidad geotécnica (UGT) usados en el software, se indican en la tabla 20.

Figura 50

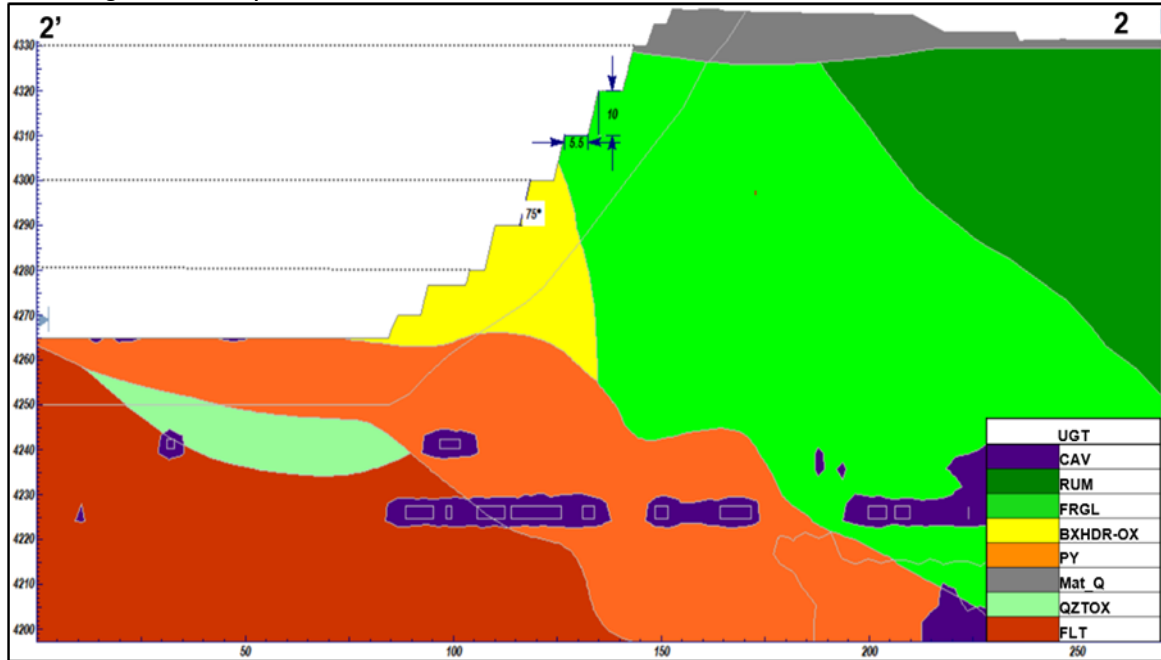
Modelo geotécnico para la sección1- 1'.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 51

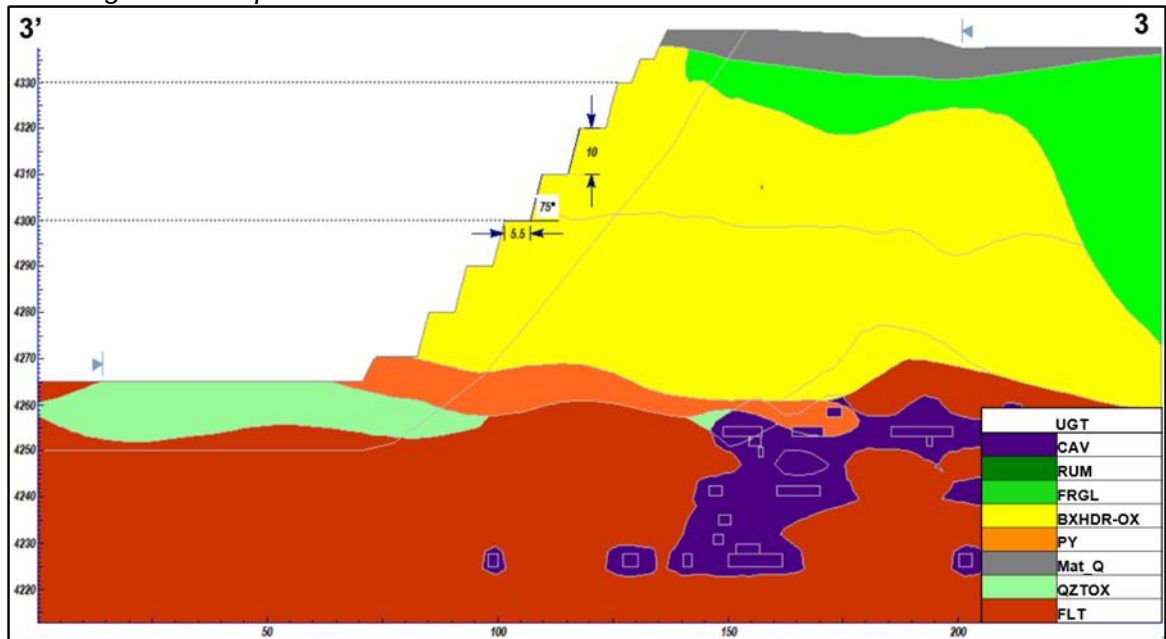
Modelo geotécnico para la sección de análisis 2 - 2'.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 52

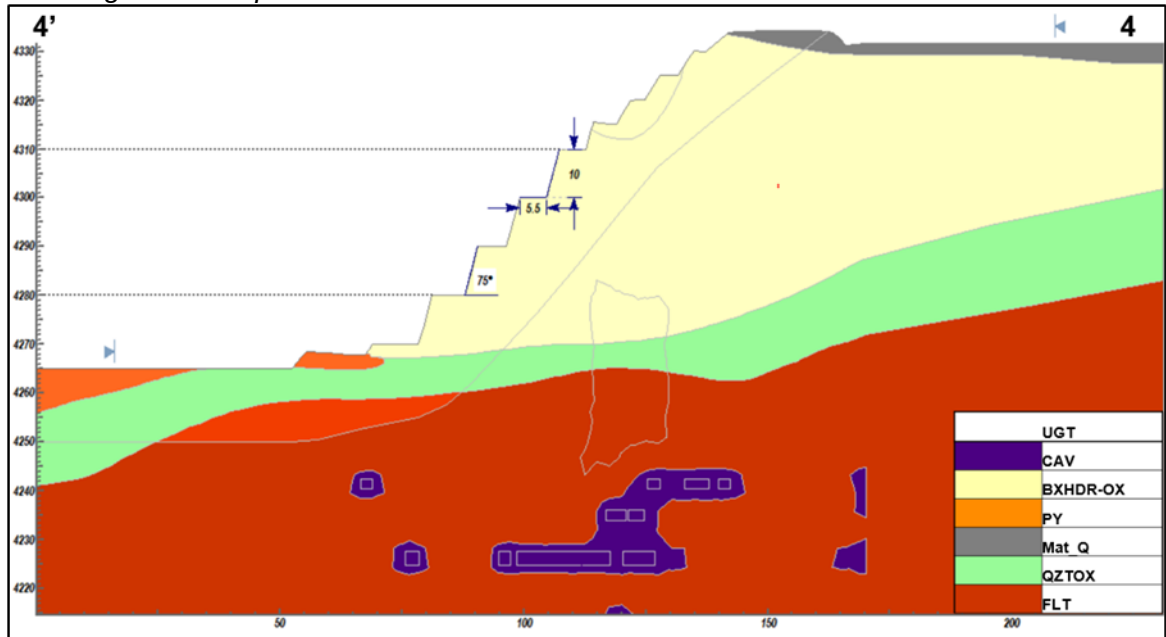
Modelo geotécnico para la sección de análisis 3 - 3'.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 53

Modelo geotécnico para la sección de análisis 4 - 4'.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.2 Resultados del análisis a geometría de diseño

En la Tabla 29, se muestran los resultados del análisis de estabilidad mediante equilibrio límite. Se muestran el factor de seguridad y probabilidad de falla para cada sección y escala de análisis, los detalles se adjuntan en el Anexo 4.

Tabla 29*Resumen de resultados de la estabilidad a geometría de diseño óptimo*

Sección	Escala	Condición	Factores de Seguridad			
			Análisis Estático		Análisis Pseudo-Estático	
					ah = 0.18g	
			FS	PF	FS	PF
Sección 1-1'	Global	Seco	1.85	<1%	1.45	<1%
		Saturación parcial	1.79	<1%	1.42	<1%
	IRA Superior	Seco	2.03	<1%	1.62	<1%
		Saturación parcial	1.84	<1%	1.5	<1%
	IRA Inferior	Seco	4.19	<1%	3.59	<1%
		Saturación parcial	3.66	<1%	3.37	<1%
	Global	Seco	1.4	<1%	1.09	0.90%
		Saturación parcial	1.35	<1%	1.1	0.40%
Sección 2-2'	IRA	Seco	1.31	<1%	1.05	18.90%
		Saturación parcial	1.3	<1%	1.02	34.40%
Sección 3-3'	Global	Seco	1.68	<1%	1.34	<1%
		Saturación parcial	1.55	<1%	1.16	<1%
Sección 4-4'	Global	Seco	1.47	<1%	1.19	<1%
		Saturación parcial	1.4	<1%	1.08	<1%
	IRA	Seco	1.77	<1%	1.42	<1%
		Saturación parcial	1.45	<1%	1.32	<1%

Fuente: Elaboración propia.

De la revisión de los resultados se puede concluir que los resultados del análisis por equilibrio límite indican que en condición estática todas las secciones analizadas cumplen los criterios de aceptabilidad establecidos.

4.4 Análisis de riesgos geotécnicos

El análisis de riesgo consiste en evaluar el nivel de riesgo de cada peligro identificado previamente. Para este análisis, se utilizó la matriz de doble entrada de Volcan, donde a cada peligro identificado se le asigna un nivel de impacto o consecuencia y una probabilidad de ocurrencia; la matriz se muestra en la Figura 54.

Figura 54

Matriz de evaluación de riesgos, Volcan

		PROBABILIDAD DE OCURRENCIA				
		E - Raro	D - Improbable	C - Posible	B - Probable	A – Casi Seguro
POTENCIAL DE IMPACTO	Catastrófico	15 (M)	19 (H)	22 (H)	24 (H)	25 (H)
	Importante	10 (M)	14 (M)	18 (H)	21 (H)	23 (H)
	Moderado	6 (L)	9 (M)	13 (M)	17 (H)	20 (H)
	Menor	3 (L)	5 (L)	8 (M)	12 (M)	16 (M)
	Insignificante	1 (L)	2 (L)	4 (L)	7 (M)	11 (M)

Aumenta la probabilidad →

↑ Aumenta el impacto

Fuente: Elaboración propia.

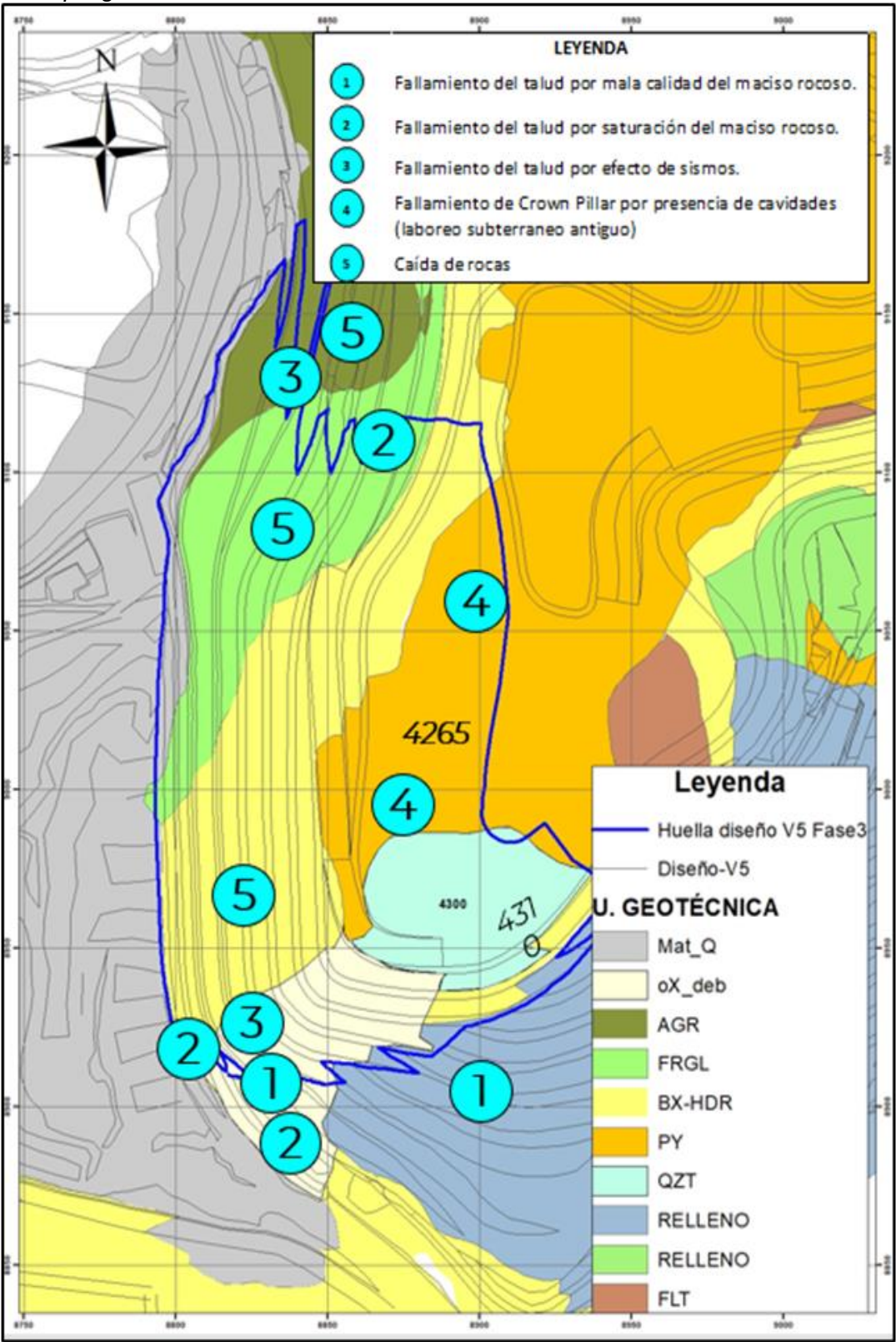
4.4.1 Peligros identificados

Se identificaron peligros que podrían afectar a la estabilidad de los taludes durante la operación. En términos generales, los peligros son listados a continuación, ver Figura 55

- Fallamiento por mala calidad geotécnica del macizo rocoso.
- Fallamiento de los taludes por saturación del macizo rocoso.
- Fallamiento de los taludes por efecto de sismos.
- Fallamiento de Crown Pillar por presencia de cavidades (laboreo subterráneo antiguo)
- Caída de rocas.

Figura 55

Plano de peligros identificados.



Fuente: Elaboración propia.

4.4.2 Evaluación de riesgos

A partir de los resultados de los análisis de estabilidad se genera un inventario de peligros geotécnicos, los cuales fueron evaluados definiendo una probabilidad de ocurrencia y el potencial impacto que pudiese generar, de acuerdo los criterios establecidos por Volcan:

- Probabilidad de ocurrencia: Categorizado en 5 grados de ocurrencia, y para el presente ejercicio ha sido evaluada en base a los resultados de los análisis geotécnicos (Factores de seguridad y confiabilidad).
- Consecuencia: Categorizada en 5 grados de consecuencia, y en donde se ha considerado la presencia de infraestructura relevante, presencia y exposición de equipos y personas.

En la Figura 56, se detalla el nivel de riesgo asociado a cada peligro identificado.

4.4.3 Medidas de mitigación

En la Figura 56, se resume las medidas de mitigación para cada uno de los riesgos evaluados. Considerando que los riesgos con nivel bajo a medio poseen una probabilidad baja o un impacto poco considerable dentro del marco del presente estudio, por lo que no requieren de medidas de mitigación especiales. Sin embargo, estos riesgos bajos a medios deberán considerar controles e inspecciones sistemáticas dirigidas a darles seguimiento.

Entre las medidas de mitigación propuestas, se consideran las siguientes:

- Implementación de buenas prácticas constructivas dirigidas a lograr la geometría del diseño de los bancos y mantener una buena condición de los taludes. Entre las prácticas se deben considerar es el uso de precorte, perfilado de los taludes para llegar a diseño, control topográfico de la geometría de diseño, saneamiento, etc.
- Monitoreo geotécnico: adecuada instrumentación de monitoreo periódico de forma manual, que permita obtener información confiable y oportuna del comportamiento del terreno de las paredes de la excavación con el paso del tiempo. Estos sistemas de instrumentación deben de estar enfocados a evaluar los desplazamientos de las paredes de los taludes, desplazamiento de bloques configurados por estructuras

mayores y bloques, y cavidades subterráneas cercanas a superficie. Esta información permitirá anticiparse a la ocurrencia de potenciales eventos de inestabilidad, de manera de establecer medidas de control y/o mitigaciones pertinentes.

- Manejo de aguas: Implementación de pozas, canales de coronación para captar el agua y evitar que el agua producto de las precipitaciones infiltre y sature las paredes de los taludes finales, esto permitirá anticiparse a que ocurra un evento de inestabilidad por saturación del material de los taludes.

Una vez aplicadas las medidas de mitigación disminuirán los niveles de impacto o probabilidad de ocurrencia asociados a estos peligros, por lo que disminuirá su nivel de riesgo. En la Figura 56, se muestra la matriz de riesgo residual con cada uno de los tipos de peligro identificados, tras aplicar las medidas de mitigación.

Figura 56

Evaluación de riesgo puro, controles de mitigación y riesgo residual

Peligro identificado		Probabilidad de ocurrencia	Exposición	Consecuencia	Riesgo puro	Controles	Responsable:	Riesgo residual
ID	Descripción				Salud y Seguridad			Salud y Seguridad
1	Fallamiento del talud por mala calidad del macizo rocoso.	D (Improbable)	Personas, equipos infraestructura	4 (Importante)	14 (M)	* Monitoreo 24x7 de desplazamientos con radar y prismas, aplicando el TARP * Monitoreo de desplazamientos con la tecnología InSAR * Inspecciones superficiales (condición de agrietamientos) * Conocimiento de la zona segura para evacuar al personal en caso lo amerite.	• Geomecánica • Ingeniería y Planeamiento	5 (B)
2	Fallamiento del talud por saturación del macizo rocoso.	D (Improbable)	Personas, equipos infraestructura	4 (Importante)	14 (M)	* Monitoreo 24x7 de desplazamientos con radar y prismas, aplicando el TARP * Monitoreo de desplazamientos con la tecnología InSAR * Inspecciones superficiales (condición de agrietamientos) * Manejo y control del sistema de drenaje: Implementación de cunetas y pozas de captación de agua	• Geomecánica • Ingeniería y Planeamiento	5 (B)
3	Fallamiento del talud por efecto de sismos.	D (Improbable)	Personas, equipos infraestructura	4 (Importante)	14 (M)	* Monitoreo 24x7 de desplazamientos con radar y prismas, aplicando el TARP * Monitoreo de desplazamientos con la tecnología InSAR * Inspecciones superficiales post sismo (condición de agrietamientos) * Conocimiento de la zona segura para evacuar al personal en caso lo amerite.	• Geomecánica • Ingeniería y Planeamiento	5 (B)
4	Fallamiento de Crown Pillar por presencia de cavidades (laboreo subterráneo antiguo)	C (Posible)	Personas, equipos infraestructura	4 (Importante)	18 (A)	* Evaluación e inspección superficial (condición agrietamientos) en las áreas identificadas con laboreo subterráneo según el modelo de cavidades. * Monitoreo 24x7 de desplazamientos con radar y prismas, aplicando el TARP * Monitoreo de desplazamientos con la tecnología InSAR * Aplicar el protocolo de manejo de cavidades banco a banco. * Realizar perforaciones de auscultación de 14 metros de profundidad con diseño de malla por Geomecánica	• Geomecánica • Ingeniería y Planeamiento	13 (M)
5	Caída de rocas	C (Posible)	Personas, equipos infraestructura	4 (Importante)	18 (A)	* Inspección constante de rocas sueltas en los taludes del sector de minado. Implementación de técnicas de limpieza manual de rocas sueltas. * Aplicación del protocolo de ingreso hacia el sector de CNB, autorización (vigía) implementado por Operaciones Tajo. * Implementación del muro (1.5m de alto) de contención en la rampa (zona influencia) de acceso a CNB y Filitas. * Realizar fragmentación controlada para evitar proyección de fragmentos de roca.	• Geomecánica • Ingeniería y Planeamiento	13 (M)

Fuente: Elaboración propia.

Conclusiones

En el presente trabajo se ha conseguido realizar la optimización de taludes mediante un análisis de estabilidad a escala banco berma de la pared de diseño de la fase 3 del tajo Santa Rosa, considerando el Modelo Geotécnico actualizado en el cual las unidades geotécnicas(UGTs) presentan en general de mala A (IVA) A regular calidad geotécnica. En las UGTs de regular calidad geotécnica la estabilidad y seguridad de los bancos, estarán afectadas por la cinemática de los bloques o cuñas, mientras en las UGTs de mala calidad geotécnica las estabilidad a escala banco berma, interrampa y global estarán gobernadas por los parámetros de resistencia a la rotura del macizo rocoso.

A partir de la información disponible y las observaciones realizadas en terreno se definieron las 9 unidades geotécnicas principales. La proyección de las unidades geotécnicas en las paredes de la fase 3 indica que la envolvente del pit interseca las unidades de mala y regular calidad geotécnica . Estas condiciones conllevan a que los potenciales mecanismos de inestabilidad en las paredes de diseño de la fase 3 estén asociados principalmente a fallamientos de tipo estructural (fallamiento plano o cuña) y fallamientos de tipo circular, no se esperan en forma recurrente.

A continuación, se indican los resultados de los análisis realizados.

- Se definieron 3 zonas de diseño que agrupan distintos taludes de la fase 3. Esta zonificación responde a una integración entre la calidad del macizo rocoso y la orientación de los taludes, y obedece a una característica geomecánica de similar comportamiento (Figura 46).
- Para determinar los ángulos cara de banco(BFA) e interrampa(IRA) en las distintas zonas de diseño, se realizó un análisis banco-berma para cada talud. En cada zona se estimó el BFA que cumple con los criterios de aceptabilidad establecidos para este trabajo, lo cual implica calcular un ancho de banquetta adecuado para contener como mínimo el 80% de caída de rocas, los resultados se muestran en la Tabla 28.

- De acuerdo al análisis de confiabilidad banco berma para la fase 3 con diseño optimizado, los ángulos cara de banco(BFA), cumplen, en general con los criterios de aceptabilidad adoptados, que corresponde al 70% (ver Tabla 25).
- En el análisis geométrico estructural se identificaron mecanismos de falla planar, por cuña y por volcamiento. No se identifican inestabilidades por estos mecanismos, sin embargo, se podrían presentar algunos volcamientos de bloques pequeños, los cuales deben ser controlados con perfilados del talud.
- Los análisis cinemáticos a escala de banco indican que el diseño optimizado (altura de banco de 10m, ángulo cara de banco de 75° y ancho de berma igual 5.5m), cumple con los criterios de aceptabilidad en términos de confiabilidad y porcentaje de retención.
- Las secciones definidas para el análisis de estabilidad en las zonas T1, T2 y T3, cumplen el criterio de aceptabilidad a geometría del diseño optimizado, los resultados se muestran en el del anexo 6.

Con la implementación del diseño optimizado para la fase 3 del tajo Santo Rosa se extiende la vida mina en 4 años con un stripping ratio de 0.3 y una contribución de 1 313 285 TMS de mineral que contiene Ag, Au y Cu.

Recomendaciones

A modo de recomendación para investigaciones futuras. Este trabajo puede mejorar en diversos aspectos que harán más precisos los procedimiento y resultados obtenidos actualmente.

Para garantizar la continuidad operacional y mínimas desviaciones durante la materialización diseño optimizado para la fase 3 del tajo Santa Rosa, requiere del cumplimiento estricto de las mejores prácticas operacionales y control geotécnico. Lo cual implica:

- Mapeo geomecánico banco a banco, para la conciliación de modelo estructural, con el objetivo de identificar estructuras geológicas que no están dentro de las familias configuradas dentro del análisis cinemático y que estas puedan variar significativamente los resultados obtenidos. En este caso se debe actualizar el análisis cinemático y de equilibrio límite.
- Debido a que el logro de los parámetros geométricos del diseño establecido está vinculado de manera directa a la calidad de las técnicas constructivas, debe definirse y aplicarse el procedimiento de control del proceso constructivo de taludes que incluye la evaluación de factor de condición, logro geométrico del diseño, revisión de adherencia al plan minero y entrega de bancos. En el caso de identificar desviaciones sobre las tolerancias de logro de diseño, se debe implementar acciones de acuerdo al protocolo de conciliación geotécnicas y actualizar los análisis de estabilidad, situaciones que podrían requerir ajustes en el diseño.
- Implementación de mejores prácticas operativas en la construcción de taludes: uso de técnicas de precorte, voladura controlada, limpieza de bancos y saneamiento de cara de bancos.
- Planificar en forma anticipada las actividades de saneamiento de taludes, especialmente aquellas orientadas a garantizar la estabilidad en el largo plazo.

- Implementar un sistema de monitoreo y vigilancia geotécnica, con la finalidad de identificar alertas tempranas ante eventos geotécnicos o potenciales inestabilidades a escala de banco interrampa y global.
- Implementar sistemas de drenaje, con la finalidad de controlar eventos geotécnicos o potenciales inestabilidades a escala de banco interrampa por saturación del macizo rocoso, particularmente para el sector sur.

Referencias bibliográficas

- Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons.
- Barton, N. (1973). *The shear strength of rock joints in theory and practice*.
- Barton, N., & Bandis, S. C. (1982). *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock*. 23rd U.S. symposium on rock mechanics, (págs. 739 - 760). Berkeley.
- Brady, B. H., & Brown, E. T. (1985). *Rock mechanics: for underground mining*. George Allen & Unwin (publishers) Ltd.
- Chiwaye, H. T., & Stacey, T. R. (2010). *A comparison of limit equilibrium and numerical modelling approaches to risk analysis for open pit mining*. Journal of the Southern African institute of Mining and Metallurgy, 110(10), págs. 571-580.
- Duncan, J. M., Wright, S. g., & Brandon, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability*. Jhon Wiley & Sons.
- Garzón Roca, J., & Torrijo Echarri, F. (2018). *Análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por vuelco (toppling)*.
- Gerscovich, D. M. (2015). *Estabilidad de taludes*. (M. García, Trad.) Lemoine Editores.
- Haines, A., & Terbrugge, P. J. (1991). *Preliminary estimation of rock slope stability using rock mass classification systems*. In 7th Congress of International Society of Rock Mechanics. Aachen, Germany: ISRM.
- Hoek, E. (2007). *Practical rock engineering*. RocScience.
- Hoek, E. (2009). *Fundamentals of slope design*. Keynote address at slope stability 2009, (págs. 9-11). Santiago.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (2019). *The Hoek-Brown failure criterion and GSI - 2018 edition*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(3), págs. 445-463.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). *Empirical estimation of rock mass modulus*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43, págs. 203-215.

- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkun, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion e 2002 edition*. In *Mining and Tunnelling Innovation and Opportunity*. Proceedings of 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference (eds R Hammah, W Bawden, J Curran and M Telesnicki). 1, págs. 267-273. Toronto: University of Toronto Press.
- Hoek, E., Read, J., & Karzulovic, A. C. (2000). *Rock slopes in civil and mining engineering*. e International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng2000. Melbourne.
- Hustrulid, W. A., Kuchta, M., & Martín, R. K. (2013). *Open Pit Mine Planning and Design*, Two Volume Set & CD-ROM Pack. CRC Press.
- Institute of Electrical and Electronics Engineers. (2022). *Style IEEE*. Journal, 1(1), 1-33.
- Jaeger, J. C. (1960). *Shear failure of anisotropic rocks*. Geological magazine, 65 - 72.
- Jennings, J. E. (1972). *An approach to the stability of rock slopes based on the theory of limiting equilibrium with a material exhibiting anisotropic shear strength, Stability of Rock Slopes*. Proceedings of 13th US Symposium on Rock Mechanics (ed. EJ Cording), (págs. 269-302). New York: ASCE.
- Karzulovic, A. (2006). *Fundamentals of geomechanics(in Spanish), lecture notes*. Universidad de los Andes.
- Laubscher, D. H. (1990). *A geomechanics classification system for the rating of rock mass in mine design*. Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 90(10), págs. 257-273.
- Lorig, L. (12 de Mayo de 2022). *Overview of Slope Stability Analysis Methods*. Obtenido de https://itasca-downloads.s3.amazonaws.com/documents/Overview-of-Slope-Stability-Analysis-Methods_Itasca_R1.pdf
- Mahboubi, A., Aminpour, M., & Noorzad, A. (October de 2008). *Conventional and advanced numerical methods of rock slope stability analysis, a comparison study, gotvand dam right abutment (Iran) case study*. The 12th international conference of international

- association for computer methods and advances in geomechanics (IACMAG). Goa, India.
- Moraga Hidalgo, N. G. (2018). *Características geológicas y geotécnicas generales que intervienen en la tronadura y el efecto de daño en el campo lejano en minería de Rajo Abierto*. Concepción, Chile.
- Oyangüren, P. R., & Monge, L. A. (2008). *Mecánica de rocas: Fundamentos de ingeniería de taludes*. Red DESIR.
- Patton, F. D. (1966). *Multiple modes of shear failure in rock*. Proc. 1st Cong. ISRM (págs. 509 - 513). Lisbon: 1.
- Read, J. &. (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. Melbourne: CSIRO PUBLISHING.
- Read, J., & Stacey, P. (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. Melbourne: CSIRO Publishing.
- Rocscience. (2021). Obtenido de https://www.rocscience.com/help/rs2/theory/dynamic_theory_manual.htm
- Rottier, B. (2021). *Tracking fluid mixing in epithermal deposits—Insights from in-situ $\delta^{18}\text{O}$ and trace element composition of hydrothermal quartz from the giant Cerro de Pasco polymetallic deposit, Perú*. Chemical Geology, 576.
- Ryan, T. M., & Pryor, P. R. (2000). *Designing catch benches and interramp slopes*. Slope stability in surface mining, (págs. 27 - 38).
- Sanchez Ojeda, M. A. (2017). *Metodología de análisis a escala banco berma para la determinación de parámetros de diseño aplicando a mina la Alumbrera Provincia de Catamarca, Argentina*[Memoria para optar al título, Universidad de Concepción]. Concepción.
- Silva, R., & Gómez, P. (2015). *Towards a Mechanically Based Definition Of the Disturbance Factor Using The "Slope Model" Lattice Code*. ISRM Regional Symposium. Buenos Aires.

- Sing, B., & Goel, R. K. (1999). *Rock mass classification: a practical approach in civil engineering* (Vol. 46). Elsevier.
- Stead, D., Eberhardt, E., & Coggan, J. S. (2006). *Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques*. *Engineering Geology*, 83(1-3), págs. 217-235.
- Stead, D., Eberhardt, E., Coggan, J., & Benko, B. (2001). *Advanced numerical techniques in rock slope stability analysis-applications and limitations*. In *International conference on landslides-causes, impacts and countermeasures*, (págs. 615-624).
- Steffen, O. K. (2006). *A risk consequence approach to open pit slope design*. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 106, págs. 503-511.
- Suarez, J. (2009). *Análisis de estabilidad. Deslizamientos, Análisis Geotécnico*, (Vol. 1).
- Terzaghi, K. (1962). *Stability of steep slopes on hard unweathered rock*. *Geotechnique*, 12(4), págs. 251-270.
- Ulusay, R. (2015). *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring 2007 - 2014*. London: Springer.
- Vallejo, G. D. (2004). *Ingeniería geológica*. Madrid: Pearson.
- Wittke, W. (1990). *Rock Mechanics: Theory and Applications with Case Histories*. Verlag, Berlin: Springer.
- Wyllie, D. C., & Mah, C. (2018). *Rock Slope Engineering* (Fifth edition ed.). Vancouver, Canada: CRC Press.
- Zou, J., & Shen, J. (2020). *The Hoek-Brown Failure criterion—From theory to application*. Beijing, China: Springer.

Anexos

	Pág.
Anexo 1: Análisis estructural.....	1
Anexo 2: Calidad del macizo rocoso	6
Anexo 3: Análisis cinemático	9
Anexo 4: Simulación de caída de bloques de rocas	17
Anexo 5: Confiabilidad y retención del banco	21
Anexo 6: Análisis de estabilidad	27

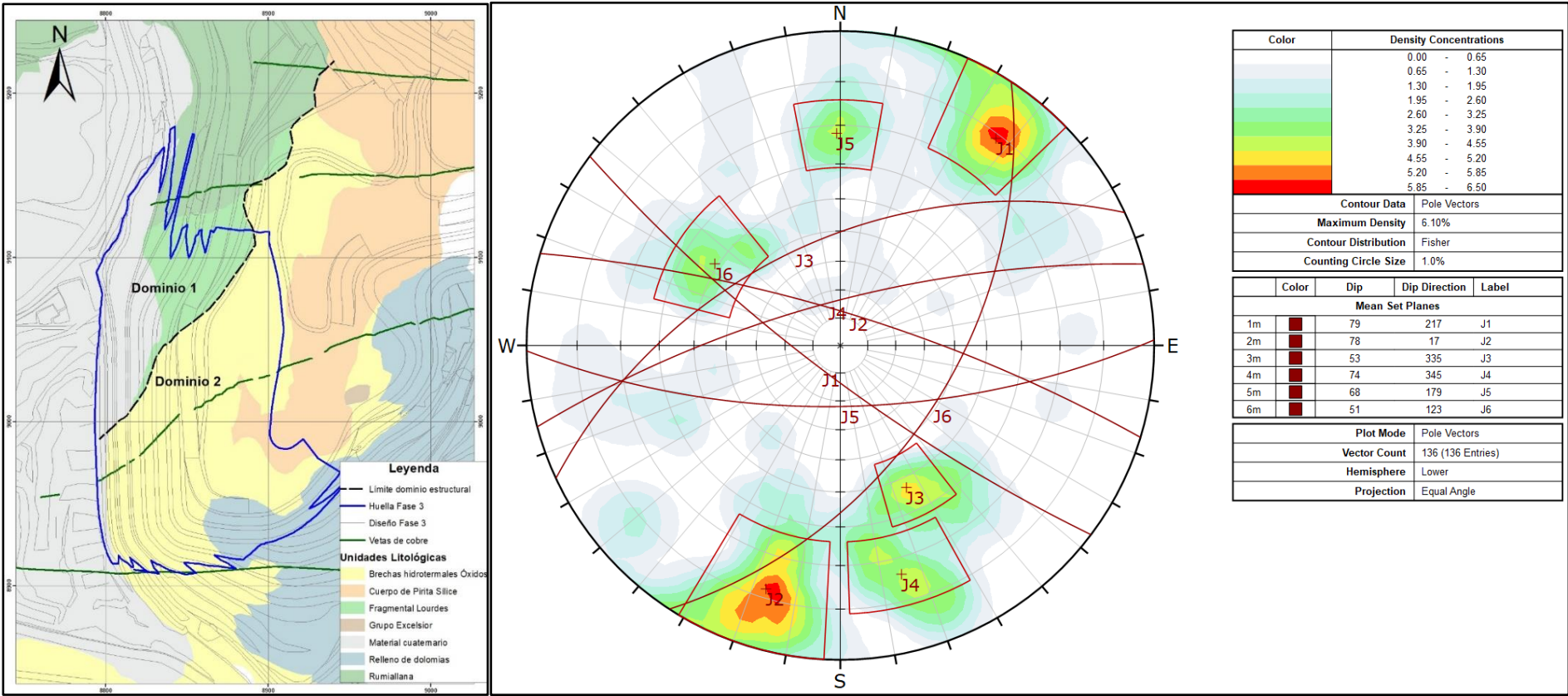
Anexo 1: Análisis estructural

Ficha de procesamiento de datos estructurales

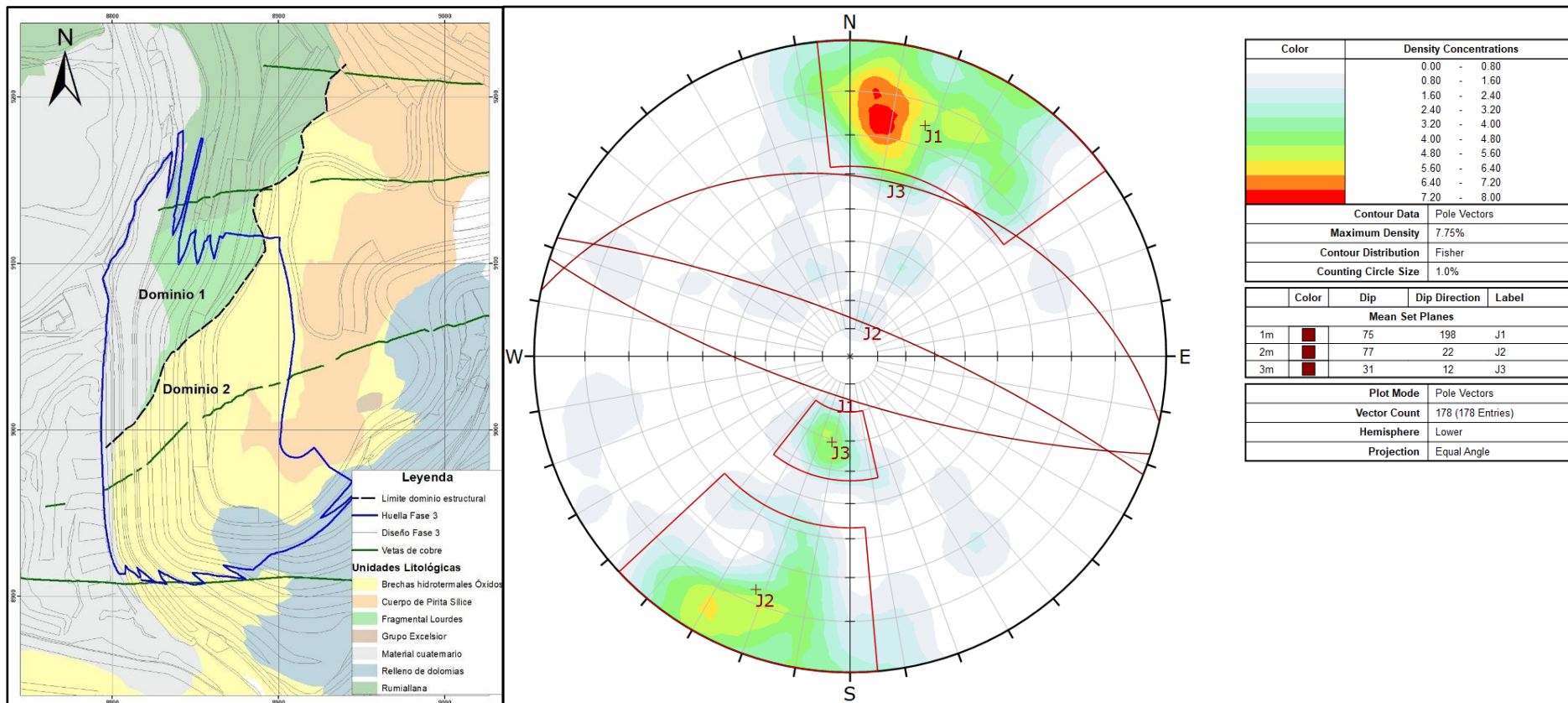
Estación	Nivel Banco	Litología	Type Joint	Dip (°)	Dip Dir (°)	CJ_Persistencia (m)	CJ_Rugosidad	Abertura
E1	4320	FRG_LOU	JN	70	110	5	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4320	FRG_LOU	JN	85	210	4	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E3	4320	FRG_LOU	JN	58	125	2	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E4	4320	FRG_LOU	JN	70	125	4	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E4	4320	FRG_LOU	JN	85	15	4	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E4	4320	FRG_LOU	JN	65	180	2	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E4	4320	FRG_LOU	JN	82	340	4	Rugosa	1 - 5mm
E4	4320	FRG_LOU	VT	66	185	4	Rugosa	1 - 5mm
E2	4315	FRG_LOU	JN	81	155	5	Rugosa	1 - 5mm
E2	4315	FRG_LOU	JN	63	175	4	Rugosa	1 - 5mm
E3	4315	FRG_LOU	JN	85	50	2	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E3	4315	FRG_LOU	JN	85	5	4	Rugosa	1 - 5mm
E3	4315	FRG_LOU	JN	65	10	4	Rugosa	1 - 5mm
E3	4315	FRG_LOU	VT	75	178	3	Rugosa	1 - 5mm
E3	4315	FRG_LOU	JN	82	52	4	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	66	110	4	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	82	215	5	Muy Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	78	20	2	Muy Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	40	190	5	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	70	150	3	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	65	215	2	Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	40	35	2	Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	75	185	5	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	60	30	5	Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	30	200	3	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	25	220	2	Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	55	115	4	Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	40	40	5	Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	65	230	5	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	FRG_LOU	JN	60	30	5	Muy Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	65	330	5	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	78	90	4	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	80	225	2	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	84	30	4	Rugosa	1 - 5mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	88	28	5	Rugosa	1 - 5mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	20	140	2	Rugosa	1 - 5mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	60	60	2	Rugosa	1 - 5mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	65	194	5	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	20	173	3	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	81	78	5	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	75	185	3	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4295	FRG_LOU	JN	50	113	4	Rugosa	0.1 - 1.0mm

Estación	Nivel Banco	Litología	Type Joint	Dip (°)	Dip Dir (°)	CJ_ Persistencia (m)	CJ_ Rugosidad	Abertura
E1	4320	BX	JN	75	196	2	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4320	BX	JN	70	250	4	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4320	BX	JN	73	325	3	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4320	BX	JN	77	180	3	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E2	4320	BX	JN	58	195	5	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E2	4320	BX	JN	68	245	2	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E2	4320	BX	VT	68	185	2	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E2	4320	BX	JN	60	35	5	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4315	BX	JN	60	200	5	Rugosa	1 - 5mm
E1	4315	BX	JN	78	205	5	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4315	BX	JN	55	320	4	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4315	BX	JN	20	130	2	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4315	BX	JN	74	215	2	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4315	BX	VT	80	205	3	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4315	BX	JN	33	45	5	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4315	BX	JN	72	220	4	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	65	195	2	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	65	200	4	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	86	30	4	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	75	185	4	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	39	0	5	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	62	185	4	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	79	190	3	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	39	40	5	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	75	190	5	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	80	220	4	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	86	195	5	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	79	116	5	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	57	170	5	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	60	165	5	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	88	40	2	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	85	38	3	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	65	160	3	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	65	260	4	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX		75	190	5	Muy Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	77	200	2	Muy Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	65	230	4	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	78	170	5	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	77	185	2	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	80	175	3	Lig. Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	65	225	2	Lig. Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	80	200	3	Muy Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	85	180	3	Muy Rugosa	1 - 5mm
E1	4305	BX	JN	50	210	5	Rugosa	0.1 - 1.0mm
E1	4305	BX	JN	75	210	3	Lig. Rugosa	1 - 5mm

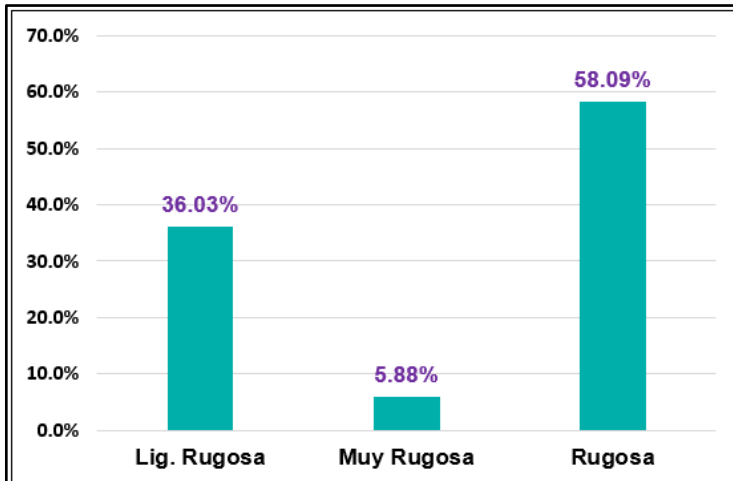
Dominios estructurales



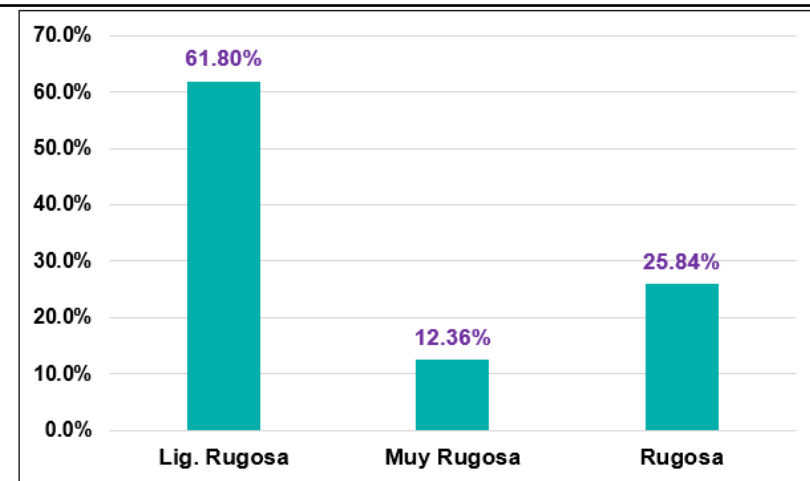
Dominio 1: Fragmental Lourdes



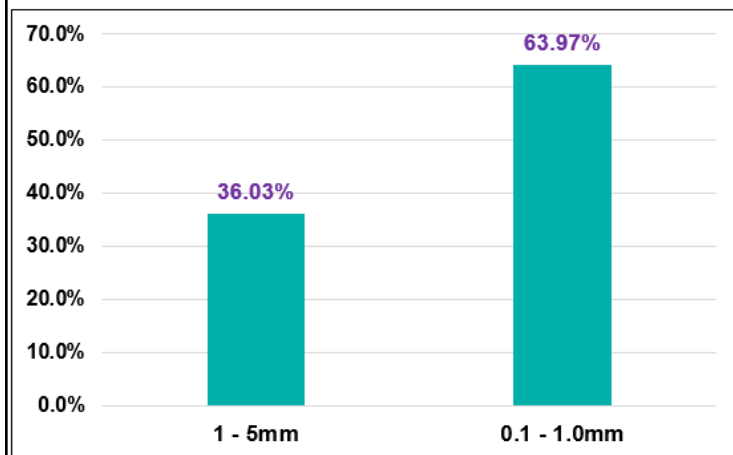
Dominio 2: Bx. Hidrotermal



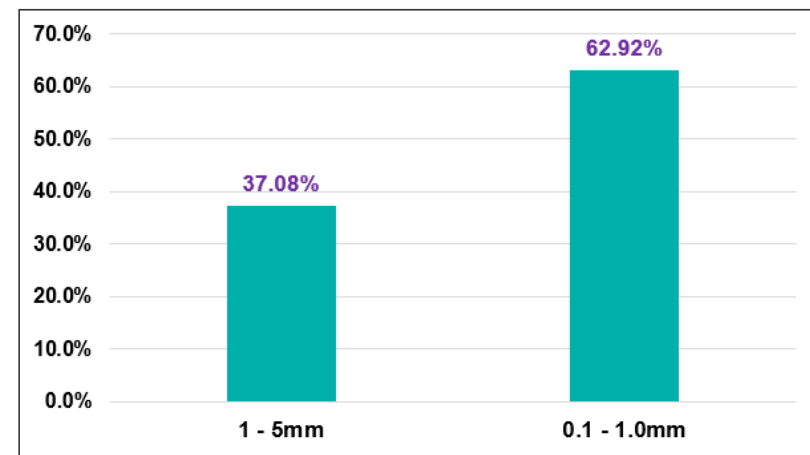
b) Rugosidad de discontinuidades en el dominio 1



c) Rugosidad de discontinuidades en el dominio 2



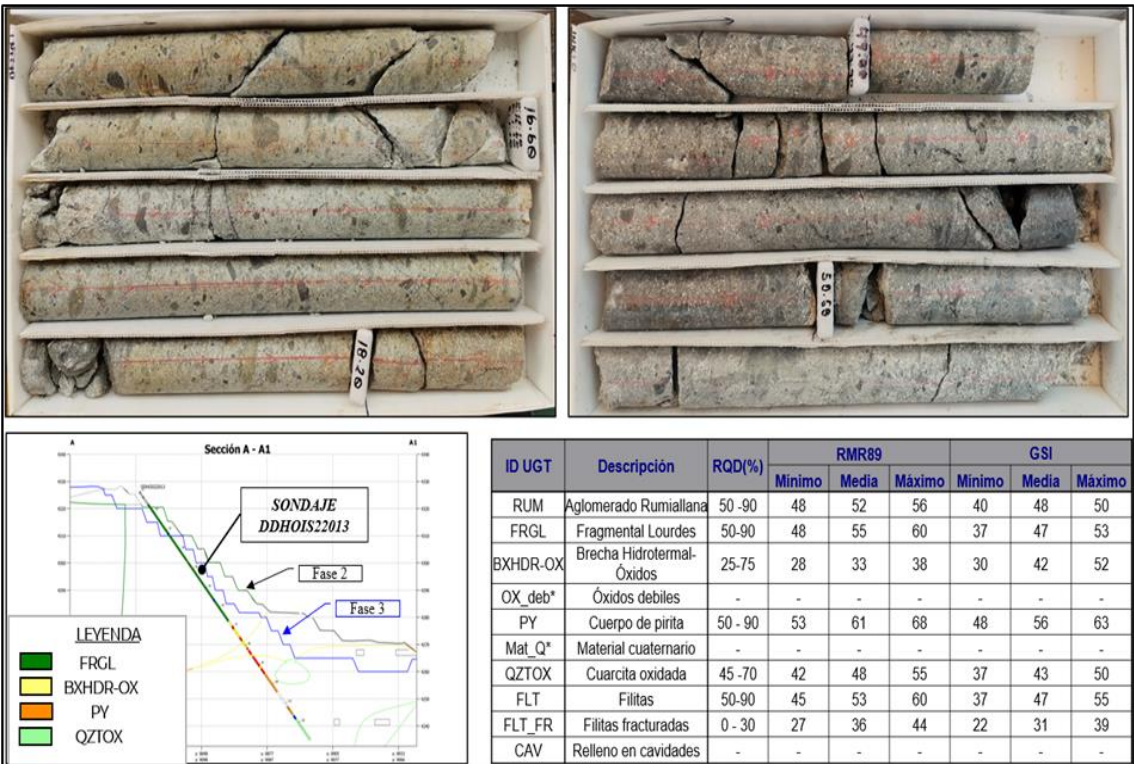
b) Abertura de discontinuidades en el dominio 1



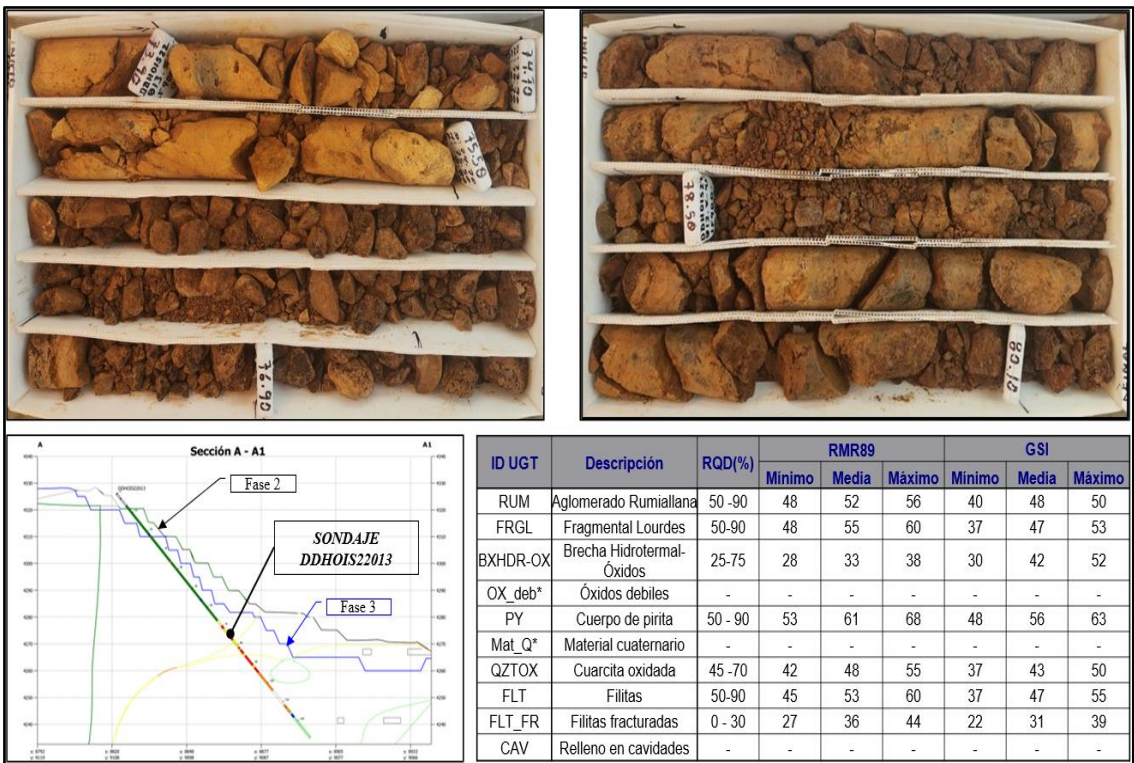
d) Abertura de discontinuidades en el dominio 2

Estadística de condiciones de rugosidad y abertura en los dominios estructurales

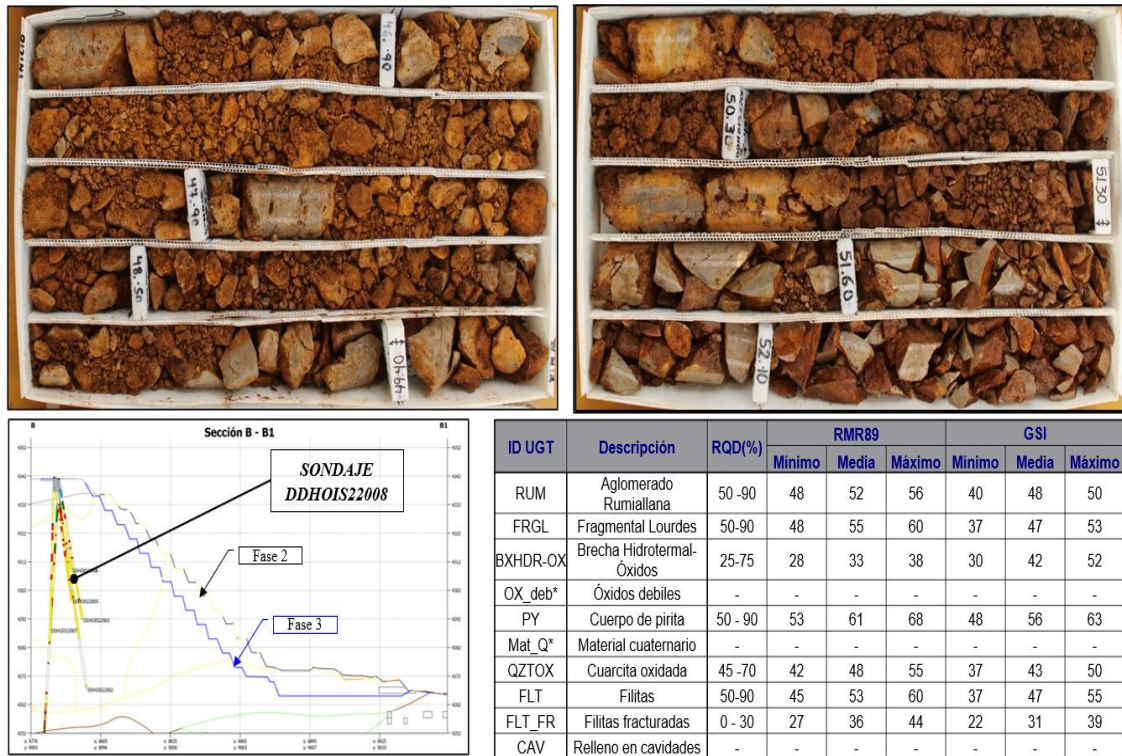
Anexo 2: Calidad del macizo rocoso



Calidad del macizo rocoso: Fragmental Lourdes

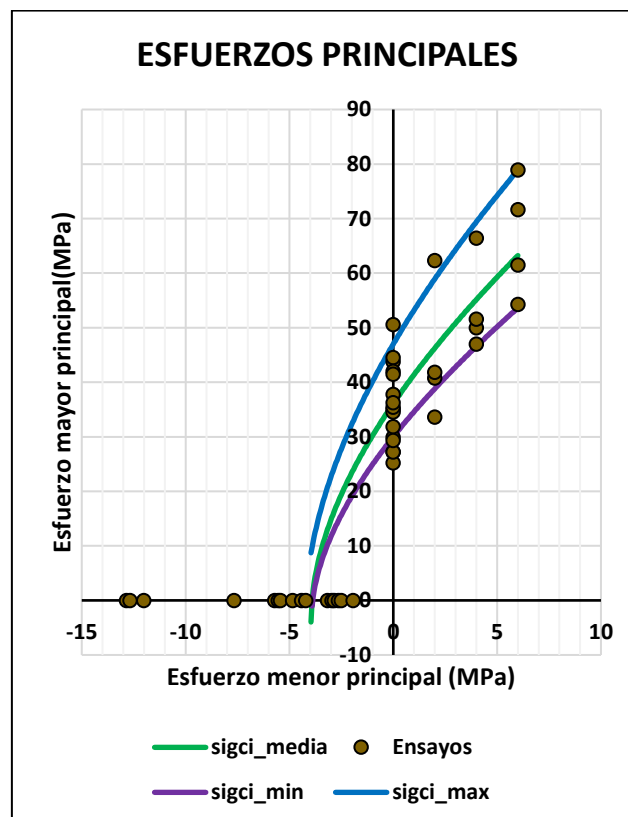


Calidad del macizo rocoso: Brechas hidrotermales – óxidos

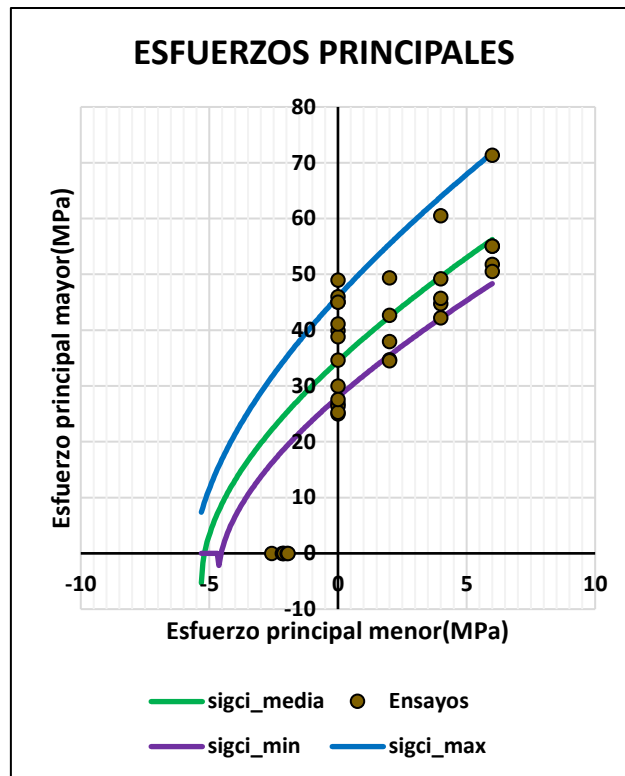


Calidad del macizo rocoso: Brechas hidrotermales – óxidos

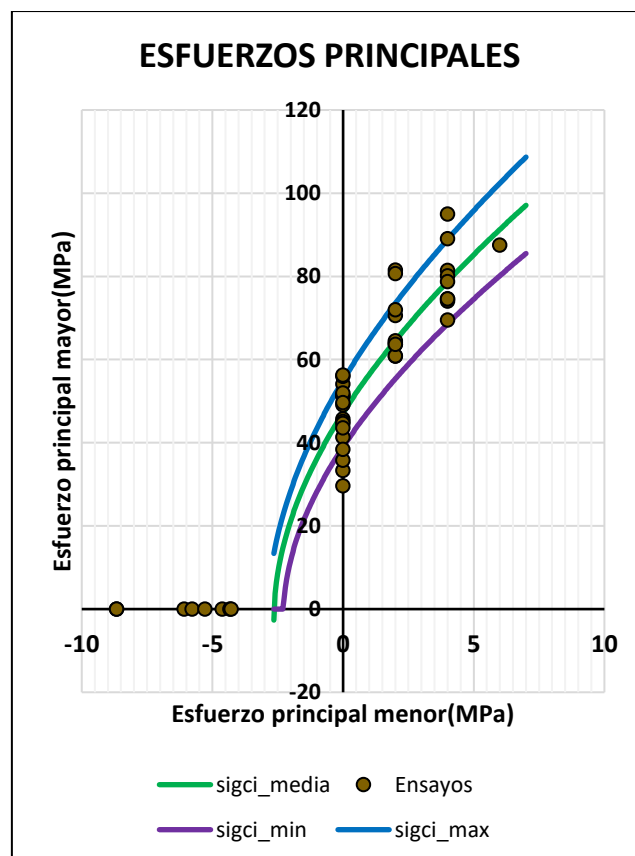
Propiedades resistentes de la roca intacta



Calibración de propiedades de resistencia de la roca intacta: UGT FRGL

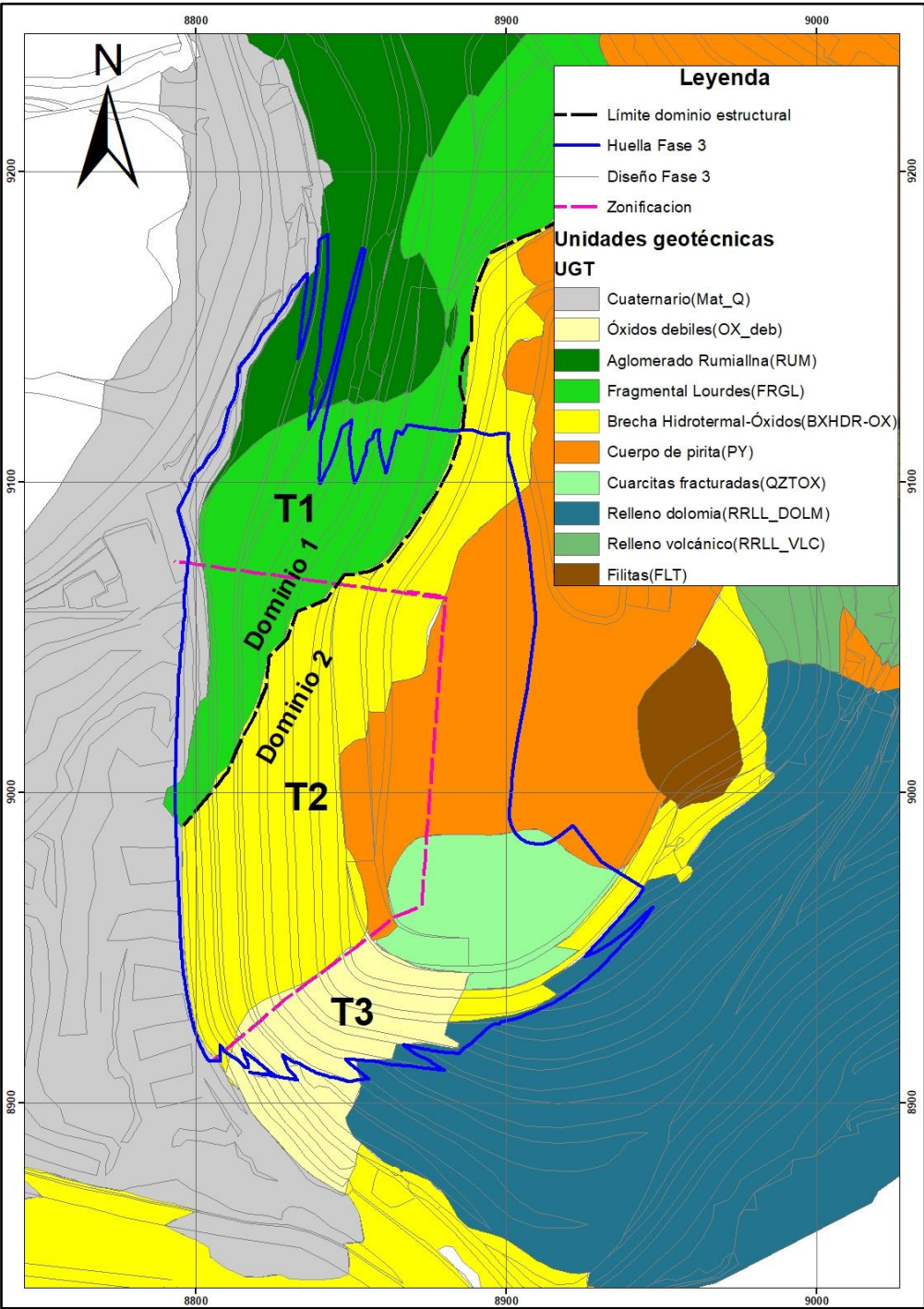


Calibración de propiedades de resistencia de la roca intacta: UGT BXHDR-OX



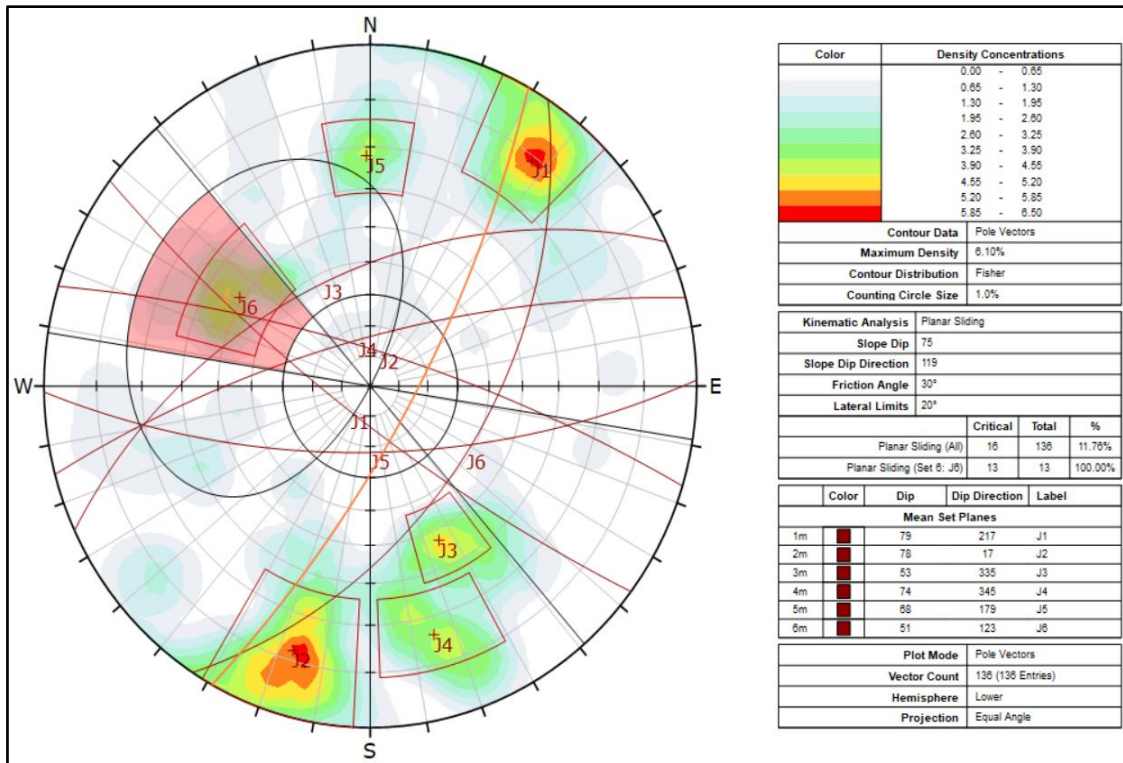
Calibración de propiedades de resistencia de la roca intacta: UGT RUM

Anexo 3: Análisis cinemático

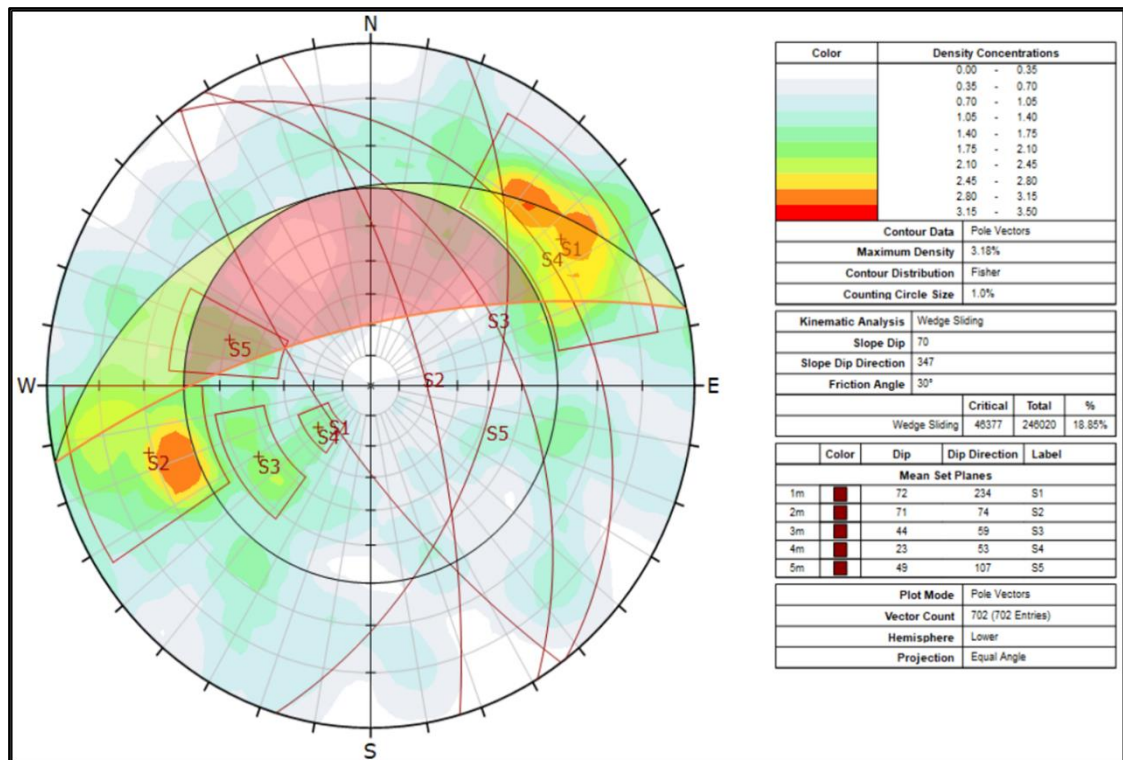


ZONA DE ANÁLISIS	Dip		Dip Direction	
	Promedio	Desviación Estándar	Promedio	Desviación Estándar
T1	75	0	119	6
T2	75	0	90	3
T3	75	0	24	15

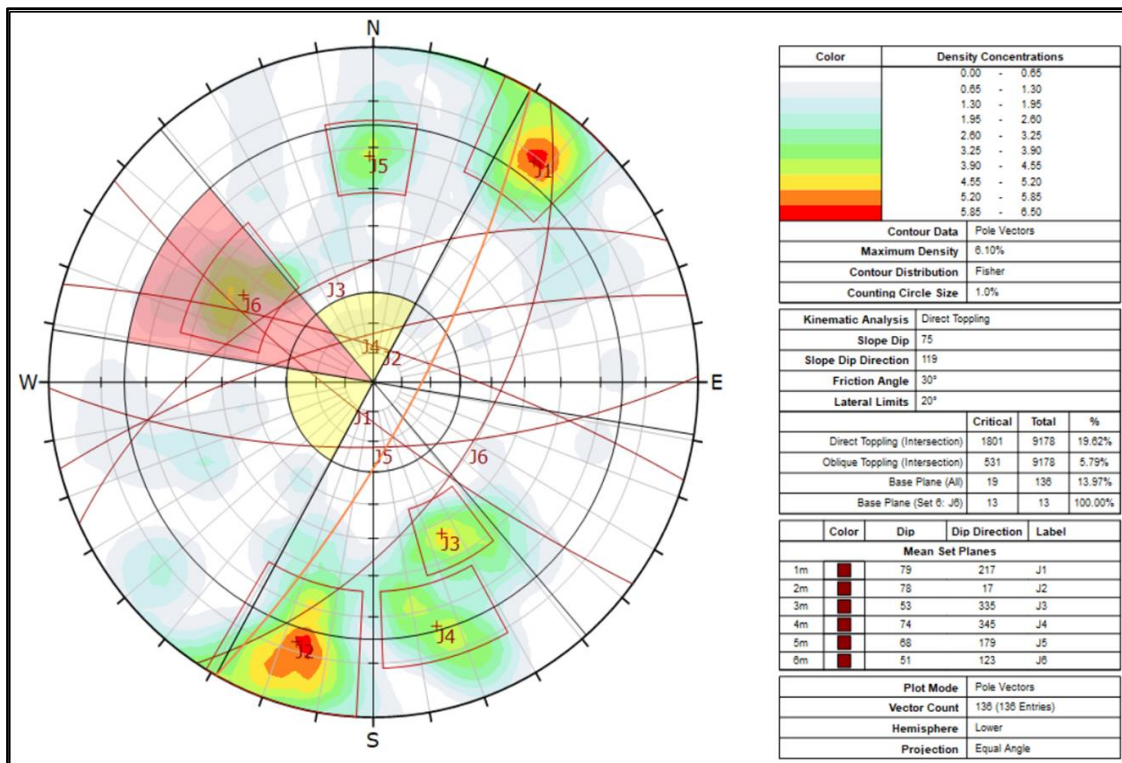
Zonificación de taludes



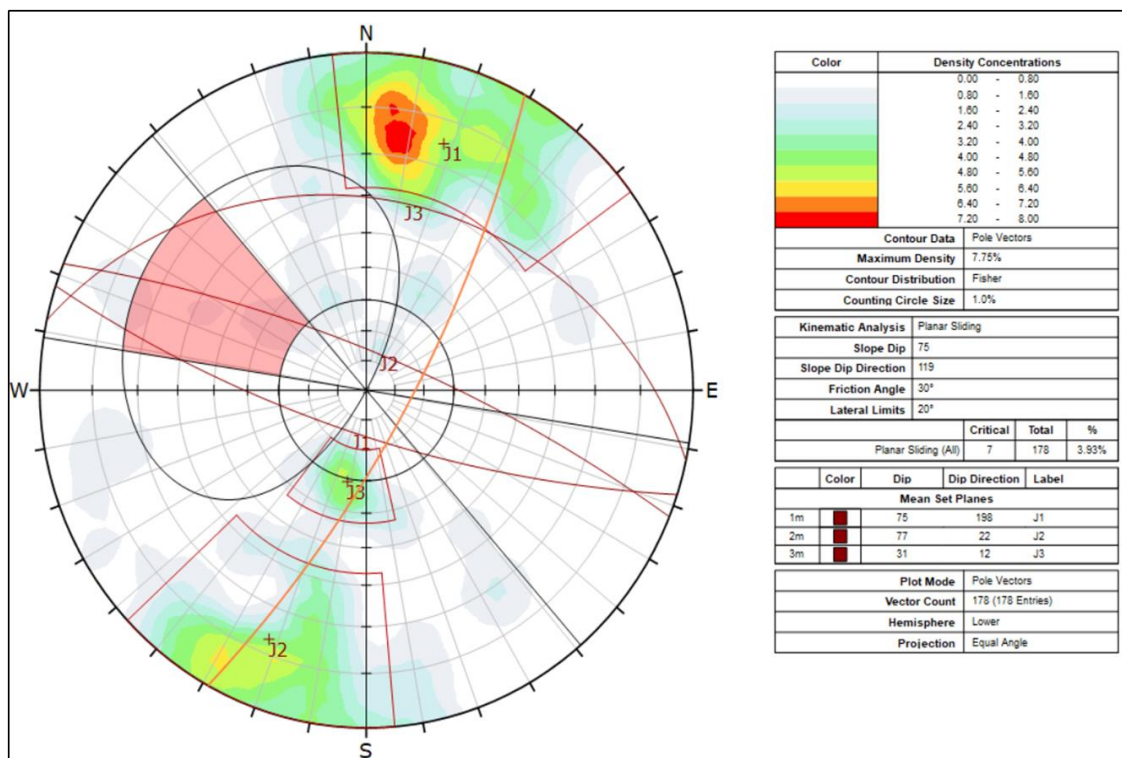
Zona T1, dominio 1(Fragmental Lourdes), falla planar



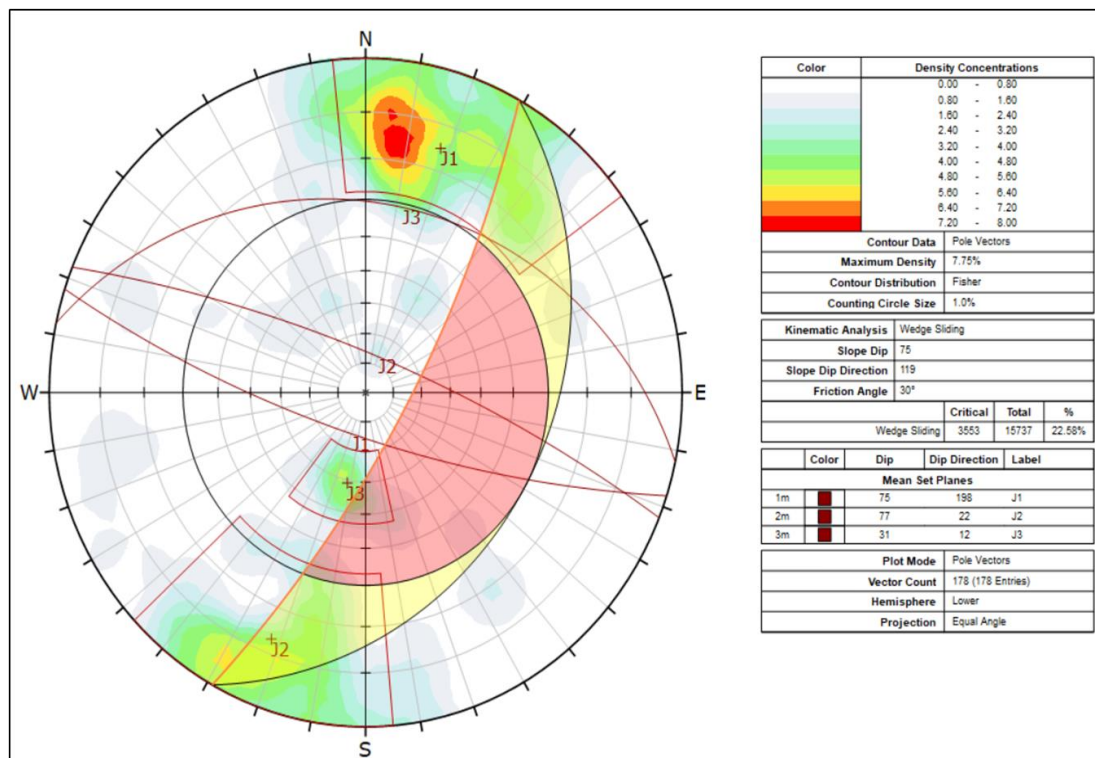
Zona T1, dominio 1(Fragmental Lourdes), falla por cuña



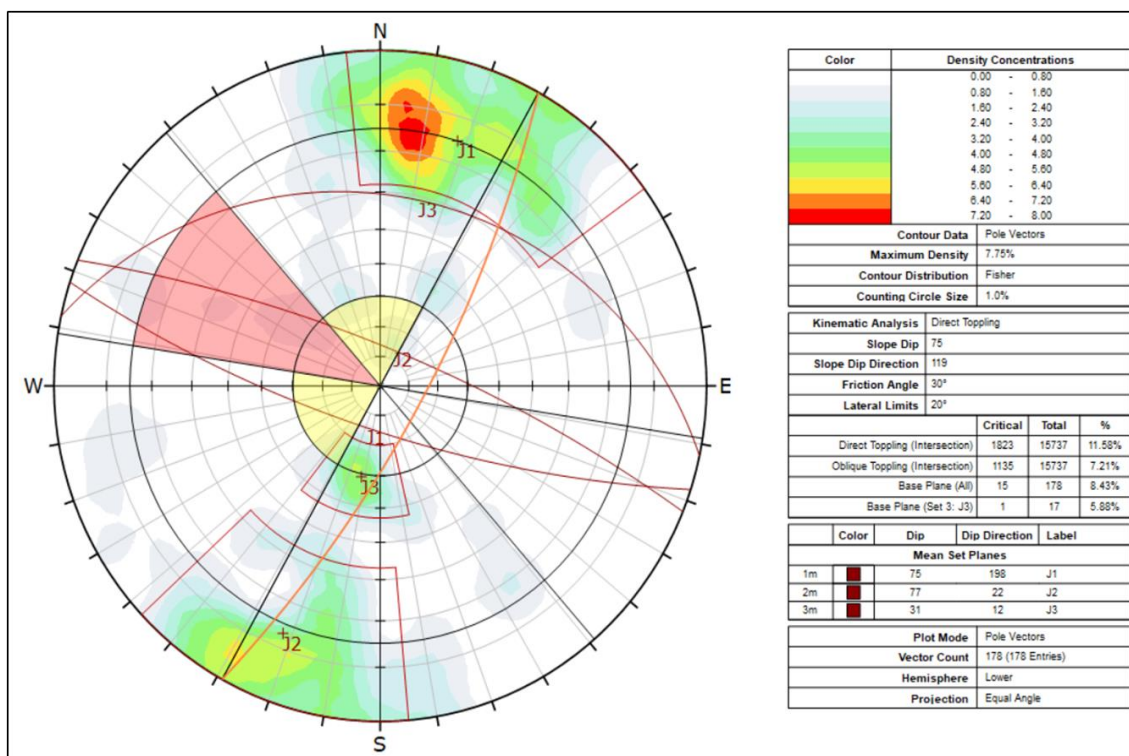
Zona T1, dominio 1(Fragmental Lourdes), falla por volcamiento directo



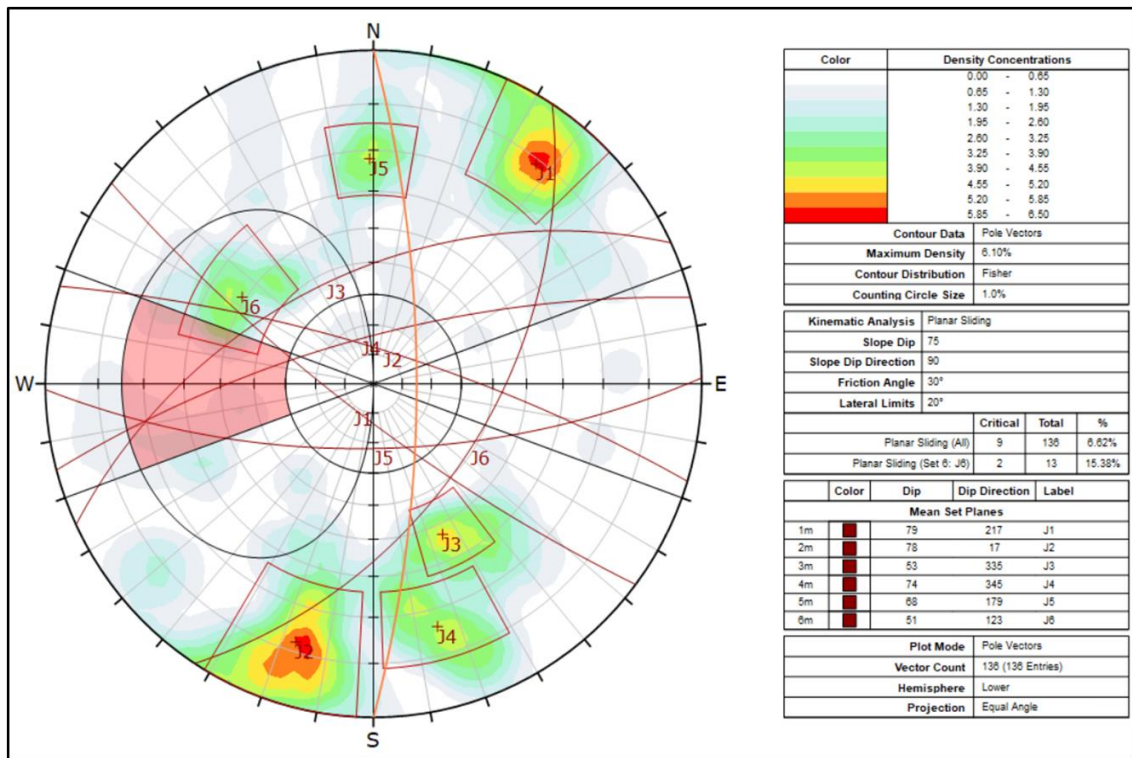
Zona T1, dominio 2(Bx. Hidrotermal), falla planar



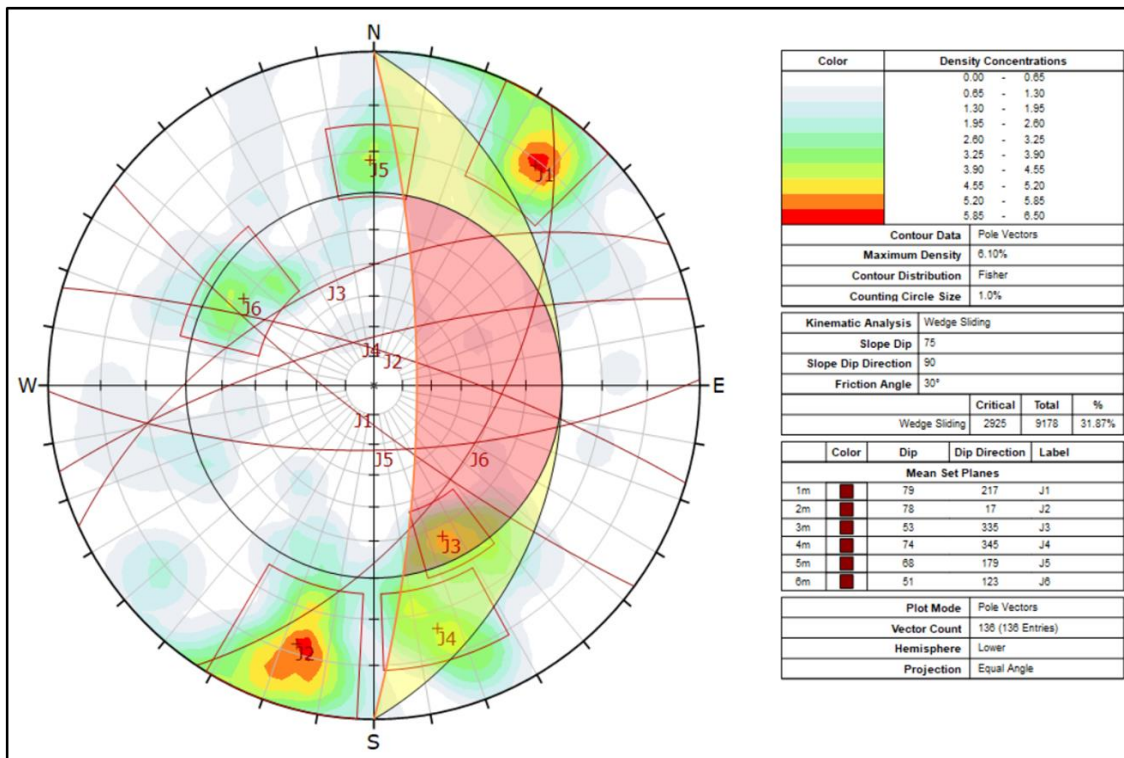
Zona T1, dominio 2(Bx. Hidrotermal), falla por cuña



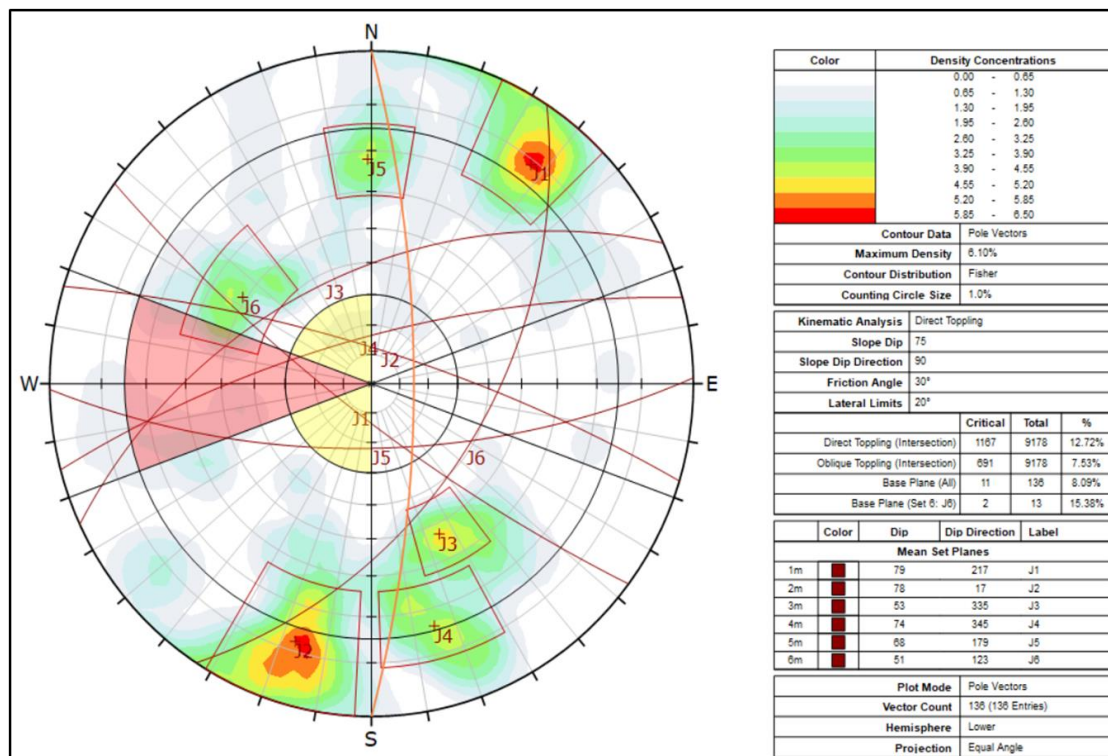
Zona T1, dominio 2(Bx. Hidrotermal), falla por volcamiento directo



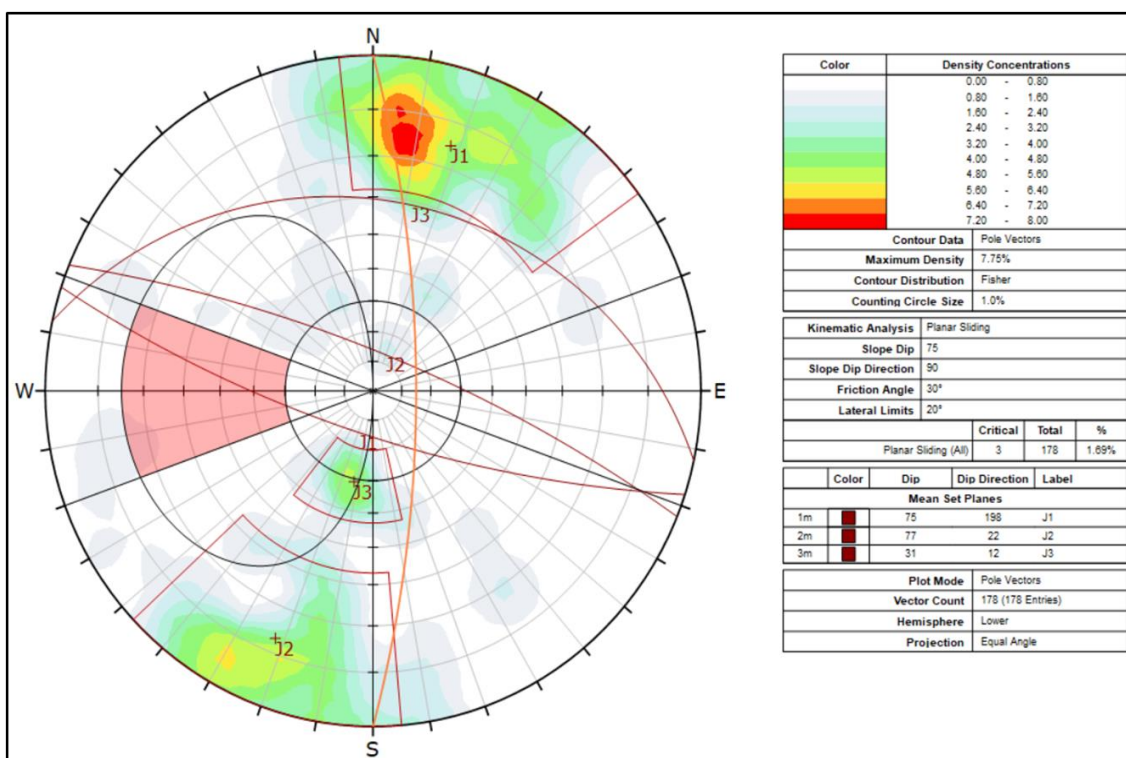
Zona T2, dominio 1(Fragmental Lourdes), falla planar



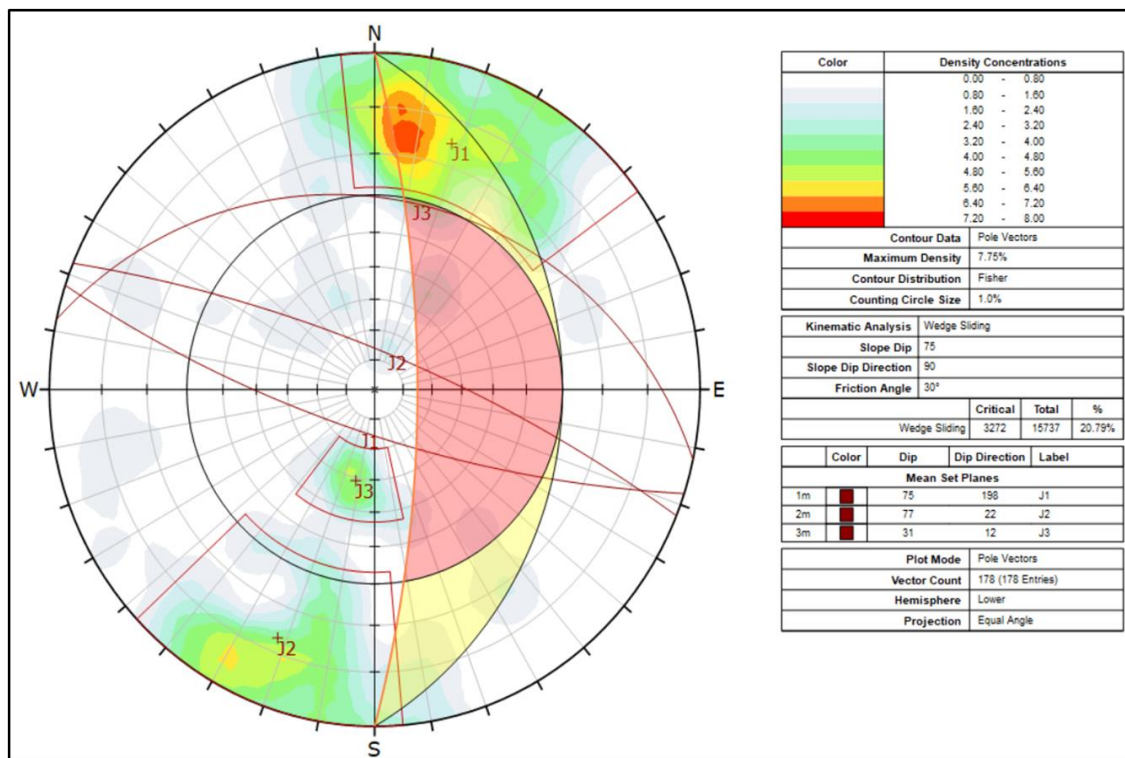
Zona T2, dominio 1(Fragmental Lourdes), falla por cuña



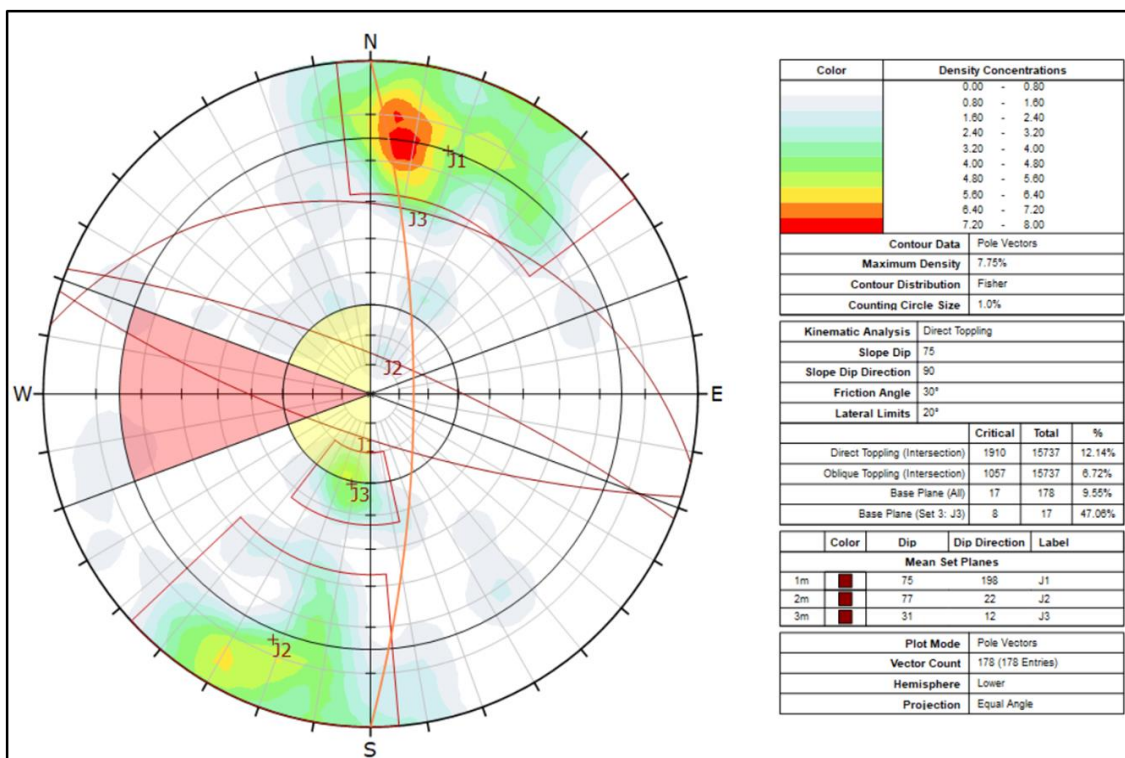
Zona T2, dominio 1(Fragmental Lourdes), falla por volcamiento directo



Zona T2, dominio 2(Bx. Hidrotermal), falla planar



Zona 2, dominio 2(Bx. Hidrotermal), falla por cuña

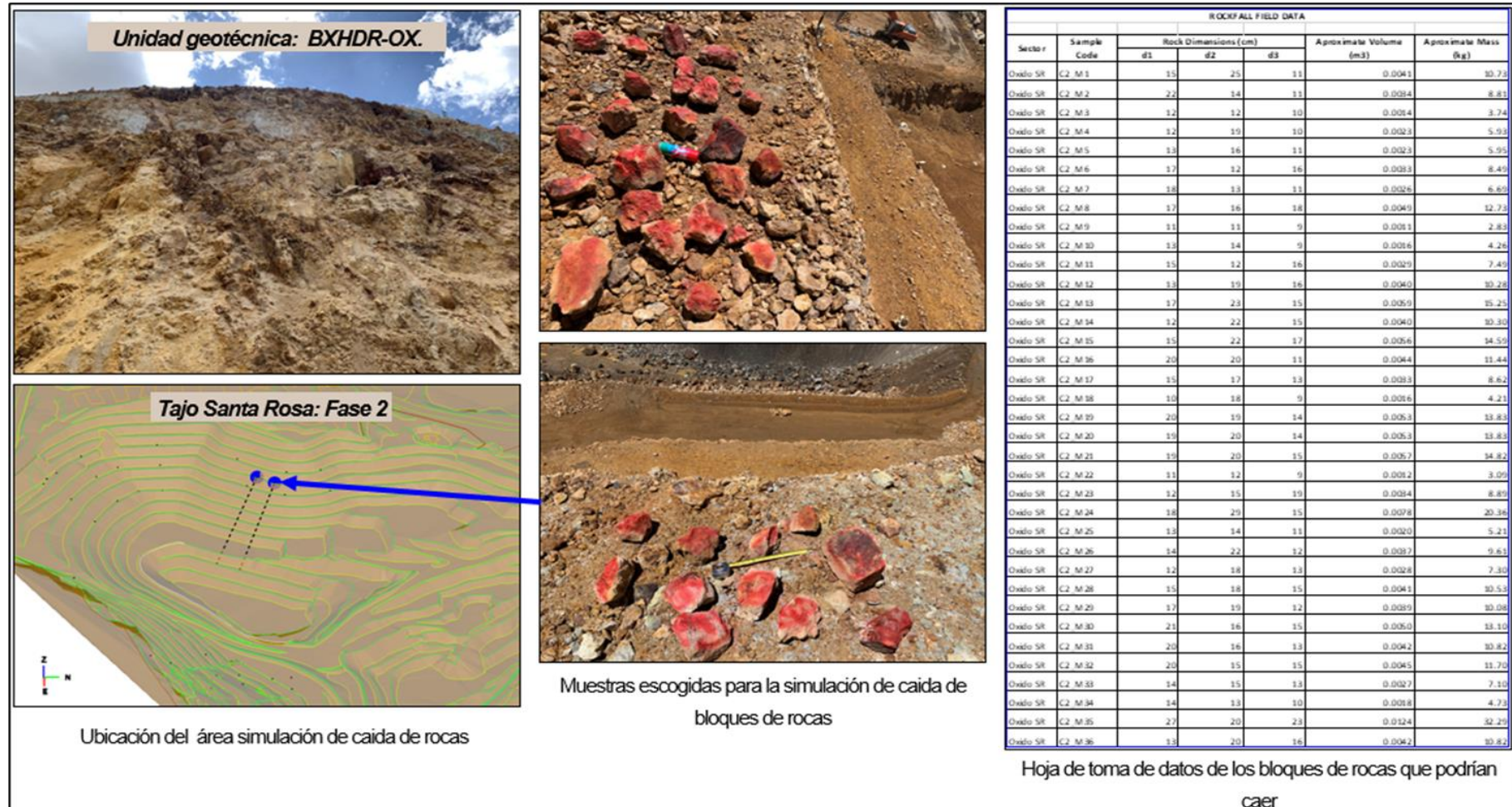


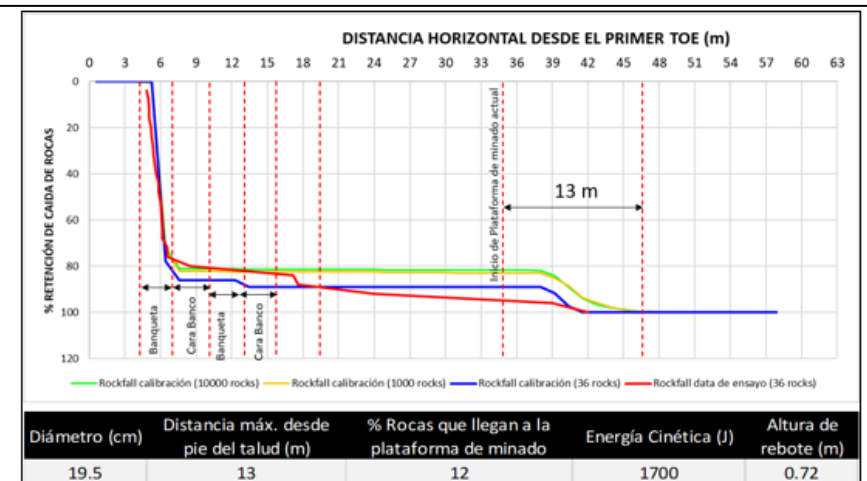
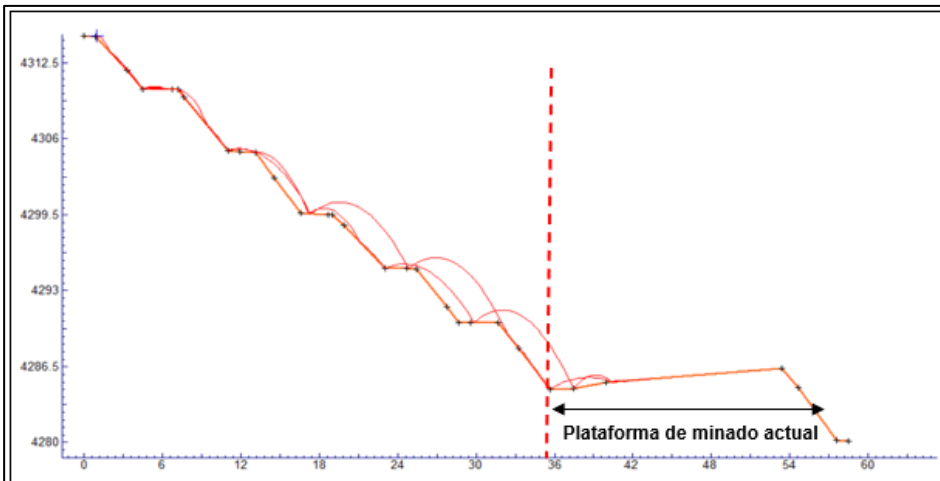
Zona T2, dominio 2(Bx. Hidrotermal), falla por volcamiento directo

Mecanismos de falla para el diseño optimizado

Zon a	Dominio estructura l	Mecanismos de falla									
		Planar			Cuña			Volcamiento			
		T: Talud J: Sistema de discontinuidade s	Probabilida d de intersección de planos de las familias en la zona crítica	Probabilida d de Ocurrencia (PO)	T: Talud J: Sistema de discontinuidade s	Probabilida d de intersección de planos de las familias en la zona crítica	Probabilida d de Ocurrencia (PO)	T: Talud J: Sistema de discontinuidade s	Probabilida d de intersección de planos de las familias en la zona crítica	Probabilida d de Ocurrencia (PO)	
T1	Dominio 1	J6/T	100.0%	11.76%	J1/J5	66.67%	34.24%	J1/J2	95.0%	19.62%	
T1	Dominio 1	Otras familias	<20.0%		J1/J6	50.89%		J1/J3	99.2%		
T1	Dominio 1				J2/J5	38.33%		J1/J4	81.20%		
T1	Dominio 1				J2/J6	64.62%		J2/J3	86.11%		
T1	Dominio 1				J4/J6	27.35%		J2/J4	47.78%		
T1	Dominio 1				J5/J6	76.92%		Otras familias	<20.0%		
T1	Dominio 1				Otras familias	<20.0%					
T1	Dominio 2	Otras familias	<20%	3.93%	J1/J2	27.75%	22.58%	J1/J2	26.5%	11.58%	
T1	Dominio 2				Otras familias	<20.0%		Otras familias	<20.0%		
T2	Dominio 1	Otras familias	<20.0%	6.62%	J1/J5	40.17%	31.87%	J1/J3	23.9%	12.72%	
T2	Dominio 1				J2/J5	38.33%		J1/J4	56.4%		
T2	Dominio 1				J2/J6	96.15%		J2/J3	20.56%		
T2	Dominio 1				J4/J6	65.81%		J3/J4	59.26%		
T2	Dominio 1				J5/J6	53.85%		J3/J5	71.60%		
T2	Dominio 1				Otras familias	<20.0%		J4/J5	60.5%		
T2	Dominio 1							Otras familias	< 20.0%		
T2	Dominio 2	Otras familias	<20.0%	1.69%	J1/J2	27.70%	20.79%	Otras familias	<20.0%	12.14%	
T2	Dominio 2				Otras familias	<20.0%					

Anexo 4: Simulación de caída de bloques de rocas





Material Editor

Existing Materials

- Asphalt [default]
- Bedrock outcrops [default]
- Clean hard bedrock [default]
- Oxidos**
- Soil with vegetation [default]
- Talus Cover [default]
- Talus with vegetation [default]

Name: Oxidos

Color: [Orange]

Coefficient of normal restitution (Rn)

Mean: 0.42 Standard Deviation: 0.04

Coefficient of tangential restitution (Rt)

Mean: 0.85 Standard Deviation: 0.04

Friction Angle (Phi) [degrees]

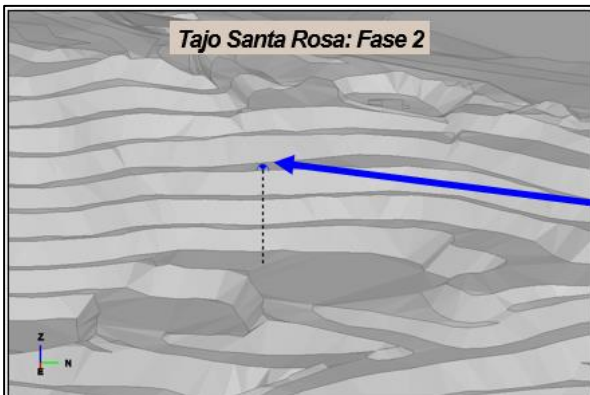
Mean: 37 Standard Deviation: 5

Slope Roughness [degrees]

Mean = angle of segment Standard Deviation: 0

Buttons: Add, Delete, Default, Copy, Done

Propiedades del material de la pared de los taludes.

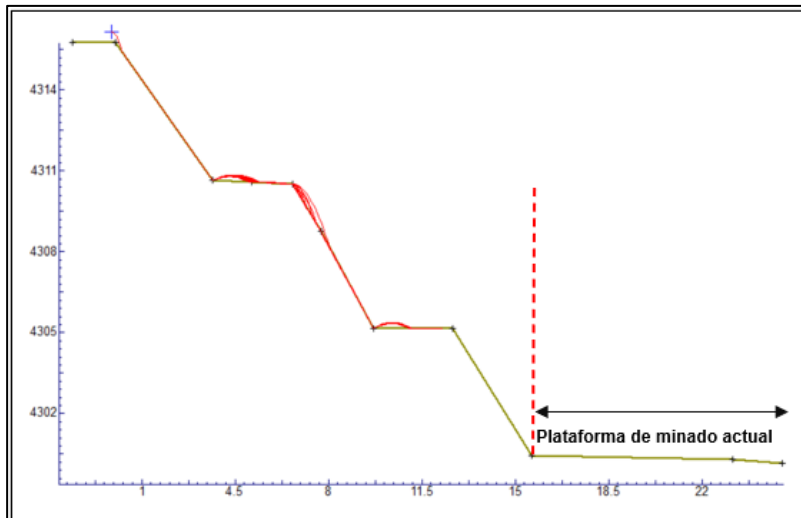


ROCKFALL REID DATA						
Sector	Sample Code	Rock Dimensions (cm)			Aproximate Volume (m3)	Aproximate Mass (kg)
		d1	d2	d3		
Fr. Lourdes SR	C3_M1	15	14	20	0.0042	9.66
Fr. Lourdes SR	C3_M2	16	15	16	0.0038	8.83
Fr. Lourdes SR	C3_M3	20	23	15	0.0069	15.87
Fr. Lourdes SR	C3_M4	20	26	18	0.0094	21.53
Fr. Lourdes SR	C3_M5	16	19	16	0.0049	11.19
Fr. Lourdes SR	C3_M6	20	22	10	0.0044	10.12
Fr. Lourdes SR	C3_M7	16	23	14	0.0052	11.85
Fr. Lourdes SR	C3_M8	20	23	14	0.0064	14.81
Fr. Lourdes SR	C3_M9	20	19	20	0.0076	17.48
Fr. Lourdes SR	C3_M10	22	23	20	0.0101	23.28
Fr. Lourdes SR	C3_M11	22	27	15	0.0089	20.49
Fr. Lourdes SR	C3_M12	22	23	16	0.0081	18.62
Fr. Lourdes SR	C3_M13	19	24	21	0.0096	22.02
Fr. Lourdes SR	C3_M14	16	17	23	0.0063	14.39
Fr. Lourdes SR	C3_M15	21	25	27	0.0142	32.60
Fr. Lourdes SR	C3_M16	21	16	28	0.0094	21.64
Fr. Lourdes SR	C3_M17	17	22	13	0.0049	11.18
Fr. Lourdes SR	C3_M18	18	25	9	0.0041	9.32
Fr. Lourdes SR	C3_M19	20	15	13	0.0039	8.97
Fr. Lourdes SR	C3_M20	22	12	17	0.0045	10.32
Fr. Lourdes SR	C3_M21	40	24	10	0.0096	22.08

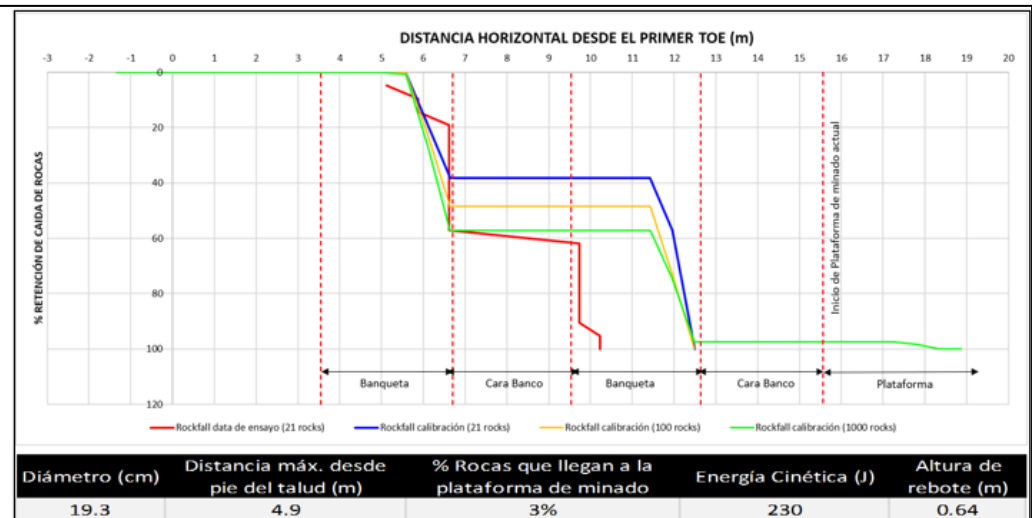
Ubicación del área simulación de caída de rocas

Muestras escogidas para la simulación de caída de bloques de rocas

Hoja de toma de datos de los bloques de rocas que podrían caer



Sección de ensayo y calibración



Distancia horizontal desde el primer toe(m).

Existing Materials

- Asphalt [default]
- Bedrock outcrops [default]
- Clean hard bedrock [default]
- Fragmental Lourdes**
- Soil with vegetation [default]
- Talus Cover [default]
- Talus with vegetation [default]

Name

Fragmental Lourdes

Color

Coefficient of normal restitution (Rn)

Mean 0.25 Standard Deviation 0.04

Coefficient of tangential restitution (Rt)

Mean 0.85 Standard Deviation 0.04

Friction Angle (Phi) [degrees]

Mean 27 Standard Deviation 5

Slope Roughness [degrees]

Mean = angle of segment Standard Deviation 0

Table

Tutorial

Add

Delete

Default

Copy

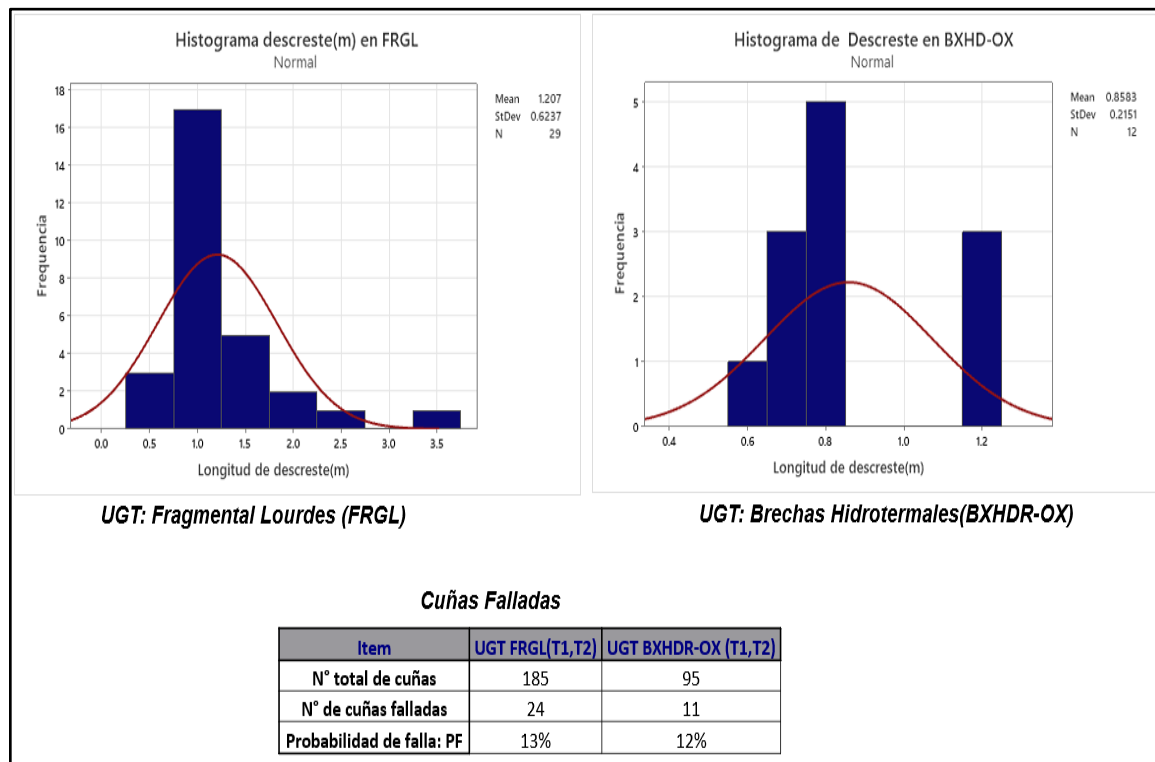
Done

Propiedades del material de la pared de los taludes.

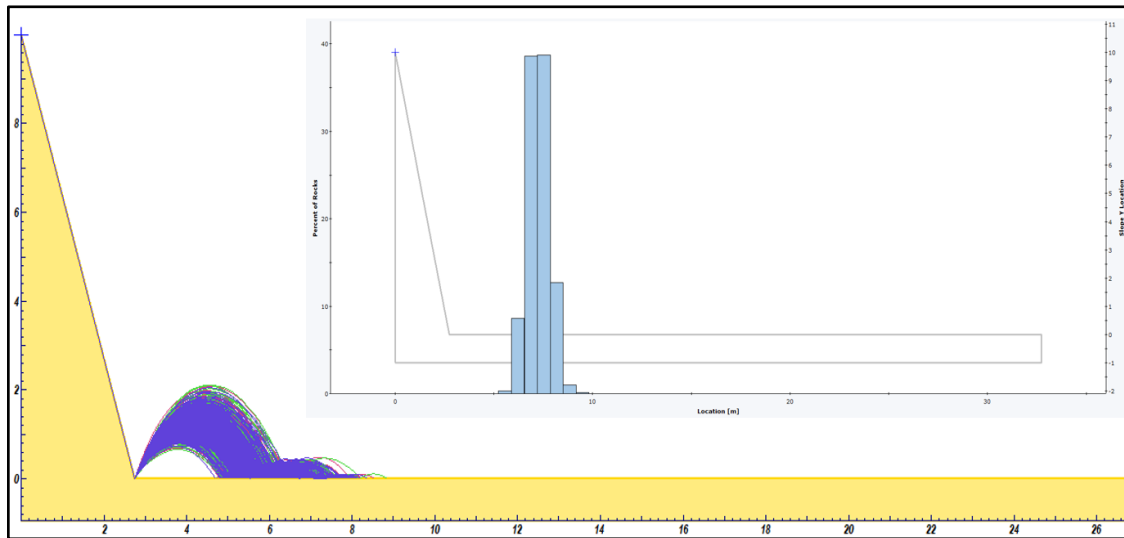
Anexo 5: Confiabilidad y retención del banco

Confiabilidad del ángulo cara de banco

Zona	Dominio estructural	Unidad geotécnica: UGT	Orientación de taludes(°)		Potenciales mecanismos de falla			Pc. Probabilidad de condición	Pl. Probabilidad de longitud	Pf. Probabilidad de falla	Confiabilidad: 75°
			Dip	Dip Direction	Tipo	Sistema 1	Sistema 2				
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Planar	J6		12%	33%	15%	99%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J1	J5	34%	33%	87%	90%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J1	J6	34%	33%	100%	89%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J2	J5	34%	33%	0%	100%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J2	J6	34%	33%	97%	89%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J4	J6	34%	33%	7%	99%
T1	Dominio 1	FRGL	75	119	Cuña	J5	J6	34%	33%	99%	89%
T2	Dominio 2	BXHDR-OX	75	119	Cuña	J1	J2	23%	33%	0%	100%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J1	J5	32%	33%	18%	98%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J2	J5	32%	33%	0%	100%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J2	J6	32%	33%	97%	90%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J4	J6	32%	33%	0%	100%
T2	Dominio 1	FRGL	75	90	Cuña	J5	J6	32%	33%	99%	89%
T2	Dominio 2	BXHDR-OX	75	90	Cuña	J1	J3	21%	33%	0%	100%



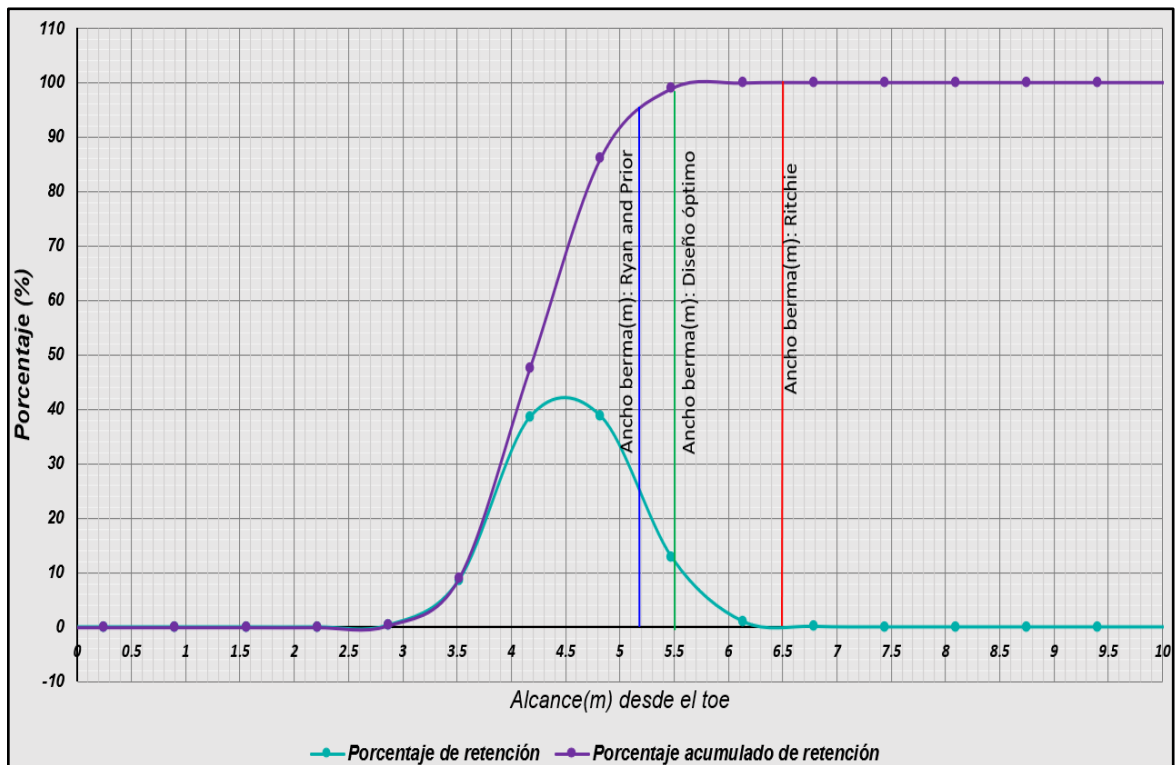
Longitud de descreste y probabilidad de falla de cuñas identificadas en campo



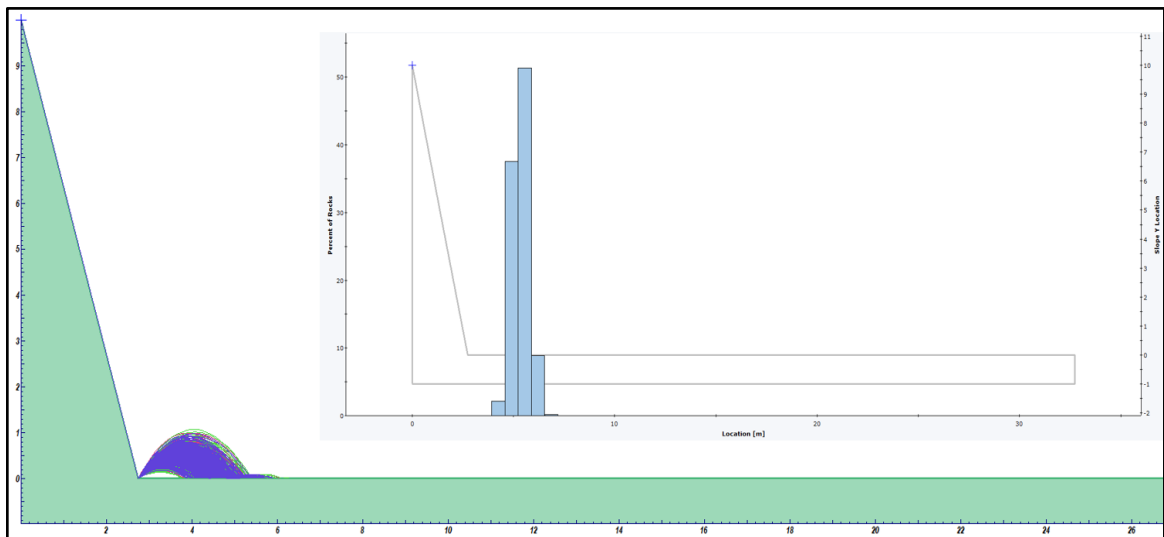
Simulación rockfall en UGT BXHDR-OX(T1, T2)

Resultados de la simulación rockfall en UGT BXHDR-OX(T1, T2)

Alcance X [m]	DistanciaX_cresta-toe [m]	RecorridoX-desde-toe [m]	Porcentaje de retención	Porcentaje acumulado de retención
0.32732	2.7	-2.37268	0	0
0.98196	2.7	-1.71804	0	0
1.6366	2.7	-1.0634	0	0
2.29124	2.7	-0.40876	0	0
2.94588	2.7	0.24588	0	0
3.60052	2.7	0.90052	0	0
4.25516	2.7	1.55516	0	0
4.9098	2.7	2.2098	0	0
5.56444	2.7	2.86444	0.3	0.3
6.21908	2.7	3.51908	8.6	8.9
6.87372	2.7	4.17372	38.6	47.5
7.52836	2.7	4.82836	38.7	86.2
8.183	2.7	5.483	12.7	98.9
8.83764	2.7	6.13764	1	99.9
9.49228	2.7	6.79228	0.1	100
10.1469	2.7	7.4469	0	100
10.8016	2.7	8.1016	0	100
11.4562	2.7	8.7562	0	100
12.1108	2.7	9.4108	0	100
12.7655	2.7	10.0655	0	100
13.4201	2.7	10.7201	0	100
14.0748	2.7	11.3748	0	100
14.7294	2.7	12.0294	0	100
15.384	2.7	12.684	0	100
16.0387	2.7	13.3387	0	100
16.6933	2.7	13.9933	0	100
17.348	2.7	14.648	0	100
18.0026	2.7	15.3026	0	100
18.6572	2.7	15.9572	0	100
19.3119	2.7	16.6119	0	100
19.9665	2.7	17.2665	0	100
20.6212	2.7	17.9212	0	100
21.2758	2.7	18.5758	0	100
21.9304	2.7	19.2304	0	100
22.5851	2.7	19.8851	0	100
23.2397	2.7	20.5397	0	100
23.8944	2.7	21.1944	0	100
24.549	2.7	21.849	0	100
25.2036	2.7	22.5036	0	100
25.8583	2.7	23.1583	0	100
26.5129	2.7	23.8129	0	100
27.1676	2.7	24.4676	0	100
27.8222	2.7	25.1222	0	100
28.4768	2.7	25.7768	0	100
29.1315	2.7	26.4315	0	100
29.7861	2.7	27.0861	0	100
30.4408	2.7	27.7408	0	100
31.0954	2.7	28.3954	0	100
31.75	2.7	29.05	0	100
32.4047	2.7	29.7047	0	100



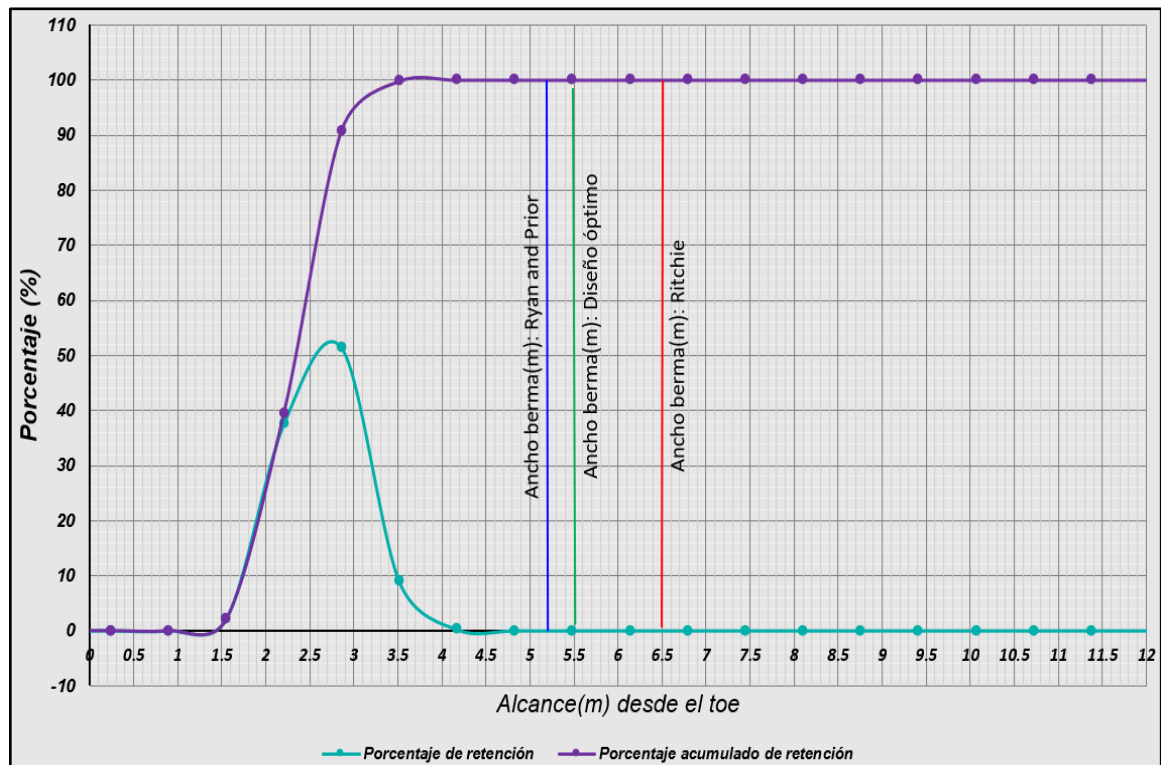
Ancho de berma y porcentaje de retención en UGT BXHDR-OX(T1, T2)



Simulación rockfall en UGT FRGL(T1, T2)

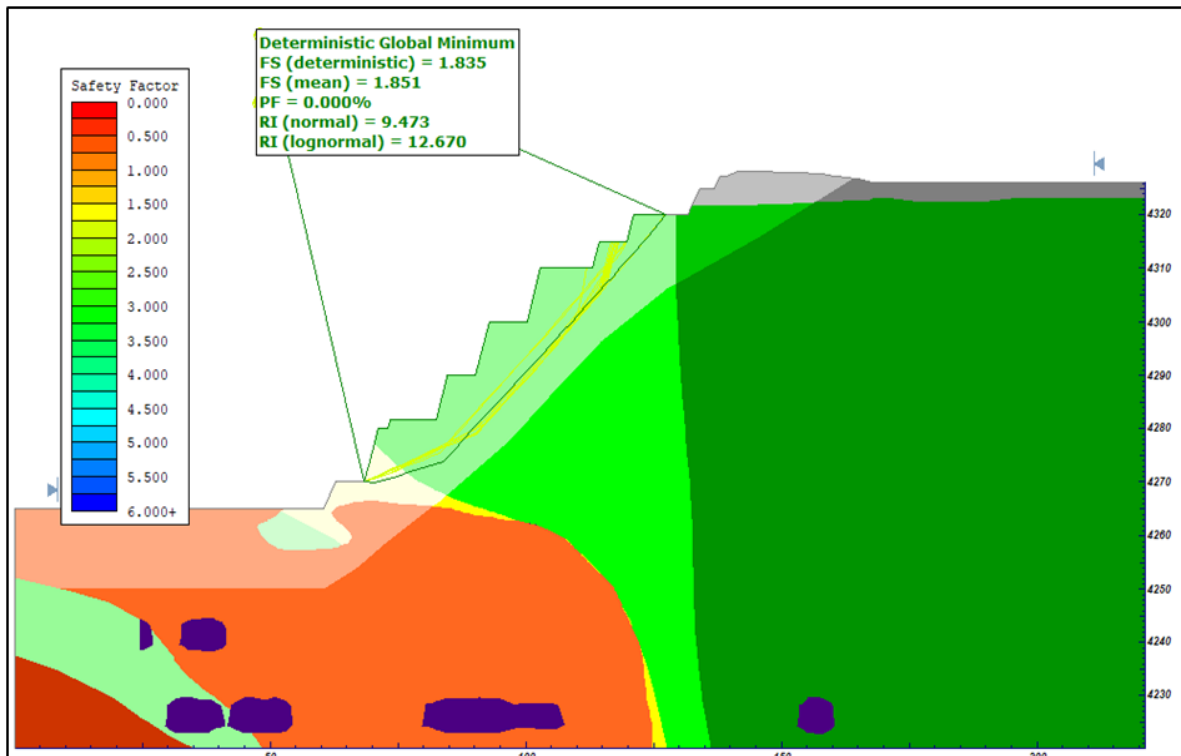
Resultados de la simulación rockfall en FRGL(T1, T2)

AlcanceX [m]	DistanciaX cresta-toe [m]	RecorridoX-desde-toe [m]	Porcentaje de retención	Porcentaje acumulado de retención
0.32732	2.7	-2.37268	0	0
0.98196	2.7	-1.71804	0	0
1.6366	2.7	-1.0634	0	0
2.29124	2.7	-0.40876	0	0
2.94588	2.7	0.24588	0	0
3.60052	2.7	0.90052	0	0
4.25516	2.7	1.55516	2.1	2.1
4.9098	2.7	2.2098	37.5	39.6
5.56444	2.7	2.86444	51.3	90.9
6.21908	2.7	3.51908	8.9	99.8
6.87372	2.7	4.17372	0.2	100
7.52836	2.7	4.82836	0	100
8.183	2.7	5.483	0	100
8.83764	2.7	6.13764	0	100
9.49228	2.7	6.79228	0	100
10.1469	2.7	7.4469	0	100
10.8016	2.7	8.1016	0	100
11.4562	2.7	8.7562	0	100
12.1108	2.7	9.4108	0	100
12.7655	2.7	10.0655	0	100
13.4201	2.7	10.7201	0	100
14.0748	2.7	11.3748	0	100
14.7294	2.7	12.0294	0	100
15.384	2.7	12.684	0	100
16.0387	2.7	13.3387	0	100
16.6933	2.7	13.9933	0	100
17.348	2.7	14.648	0	100
18.0026	2.7	15.3026	0	100
18.6572	2.7	15.9572	0	100
19.3119	2.7	16.6119	0	100
19.9665	2.7	17.2665	0	100
20.6212	2.7	17.9212	0	100
21.2758	2.7	18.5758	0	100
21.9304	2.7	19.2304	0	100
22.5851	2.7	19.8851	0	100
23.2397	2.7	20.5397	0	100
23.8944	2.7	21.1944	0	100
24.549	2.7	21.849	0	100
25.2036	2.7	22.5036	0	100
25.8583	2.7	23.1583	0	100
26.5129	2.7	23.8129	0	100
27.1676	2.7	24.4676	0	100
27.8222	2.7	25.1222	0	100
28.4768	2.7	25.7768	0	100
29.1315	2.7	26.4315	0	100
29.7861	2.7	27.0861	0	100
30.4408	2.7	27.7408	0	100
31.0954	2.7	28.3954	0	100
31.75	2.7	29.05	0	100
32.4047	2.7	29.7047	0	100

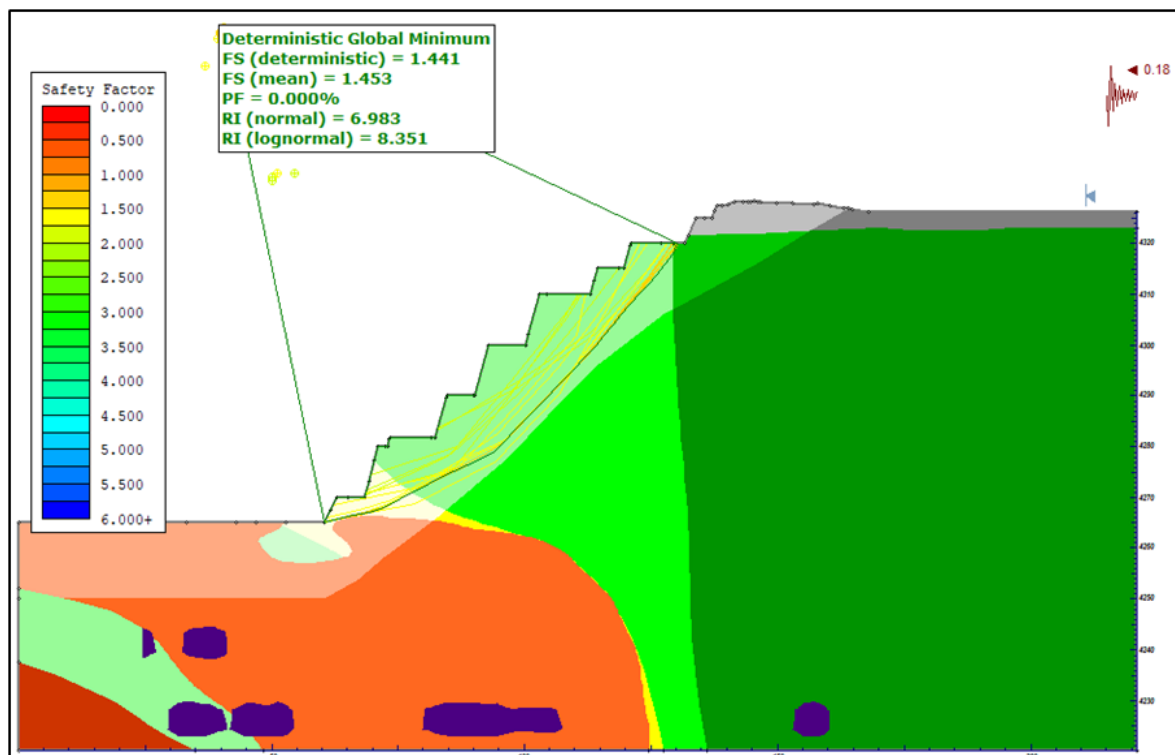


Ancho de berma y porcentaje de retención en UGT FRGL(T1, T2)

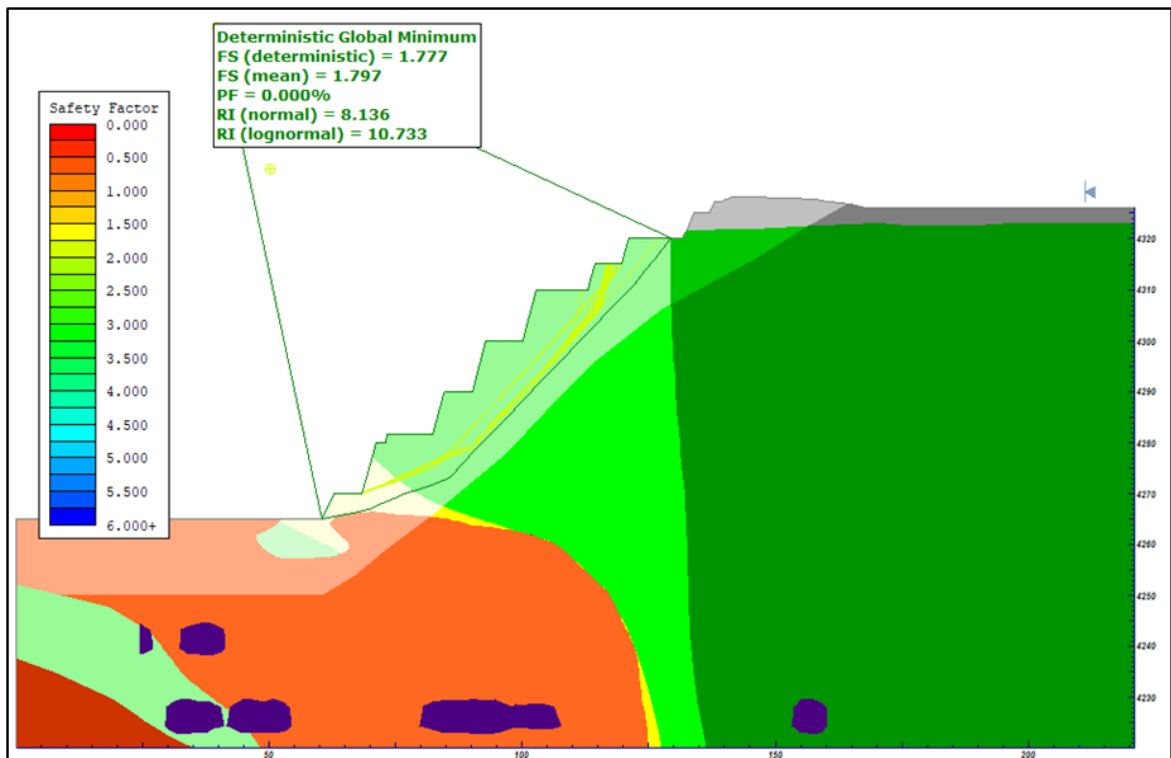
Anexo 6: Análisis de estabilidad



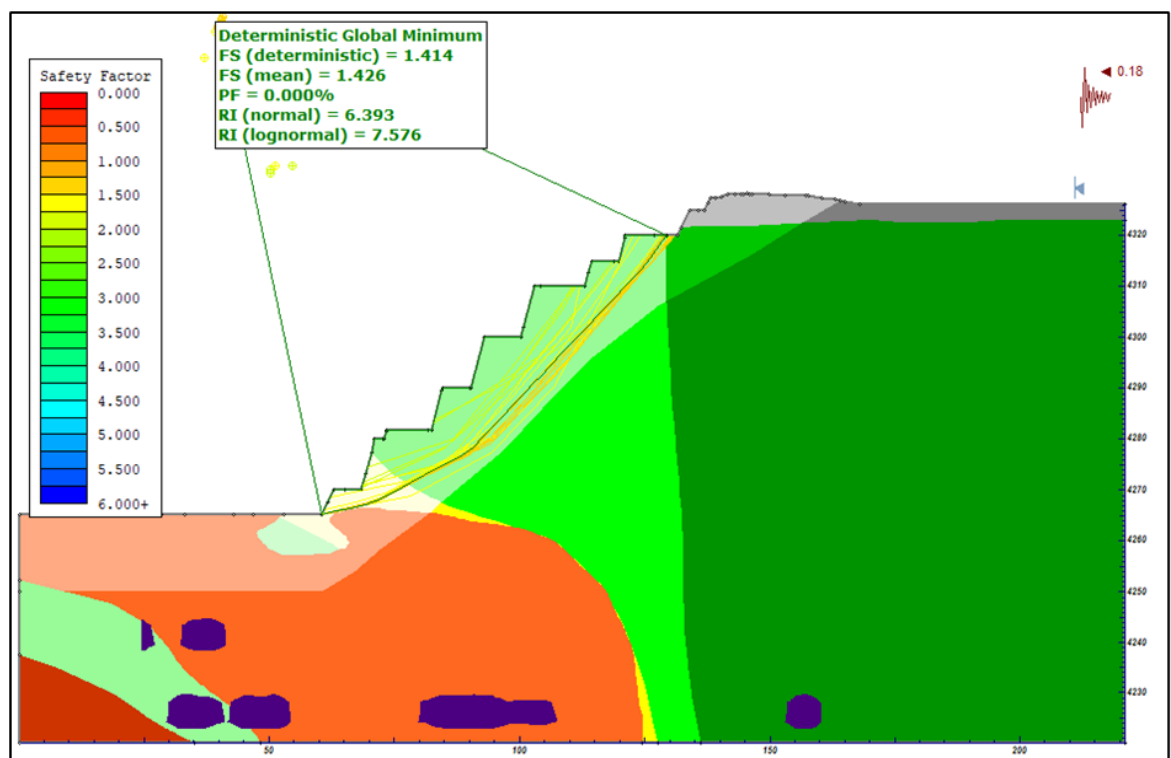
Seccion 1-1': Escala global, análisis estático en condición seca



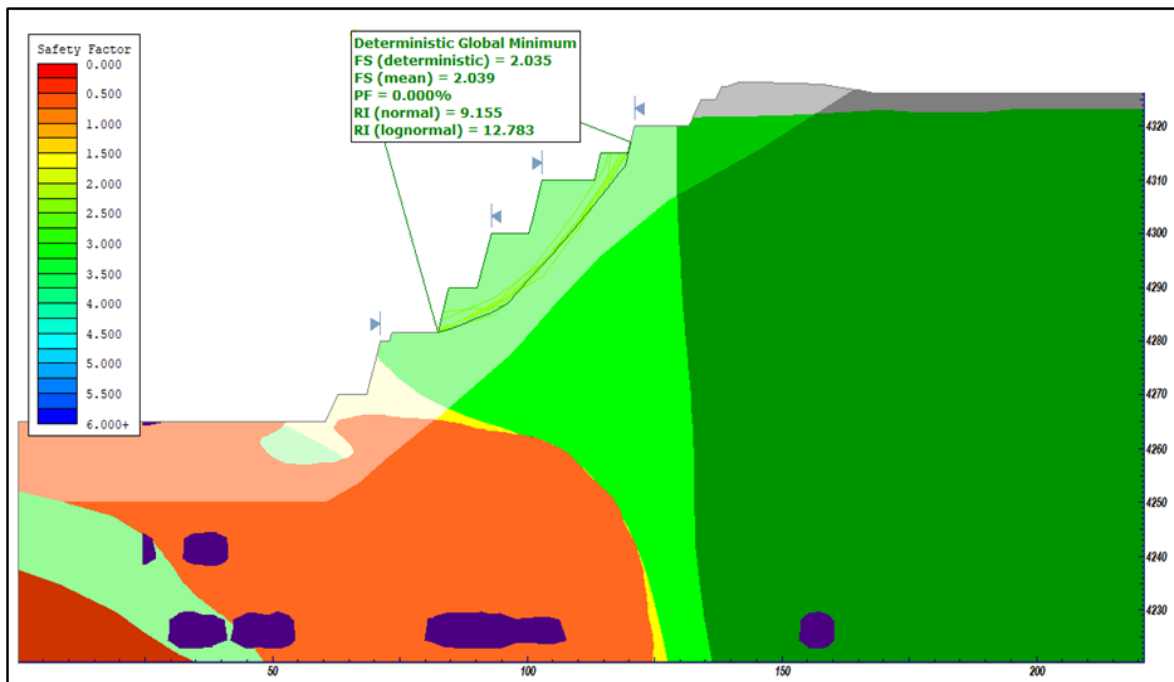
Seccion 1-1': Escala global, análisis pseodoestático en condición seca



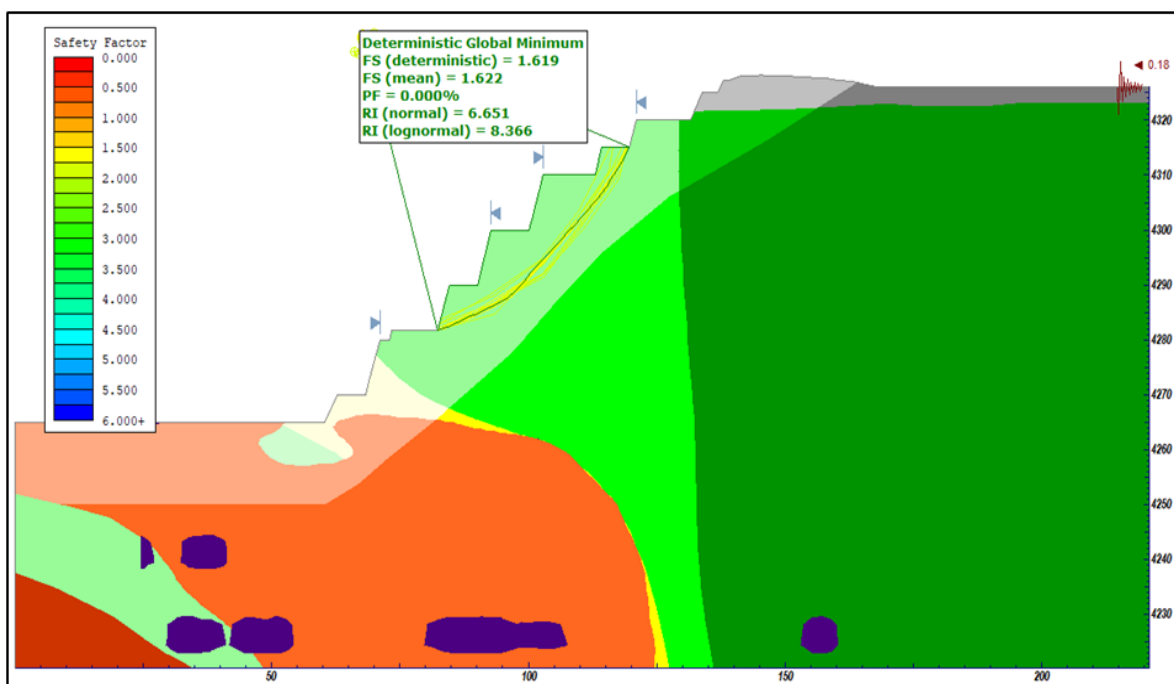
Seccion 1-1': Escala global, análisis estático en condición de saturación parcial



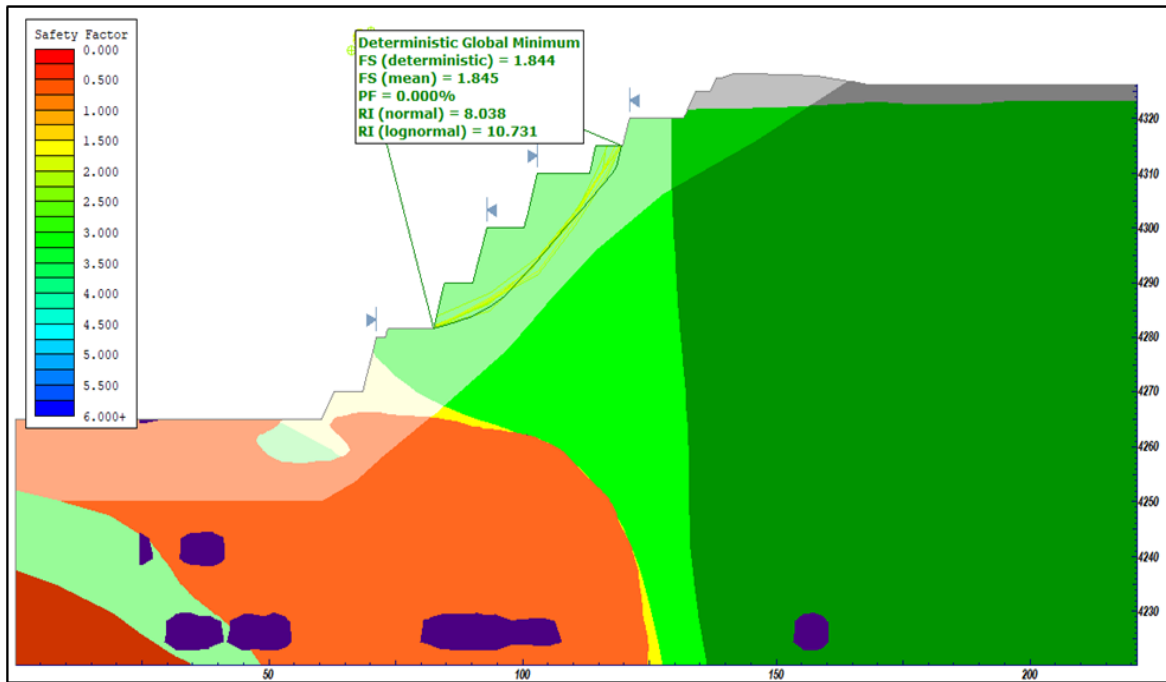
Seccion 1-1': Escala global, análisis pseudoestático en condición de saturación parcial



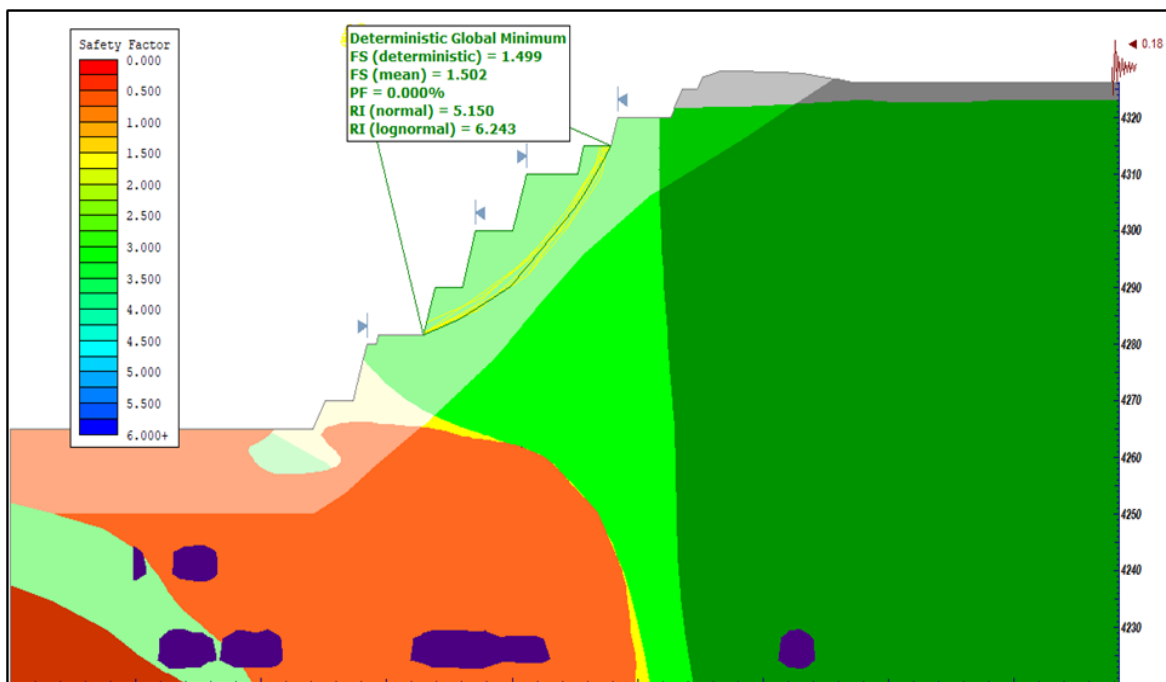
Seccion 1-1': Escala interrampa, análisis estático en condición seca



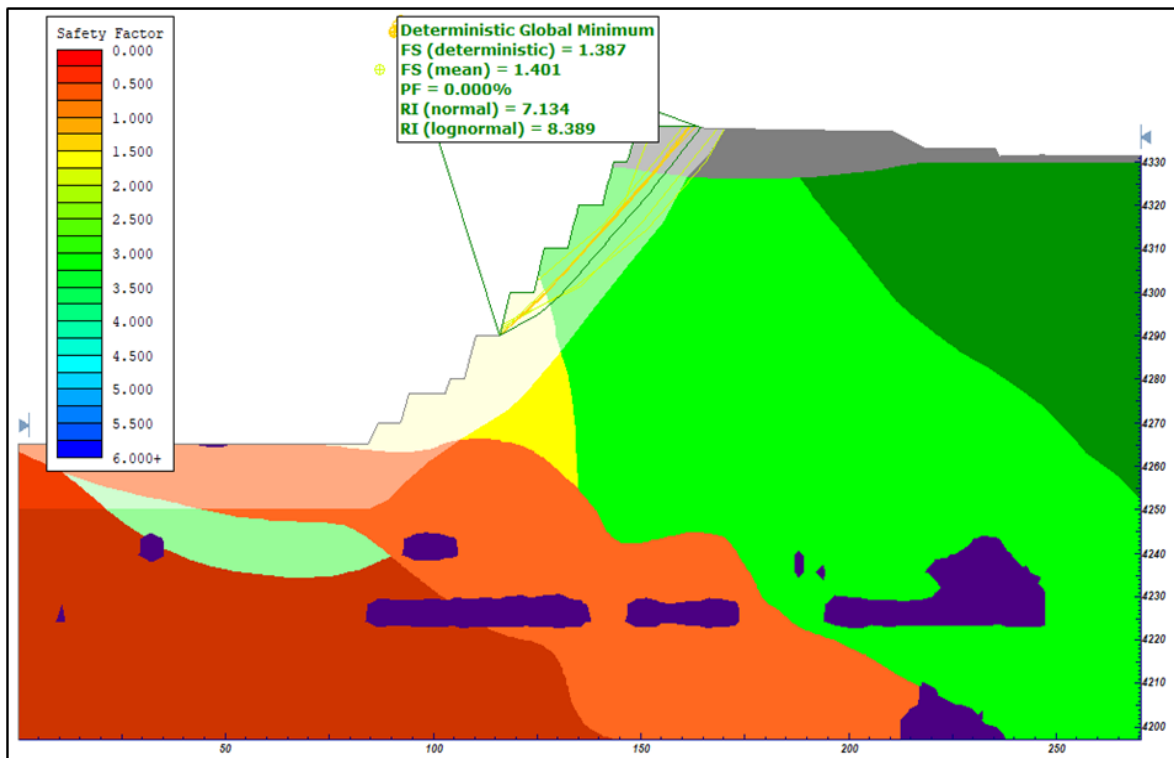
Seccion 1-1': Escala interrampa, análisis pseudoestático en condición seca



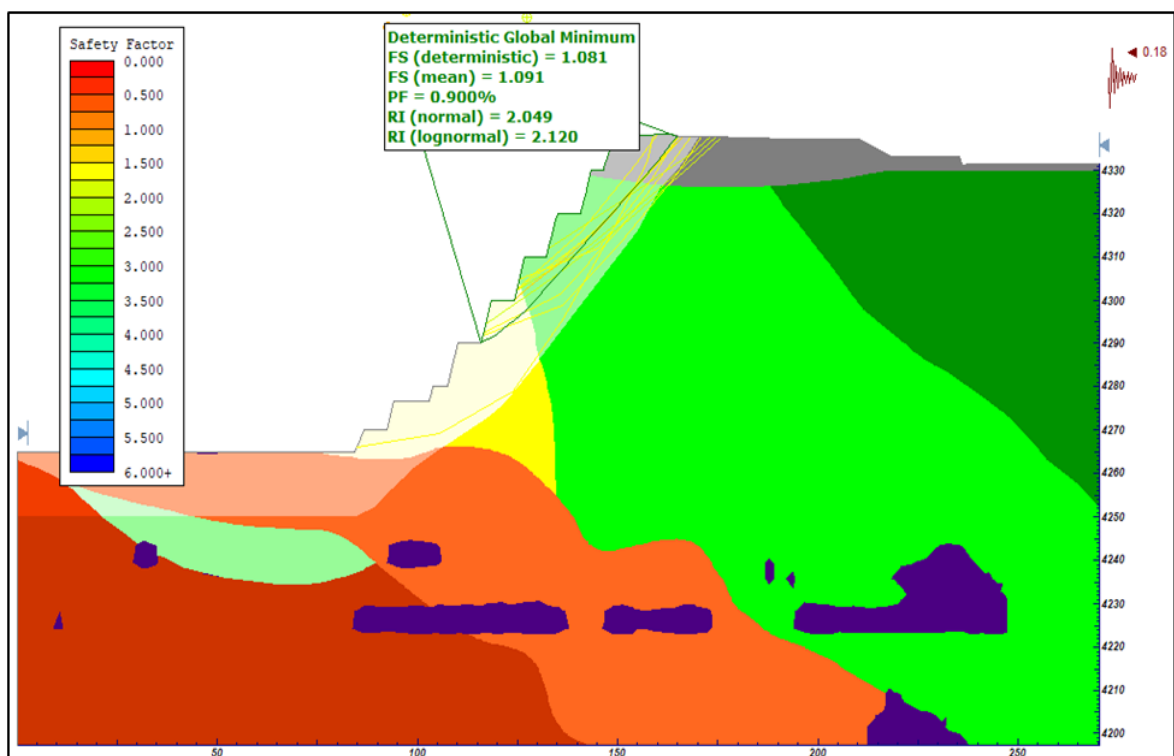
Seccion 1-1': Escala interrampa, análisis estático en condición de saturación parcial



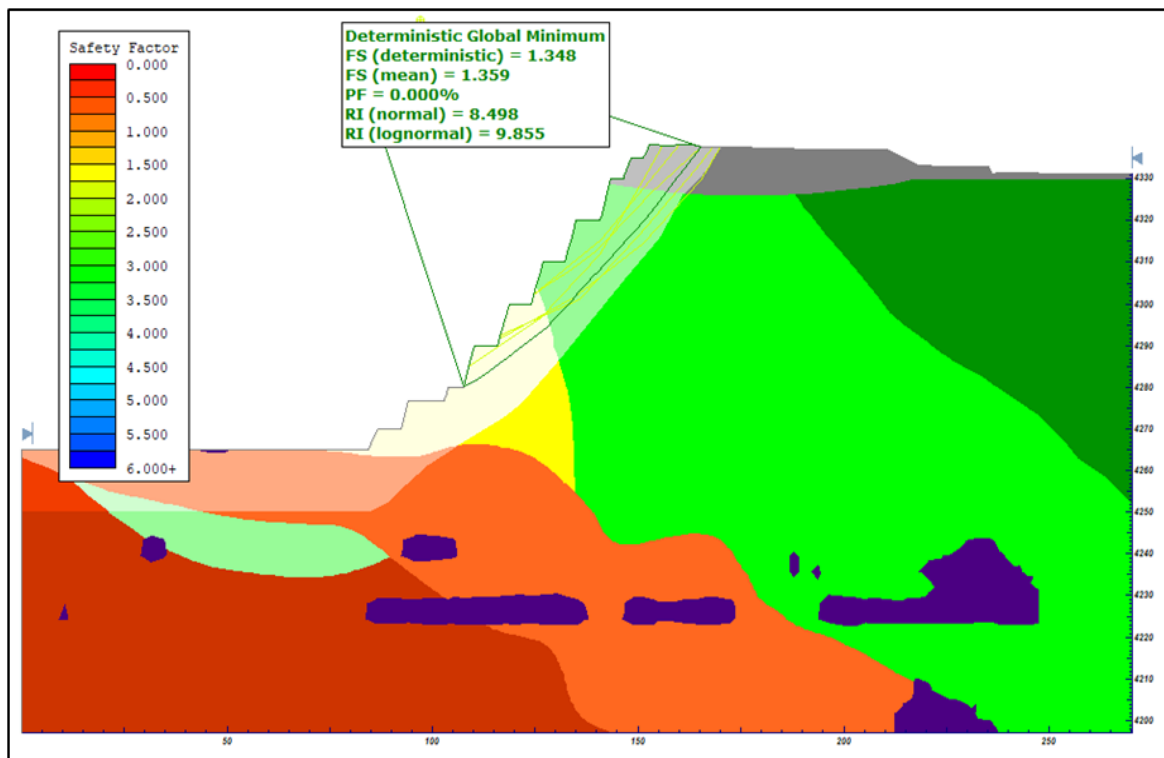
Seccion 1-1': Escala interrampa, análisis pseudoestático en condición de saturación parcial



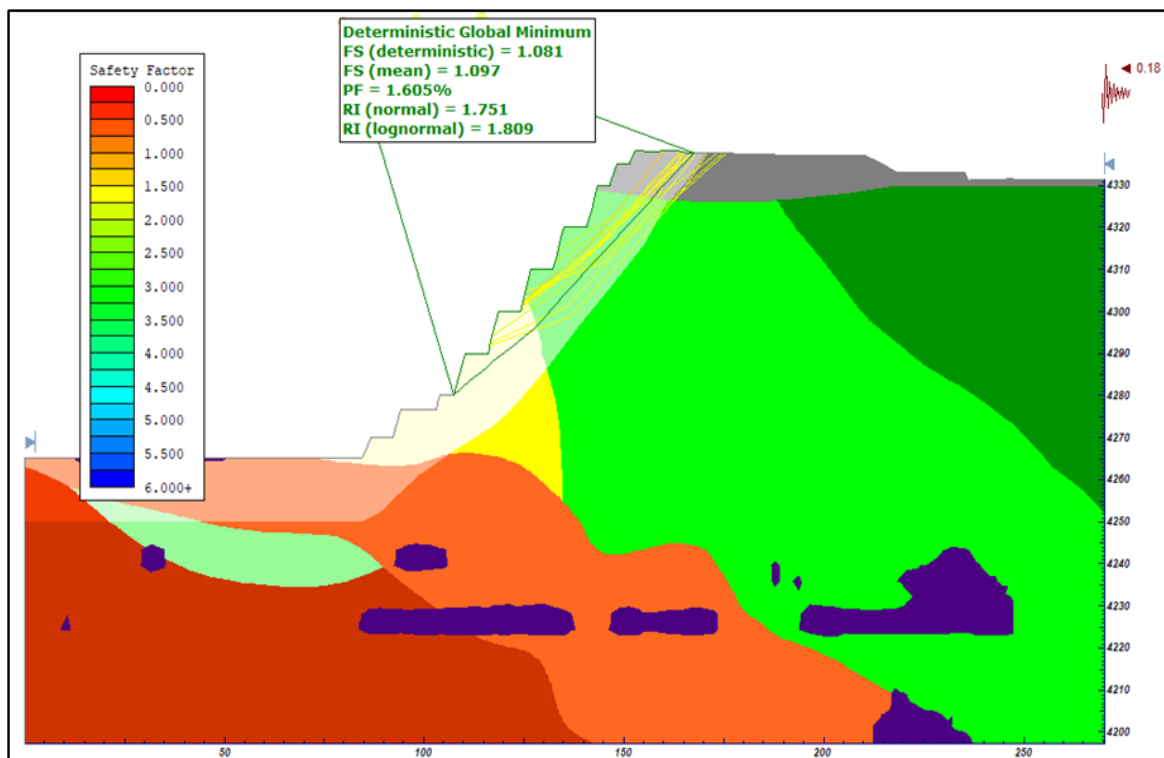
Seccion 2-2': Escala global, análisis estático en condición seca



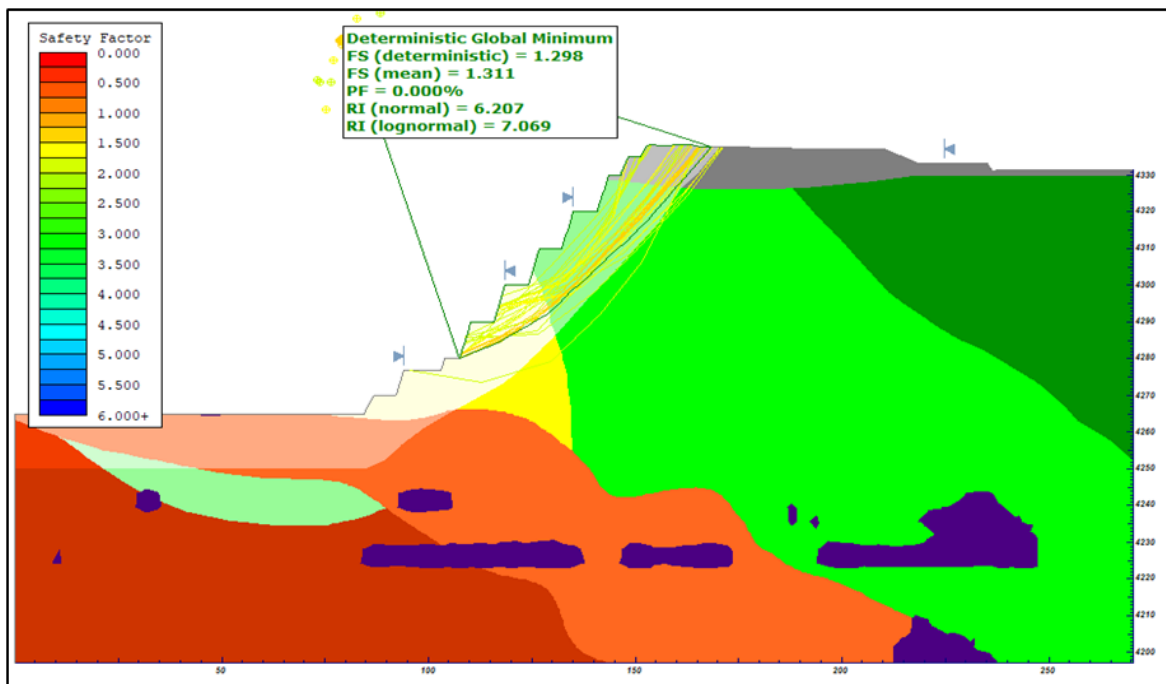
Seccion 2-2': Escala global, análisis pseudoestático en condición seca



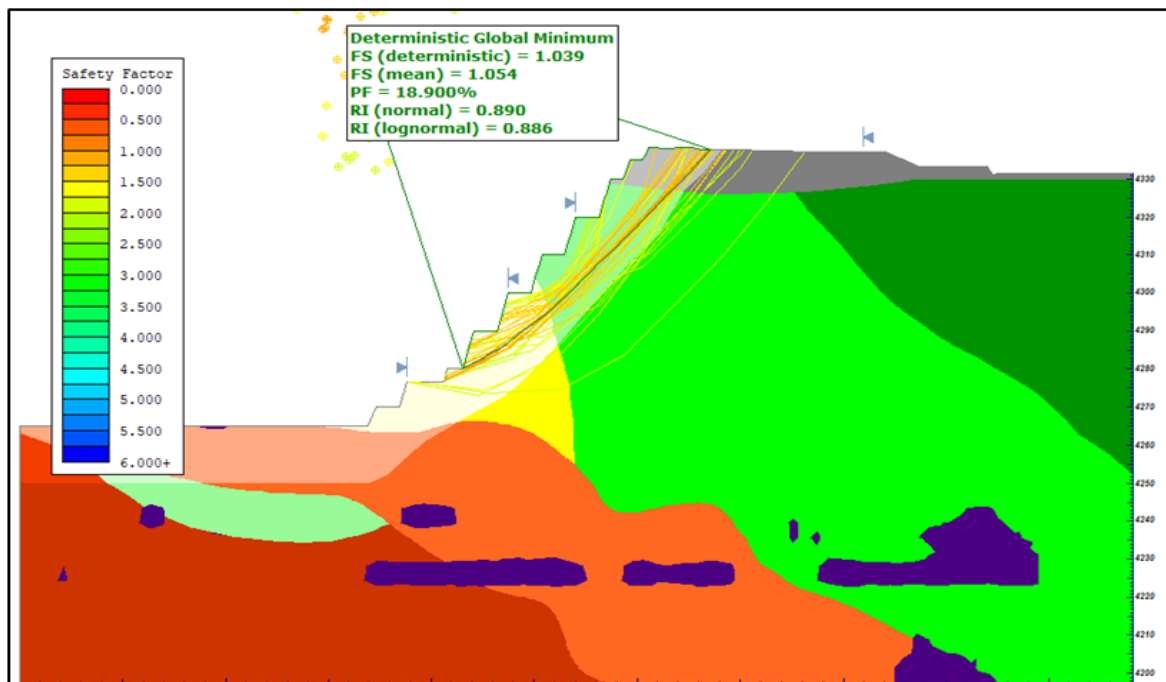
Seccion 2-2': Escala global, análisis estático en condición de saturación parcial



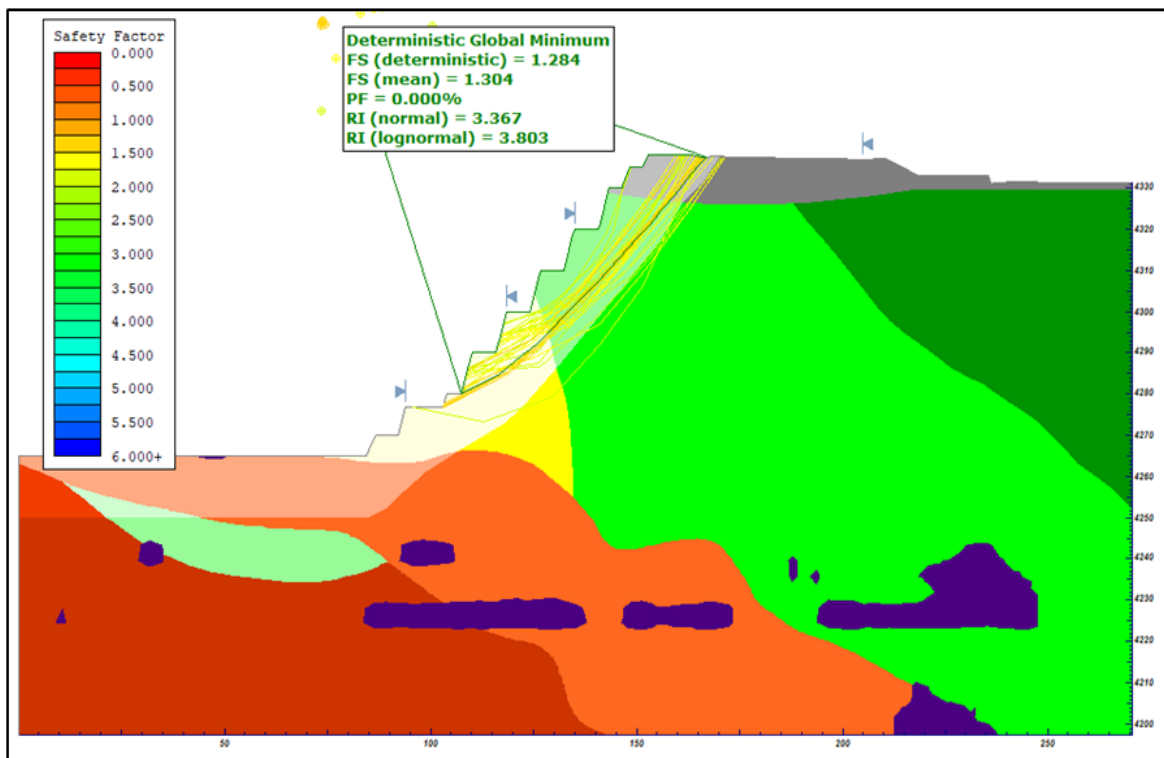
Seccion 2-2': Escala global, análisis pseudoestático en condición de saturación parcial



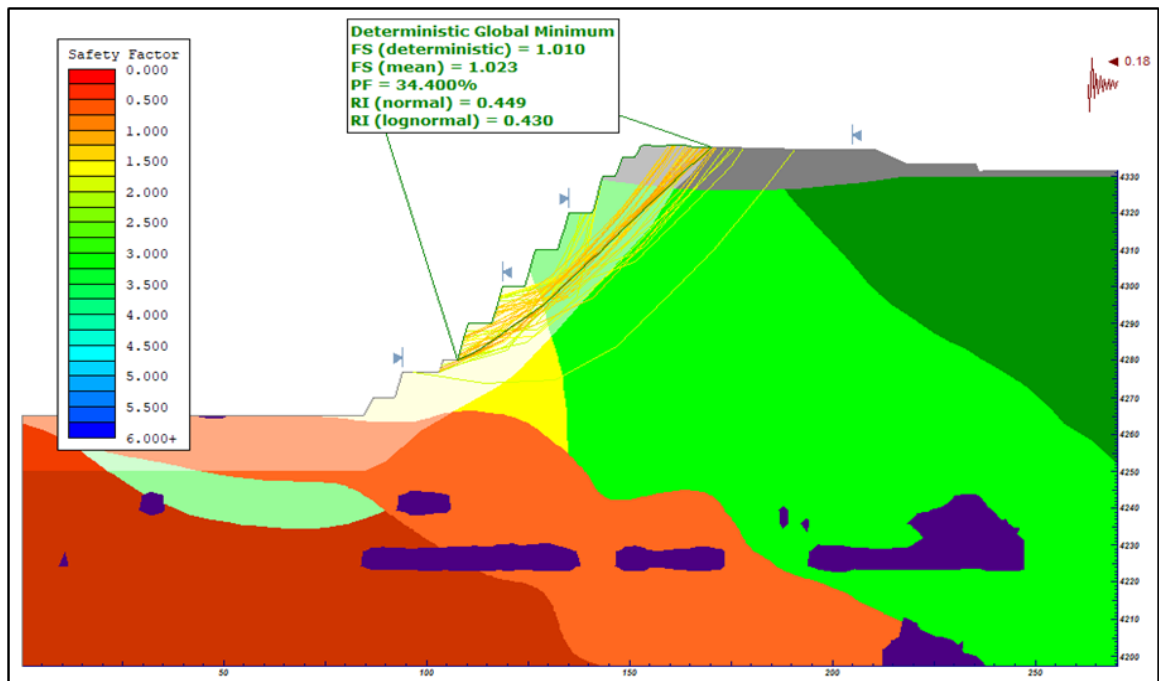
Seccion 2-2': Escala interrampa, análisis estático en condición seca



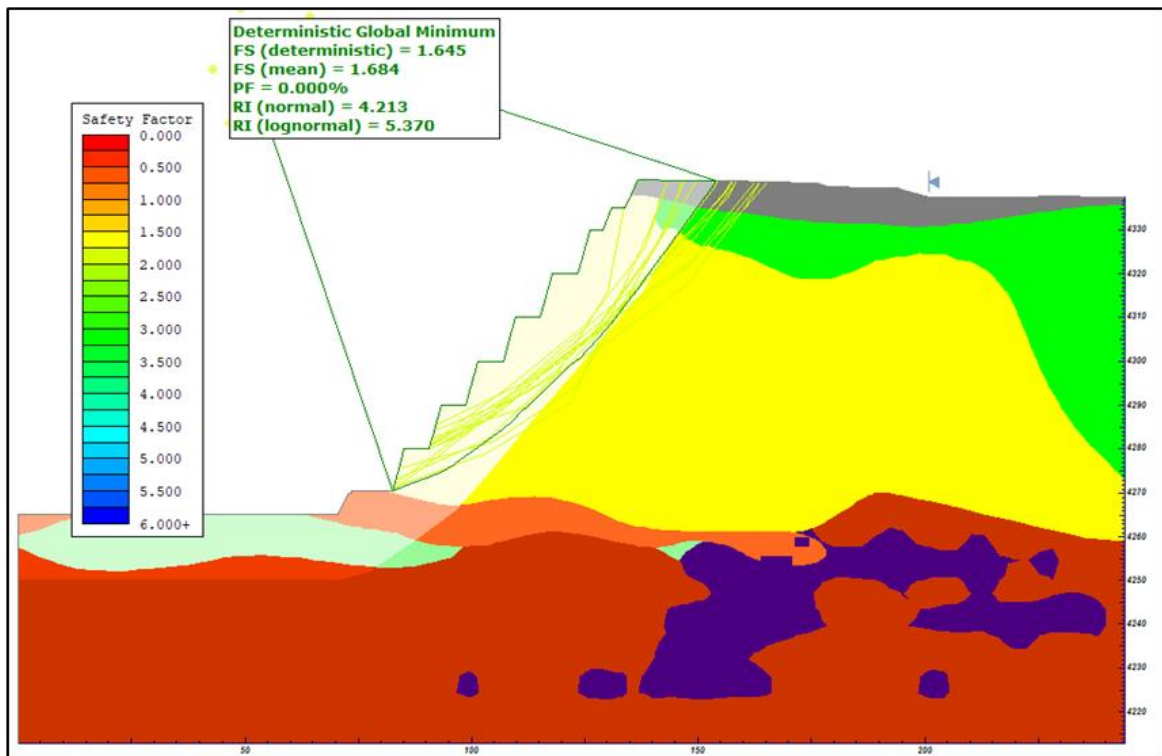
Seccion 2-2': Escala interrampa, análisis pseudoestático en condición seca



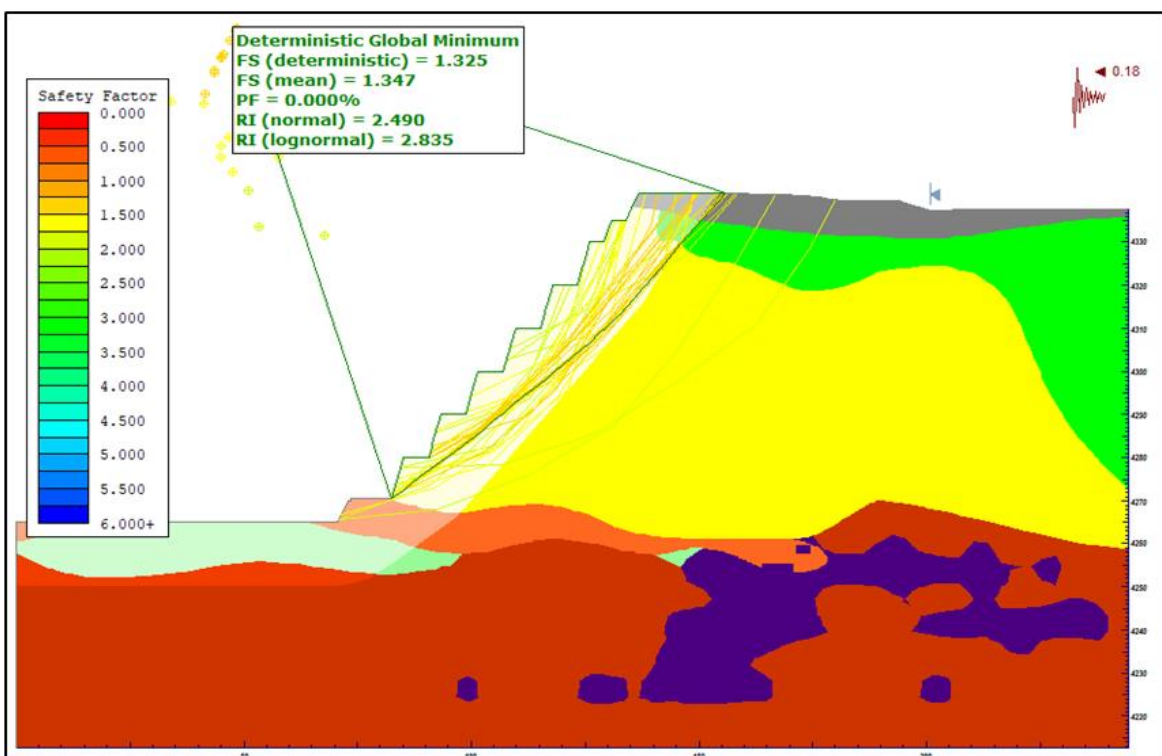
Seccion 2-2': Escala interrampa, análisis estático en condición de saturación parcial



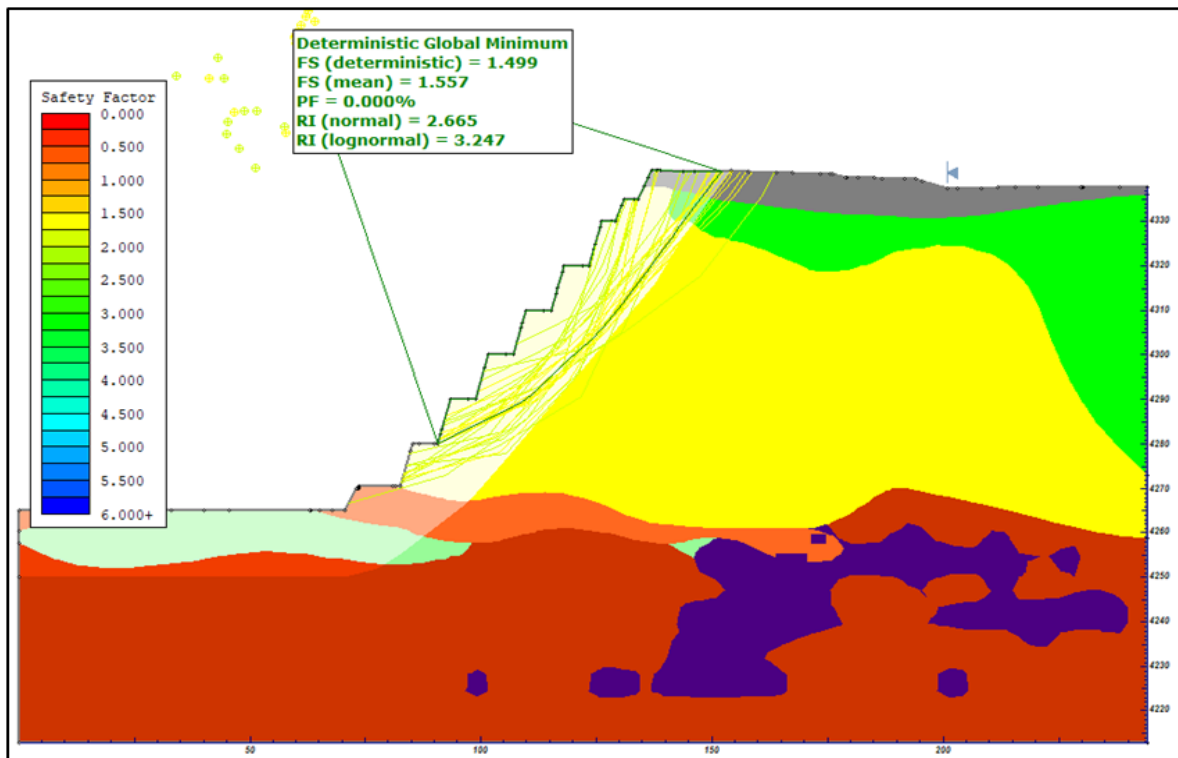
Seccion 2-2': Escala interrampa, análisis pseudoestático en condición de saturación parcial



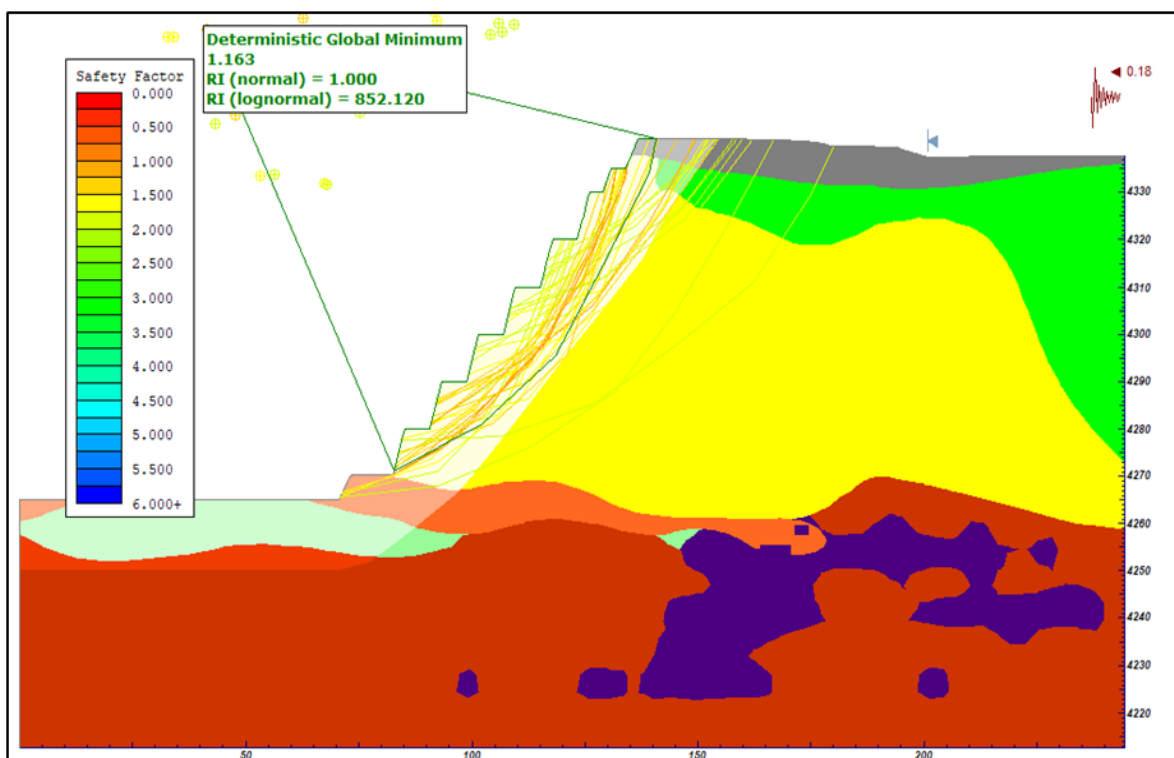
Seccion 3-3': Escala global, análisis estático en condición seca



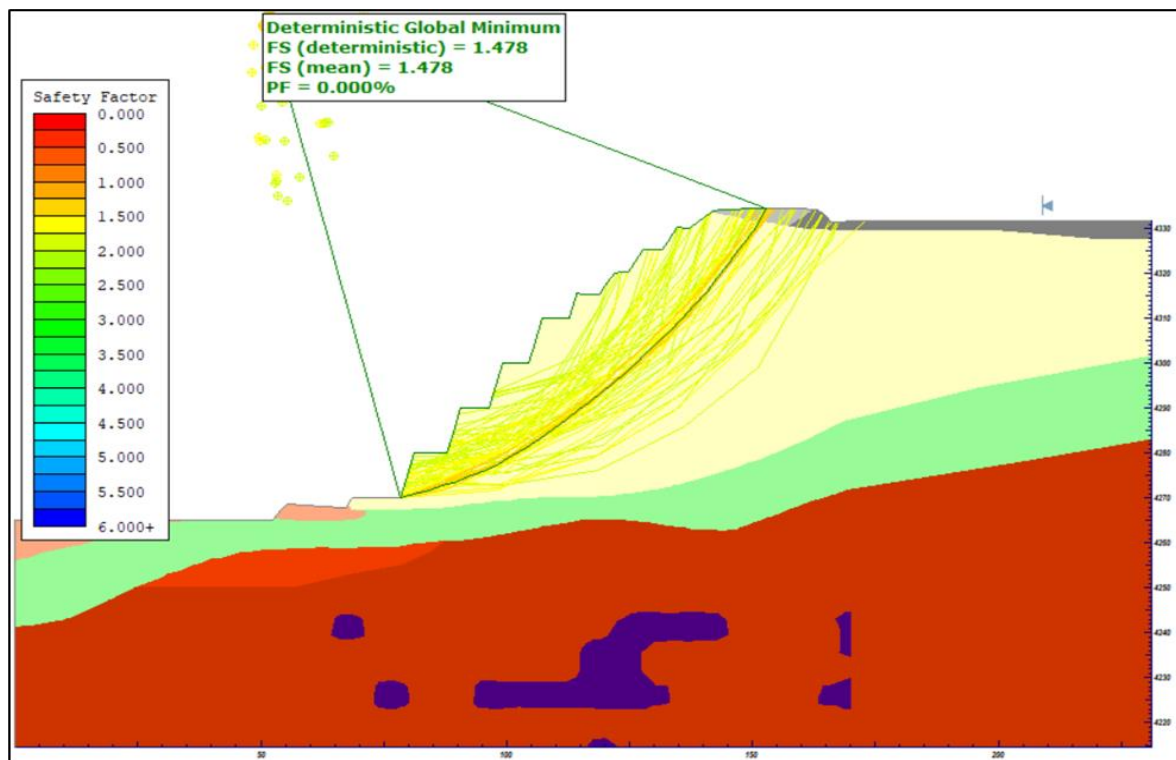
Seccion 3-3': Escala global, análisis pseudoestático en condición seca



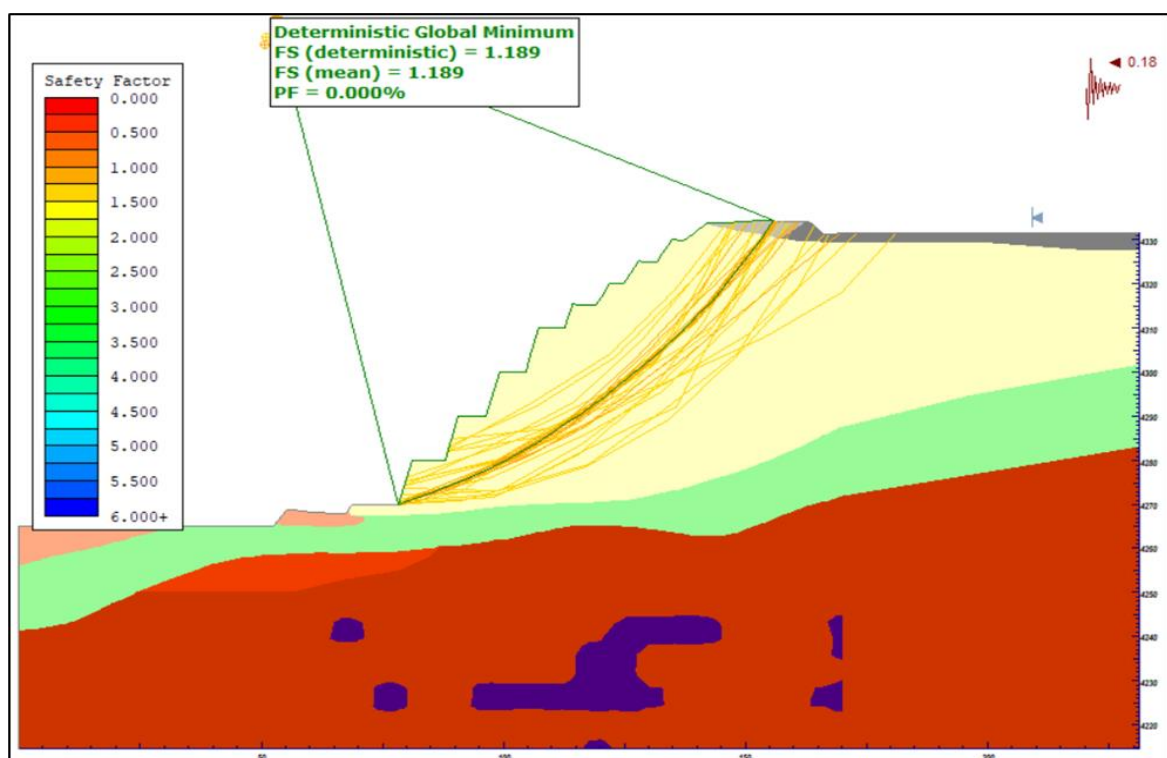
Seccion 3-3': Escala global, análisis estático en condición de saturación parcial



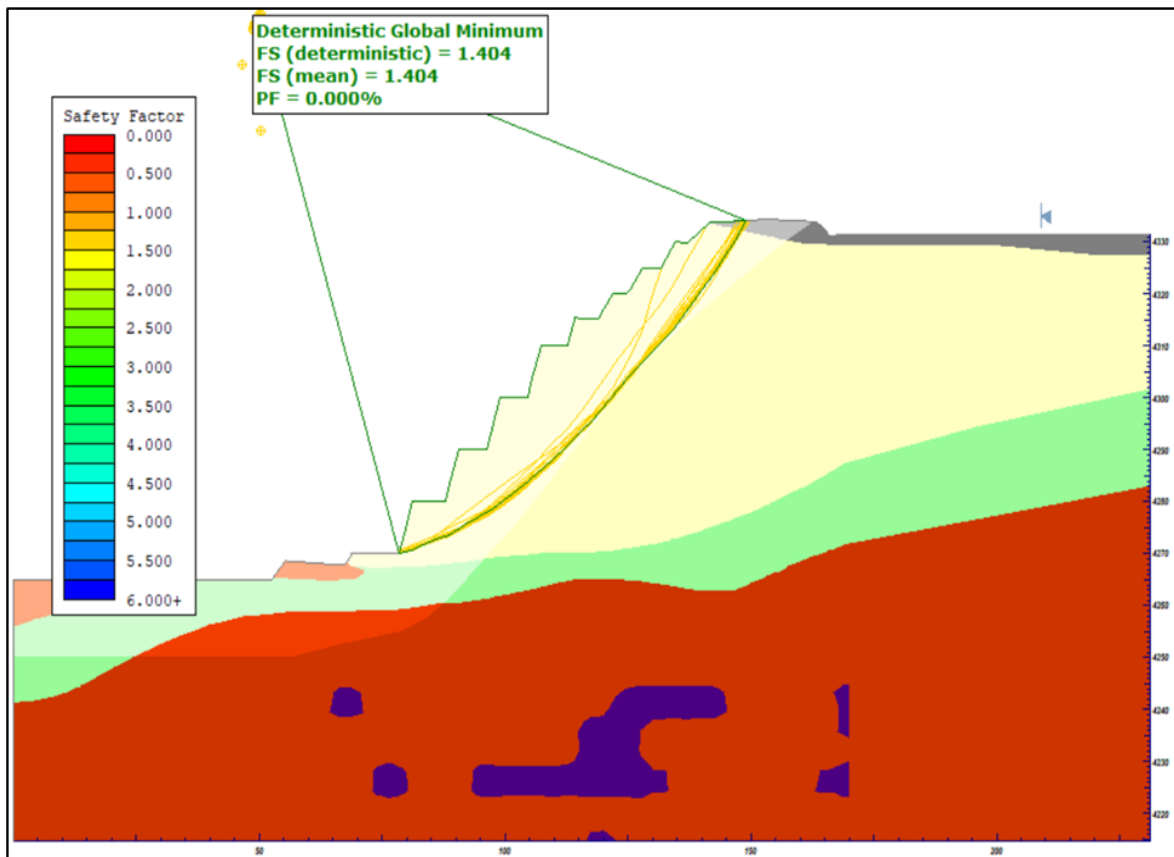
Seccion 3-3': Escala global, análisis pseudoestático en condición de saturación parcial



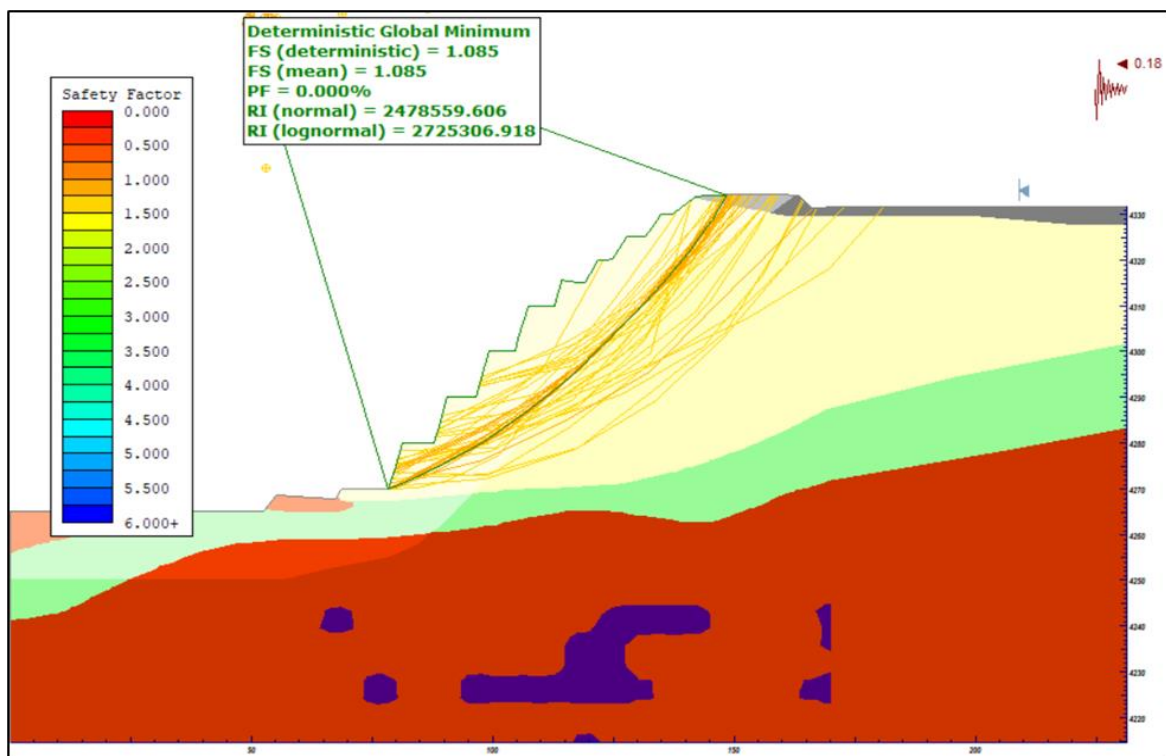
Seccion 4-4': Escala global, análisis estático en condición seca



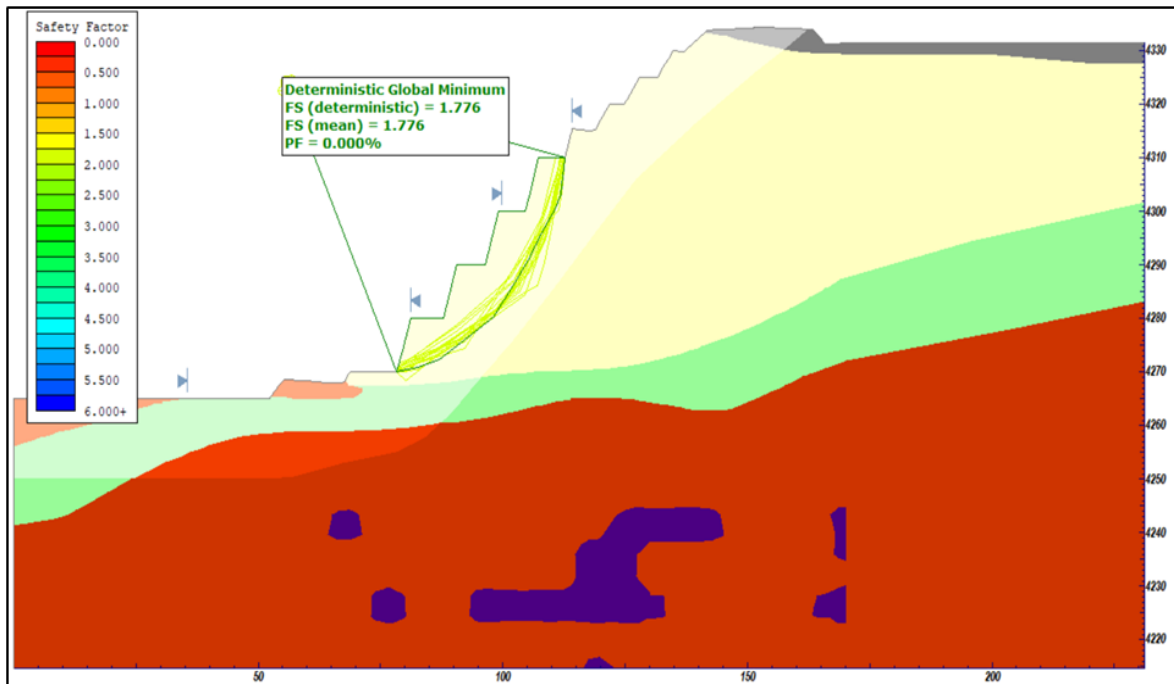
Seccion 4-4': Escala global, análisis pseudoestático en condición seca



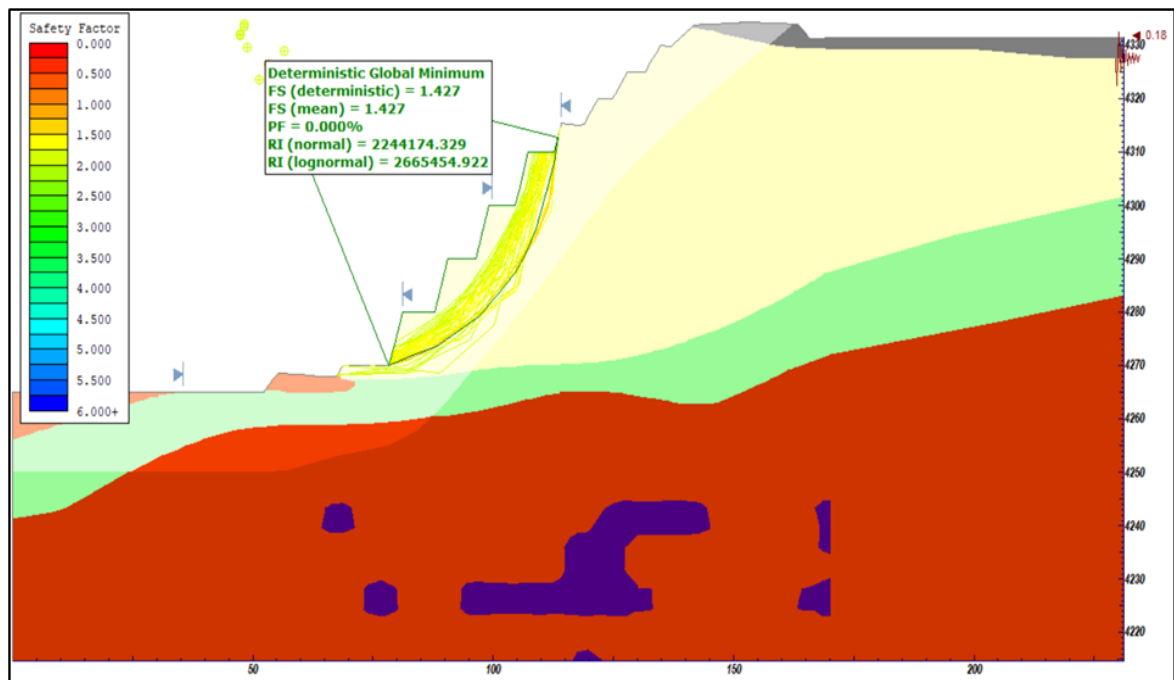
Seccion 4-4': Escala global, análisis estático en condición de saturación parcial



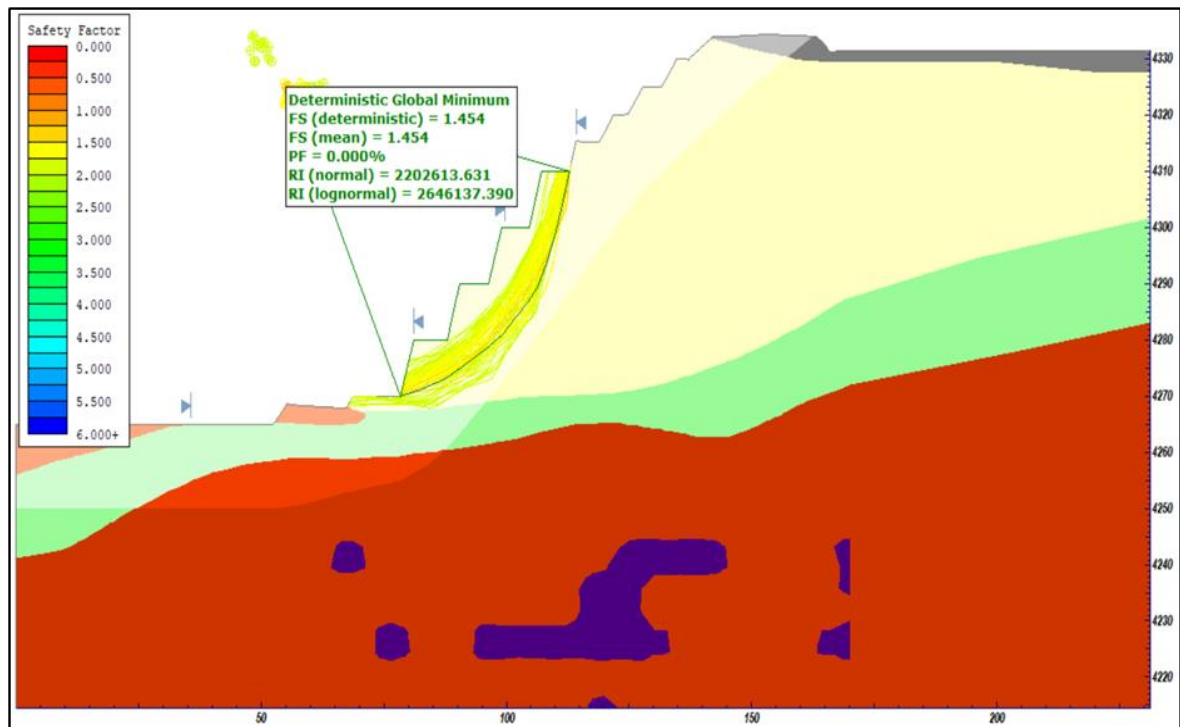
Seccion 4-4': Escala global, análisis pseudoestático en condición de saturación parcial



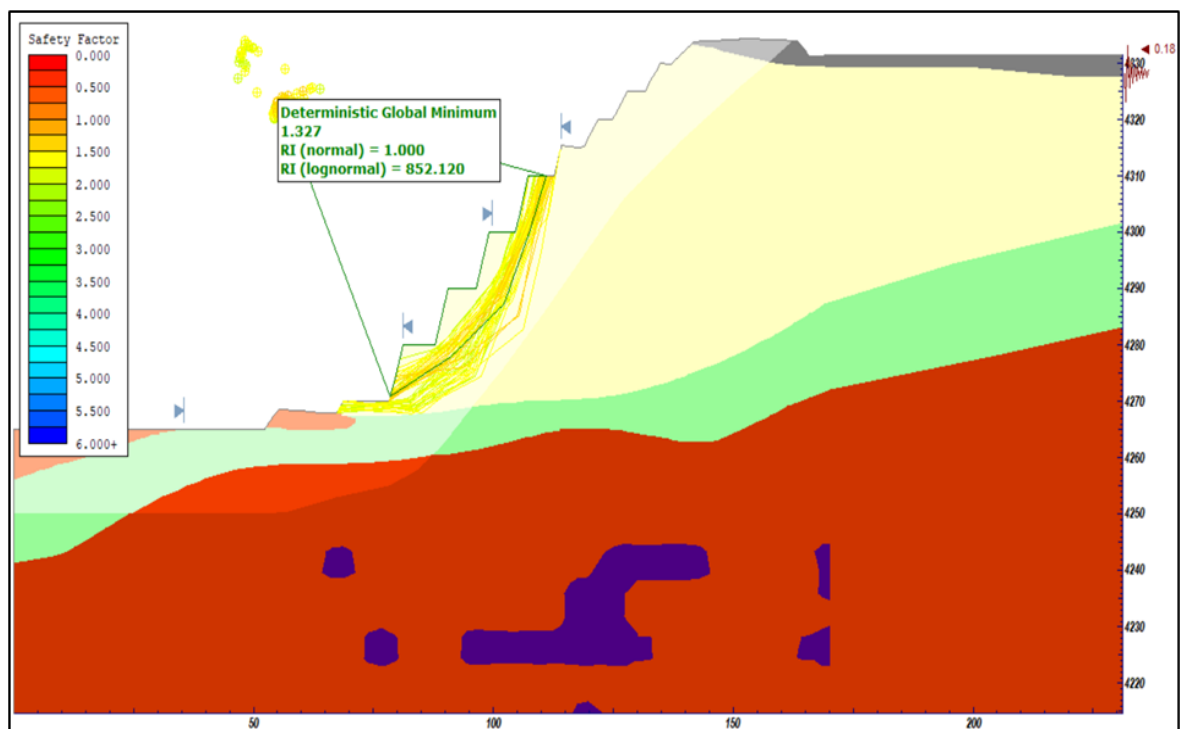
Seccion 4-4': Escala interrampa, análisis estático en condición seca



Seccion 4-4': Escala interrampa, análisis pseudoestático en condición seca



Seccion 4-4': Escala interrampa, análisis estático en condición de saturación parcial



Seccion 4-4': Escala interrampa, análisis pseudoestático en condición de saturación parcial