

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE SUELOS DE
GRAN ALTURA EN LA MINA ANTAPACCAY**

Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL, que presenta el bachiller:

Joel Arturo MENDOZA LOAYZA

Asesor: Jorge Zegarra Pellanne

Lima, diciembre de 2016



RESUMEN

El presente trabajo de tesis lleva como título “Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay”. Este proyecto de fin de carrera será desarrollado con la asesoría del ingeniero Jorge Zegarra Pellane, docente de la PUCP.

Los taludes que se estudiaron son de la mina Antapaccay que se encuentra ubicada en la provincia de Espinar, región Cusco, a más de 4 100 msnm. Este proyecto es una unidad productora de concentrados de cobre. La mina Antapaccay realiza las explotaciones a tajo abierto por lo que los análisis de estabilidad de taludes son indispensables en cualquiera de las fases de minado.

Esta tesis se limitó al análisis de taludes de suelos que se encuentran en la parte superficial del tajo y superan los 100 metros de profundidad.

Los objetivos son determinar los parámetros de diseño de los taludes que se construirán en suelos. Estos taludes son considerados de gran altura debido a que la profundidad efectiva de excavación o desnivel supera los 100 metros. Para ello, se realizaron los análisis de estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas considerando valores variables de poropresión (R_u) para los suelos debido al desconocimiento de la ubicación exacta de la línea piezométrica.

Los análisis fueron ejecutados para la tercera fase del plan de minado. Para ello las secciones fueron obtenidas por medio de software Minesight, las cuales se exportaron al AutoCAD para después ingresarlas al software Slide v6.0. En este último se realizaron todos los análisis de estabilidad empleando el método de equilibrio límite. Los parámetros geotécnicos de estratos de los suelos presentes en las secciones fueron obtenidos a partir de los resultados de los ensayos de densidad y corte directo.

A partir de los resultados de los análisis, se definieron los parámetros más óptimos de diseño de taludes con el fin de reducir los riesgos de deslizamientos.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. GENERALIDADES	1
1.1. UBICACIÓN	1
1.2. ACCESIBILIDAD	1
1.3. ANTECEDENTES Y DESCRIPCIÓN DE SITUACIÓN ACTUAL DE LA MINA 2	
1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	2
1.5. OBJETIVOS	3
1.5.1 GENERAL.....	3
1.5.2 ESPECÍFICOS.....	3
1.6. ALCANCE	4
1.7. METODOLOGÍA.....	5
2. MARCO TEORICO.....	6
2.1. INTRODUCCIÓN.....	6
2.2. TALUDES.....	6
2.2.1 TALUDES CONSTRUIDOS	6
2.2.2 TALUDES NATURALES	6
2.3. TALUDES EN MINA	7
2.3.1 ALTURA DE BANCO, HB	7
2.3.2 ÁNGULO DE BANCO, AB.....	7
2.3.3 ANCHO DE BERMA, B	7
2.3.4 ALTURA INTERRAMPA, HR	7
2.3.5 ANGULO INTERRAMPA, AR.....	8
2.3.6 ANCHO DE RAMPAS, BR	8
2.3.7 ANGULO GLOBAL, AO.....	8
2.3.8 ALTURA TOTAL, HO	8
2.4. RESISTENCIA AL CORTE	9
2.4.1 CRITERIO DE ROTURA DE MOHR COULOMB.....	9
2.4.2 CRITERIO DE ROTURA HOEK-BROWN	10
2.5. FALLAS DE TALUDES EN SUELOS.....	12
2.6. MÉTODO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	13
2.6.1 MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	13
2.7. CONSIDERACIONES DINÁMICAS MÉTODO PSEUDOESTÁTICO-SISMICIDAD	22
2.7.1 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE TALUDES	23
2.8. PROGRAMA COMPUTACIONAL SLIDE V.6.0 (VERSIÓN ESTUDIANTIL) 24	
3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS E HIDROLÓGICOS.....	25
3.1. INTRODUCCIÓN	25
3.2. GEOLOGÍA	25
3.3. ESTRATIGRAFIA Y SEDIMENTOLOGÍA.....	27
3.3.1 SECUENCIA ALUVIAL A1	27
3.3.2 SECUENCIA LAHAR L1	27

3.3.3	SECUENCIA ALUVIAL A2	27
3.3.4	SECUENCIA LAHAR L2	28
3.3.5	SECUENCIA TOBA T1	28
3.3.6	SECUENCIA ALUVIAL A3	28
3.3.7	SECUENCIA LAHAR L3	29
3.3.8	SECUENCIA ALUVIAL A4	29
3.3.9	SECUENCIA TOBA T2	29
3.3.10	SECUENCIA ALUVIAL A5.....	30
3.4.	ENSAYOS.....	30
3.4.1	CORTE DIRECTO	32
3.4.2	ENSAYOS TRIAXIALES	33
3.5.	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	35
3.6.	HIDROGEOLOGÍA	35
3.7.	LÍNEA PIEZOMÉTRICA	38
3.8.	RAZÓN DE PORO PRESIÓN.....	38
4.	<i>RIESGO SÍSMICO</i>	41
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	41
4.2.	ZONIFICACIÓN SÍSMICA	41
4.3.	SISMOLOGÍA REGIONAL.....	41
4.4.	HISTORIA SÍSMICA.....	42
4.5.	CASOS DE DESLIZAMIENTOS POR SISMO EN PERÚ	43
4.6.	ANÁLISIS DETERMINÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO.....	45
4.7.	ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO	46
4.8.	ACELERACIÓN MÁXIMA DE DISEÑO.....	47
5.	<i>ANÁLISIS DE ESTABILIDAD</i>	49
5.1.	INTRODUCCIÓN.....	49
5.2.	CONDICIONES ACTUALES.....	49
5.3.	OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	49
5.4.	ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	51
5.5.	SECCIONES EVALUADAS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	51
5.6.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ASUMIENDO TODO EL SUELO COMO UN SOLO ESTRATO	53
5.7.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONSIDERANDO TODOS LOS ESTRATOS PRESENTES	55
5.7.1	ANÁLISIS ESTÁTICO	55
5.7.2	ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO	60
5.8.	NUEVOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE TALUDES	65
6.	<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	66
6.1.	CONCLUSIONES.....	66
6.2.	RECOMENDACIONES.....	68
7.	<i>REFERENCIAS</i>	70

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1 Rutas de acceso a Mina Antapaccay</i>	1
<i>Tabla 2 Coordenadas de muestras de suelos</i>	31
<i>Tabla 3 Parámetros geotécnicos</i>	35
<i>Tabla 4 Resumen de Unidades Hidrológicas</i>	37
<i>Tabla 5 Coeficientes de Permeabilidad</i>	37
<i>Tabla 6 Aceleración espectral para roca (VECTOR-PERU, 2008)</i>	48
<i>Tabla 7 Aceleración espectral para suelo (VECTOR-PERU, 2008)</i>	48
<i>Tabla 8 Parámetros geotécnicos iniciales</i>	49
<i>Tabla 9 Parámetros de diseño de taludes</i>	49
<i>Tabla 10 Parámetros geotécnicos obtenidos por corte directo</i>	49
<i>Tabla 11 Sedimentología y clasificación de suelos</i>	50
<i>Tabla 12 Resumen de FS para los distintos métodos</i>	55
<i>Tabla 13 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para $R_u=0.1$</i>	56
<i>Tabla 14 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para $R_u=0.15$</i>	57
<i>Tabla 15 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para $R_u=0.20$</i>	58
<i>Tabla 16 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para $R_u=0.10$</i>	58
<i>Tabla 17 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para $R_u=0.15$</i>	59
<i>Tabla 18 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para $R_u=0.20$</i>	60
<i>Tabla 19 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para $R_u=0.1$</i> <i>en condiciones pseudoestáticas</i>	60
<i>Tabla 20 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para $R_u=0.15$</i> <i>en condiciones pseudoestáticas</i>	61
<i>Tabla 21 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para $R_u=0.20$</i> <i>en condiciones pseudoestáticas</i>	62
<i>Tabla 22 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para $R_u=0.10$</i> <i>en condiciones pseudoestáticas</i>	63
<i>Tabla 23 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para $R_u=0.15$</i> <i>en condiciones pseudoestáticas</i>	64
<i>Tabla 24 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para $R_u=0.20$</i> <i>en condiciones pseudoestáticas</i>	64
<i>Tabla 25 Parámetros de diseño de taludes</i>	65

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1 Plano de ubicación y accesibilidad de la Mina Antapaccay (Xstrata-Cooper, 2009)</i>	1
<i>Figura 2 Tajo Sur e identificación de zona de análisis (Meza & Mendoza, 2013)</i>	3
<i>Figura 3 Metodología</i>	5
<i>Figura 4 Altura de banco y ángulo (Mendoza, 2014)</i>	7
<i>Figura 5 Ancho de berma (Mendoza, 2014)</i>	7
<i>Figura 6 Parámetros que definen un talud de mina (Galdámez, Vásquez, & Fiebig, 2010)</i>	8
<i>Figura 7 Envoltente de Mohr Coulomb (a) esfuerzos tangenciales vs normales</i>	9
<i>Figura 8 Criterio de rotura en suelos (GonzalesdeVallejo, 2003)</i>	10
<i>Figura 9 Valores para mi para roca intacta (Hoek, 2000) Nótese que valores entre paréntesis son estimaciones</i>	11
<i>Figura 10 Envoltente de Hoek-Brown (a) Esfuerzos principales</i>	12
<i>Figura 11 Mecanismos de falla en suelos (Ferrer, 2003)</i>	12
<i>Figura 12 Fuerzas que actúan sobre superficie de rotura curva (Alonso, 2005)</i>	14
<i>Figura 13 División de rebanadas para aplicar el equilibrio límite (Alonso, 2005)</i>	15
<i>Figura 14 Fuerzas que actúa en una rebanada-Método de Fellenius (Suarez, 2009)</i>	16
<i>Figura 15 Fuerzas actuantes en cada rebanada, Método de Bishop (Alonso, 2005)</i>	17
<i>Figura 16 Diagrama para determinar el factor fo (Suarez, 2009)</i>	19
<i>Figura 17 Fuerzas que actúan sobre rebanadas. Método de Spencer y método de Morgenstern-Price (Suarez, 2009)</i>	20
<i>Figura 18 Fuerzas que actúan sobre rebanadas. Método de Janbu Generalizado (Gerscovich, 2013)</i>	21
<i>Figura 19 Valores de K recomendados para el análisis pseudoestático (Suarez, Comportamiento sísmico de taludes, 2009)</i>	23
<i>Figura 20 Análisis seudoestático de una falla curva (Suarez, Comportamiento sísmico de taludes, 2009)</i>	24
<i>Figura 21 Cartografía Geológica (INGEMMET, 1995)</i>	25
<i>Figura 22 Fallas normales dirección NO-SE (Carlotto, 2015)</i>	26
<i>Figura 23 Plano tajo Antapaccay, fallas y secc estructurales</i>	26
<i>Figura 24 Contacto entre rocas intrusivas y Aluvial A1 (Carlotto, 2015)</i>	27
<i>Figura 25 Afloramiento de Toba (Carlotto, 2015)</i>	28
<i>Figura 26 Reducción de espesor de afloramiento de Toba (Carlotto, 2015)</i>	28
<i>Figura 27 Secuencia Aluvial A4. Encima Toba T2 y Aluvial A5 (Carlotto, 2015)</i>	29
<i>Figura 28 Secuencia Toba 2 por encima del Aluvial A4 en el sector norte del tajo (Carlotto, 2015)</i>	29
<i>Figura 29 Columnas estatigráficas de la formación Yauri en el tajo Antapaccay (Carlotto, 2015)</i>	30
<i>Figura 30 Muestras representativas para ensayos</i>	31
<i>Figura 31 Ubicación de puntos de extracción de muestras</i>	32
<i>Figura 32 Esquema corte directo (Suarez, erosion.com.co, 2013)</i>	32
<i>Figura 33 Círculos de falla σ-τ</i>	33
<i>Figura 34 Celda para ensayo triaxial (Suarez, 2013)</i>	34
<i>Figura 35 Zona de contacto entre tobas y lahares</i>	36
<i>Figura 36 Zona de contacto entre conglomerados y tufos y lahares, zona de mayor flujo</i>	37
<i>Figura 37 Presencia de agua en estratos (SuperintdeRecurHidricos, 2015)</i>	38
<i>Figura 38 Modelos de flujo de agua subterránea utilizados con análisis de fallas circulares (Wyllie & Mah, 2004)</i>	40

Figura 39 Zonificación Sísmica (Norma E030).....	41
Figura 40 Ubicación de secciones representativas para análisis en la Fase 3 de minado.....	52
Figura 41 Sección 1, fase 2 y 3 de minado	52
Figura 42 Sección 1 en AutoCAD	52
Figura 43 FS para sección 1.0.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado	54
Figura 44 FS para sección 1.0.2 a nivel de banco y global por el método de Spencer	54
Figura 45 FS para sección 1.0.3 a nivel de banco y global por el método de Morgenstern-Price	54
Figura 46 FS para sección 1.1.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado para un $R_u=0.1$	56
Figura 47 FS para sección 1.1.2 a nivel de banco y global por el método de Spencer para $R_u=0.15$	57
Figura 48 FS para sección 1.1.3 a nivel de banco y global por el método de Morgenster-Price para $R_u=0.20$	57
Figura 49 S para sección 2.1.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado para $R_u=0.1$	58
Figura 50 FS para sección 2.1.2 a nivel de banco y global por el método de Spencer para $R_u=0.15$	59
Figura 51 FS para sección 2.1.3 a nivel de banco y global por el método de Morgenster-Price para $R_u=0.2$	59
Figura 52 FS para sección 1.2.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado para $R_u=0.1$ en condiciones pseudoestáticas.....	60
Figura 53 FS para sección 1.2.1 a nivel de banco y global por el método de Spencer para $R_u=0.15$ en condiciones pseudoestáticas.....	61
Figura 54 FS para sección 1.2.1 a nivel de banco y global por el método de Morgenstern Price para $R_u=0.20$ en condiciones pseudoestáticas.....	62
Figura 55 FS para sección 2.2.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado para $R_u=0.1$ en condiciones pseudoestáticas.....	63
Figura 56 FS para sección 2.2.2 a nivel de banco y global por el método de Spencer para $R_u=0.15$ en condiciones pseudoestáticas.....	63
Figura 57 FS para sección 2.2.3 a nivel de banco y global por el método de Morgenster-Price para $R_u=0.20$ en condiciones pseudoestáticas.....	64

1. GENERALIDADES

1.1. UBICACIÓN

La compañía minera Antapaccay, políticamente, está ubicada en la comunidad campesina de Alto Huarca, en el distrito de Yauri, provincia de Espinar en la región Cusco. La extensión total del proyecto es de 9 393 hectáreas y las coordenadas UTM del centro de la mina son 243 283 E y 8 345 572 N. Asimismo, el rango de altitud de la zona es de 3 800 a 4 050 m.s.n.m. (Figura 1)

El clima de la zona es el típico de la sierra, se caracteriza por ser frío y húmedo con dos estaciones definidas. La estación húmeda dura de noviembre a marzo; mientras que la estación seca, de abril a octubre.

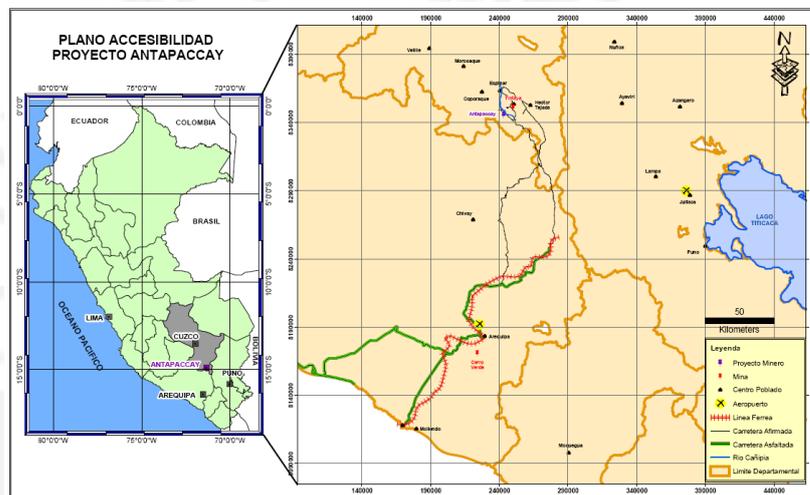


Figura 1 Plano de ubicación y accesibilidad de la Mina Antapaccay (Xstrata-Cooper, 2009)

1.2. ACCESIBILIDAD

Para acceder a las instalaciones del proyecto desde la ciudad de Lima existen dos rutas:

Tabla 1 Rutas de acceso a Mina Antapaccay

Ruta	Vía Aérea	Vía Terrestre
1	Lima- Cusco	Cusco- Sicuani-Espinar-Yauri- Antapaccay
2	Lima- Arequipa	Arequipa-Imata-Condorama- Antapaccay

Por entrevista a funcionarios del proyecto y por experiencia propia, los tramos terrestres son vías asfaltadas con alto flujo de vehículos hasta ciertos puntos. A

continuación, los sectores empiezan a alternarse entre trochas y asfaltadas con un flujo de vehículos menor.

1.3. ANTECEDENTES Y DESCRIPCIÓN DE SITUACIÓN ACTUAL DE LA MINA

Anteriormente, un sector de toda la extensión del proyecto fue la mina Atalaya, la cual por diversos motivos fue declarada en bancarrota en 1 993. Esta mina subterránea había existido desde 1 935 y durante todos los años de explotación, que inició artesanalmente, fue incrementándose la cantidad de material removido para la obtención del mineral cobre.

Entre los años 1 998 y 2 000 se realizaron investigaciones en la zona con el objetivo de encontrar concentraciones de mineral similares a la mina Tintaya, que se encontraba aproximadamente a unos 12 km de distancia. Estas investigaciones lograron determinar la presencia de mineralización de cobre y oro, siendo la ley¹ de cobre considerablemente más alta que la del oro. Durante los próximos años el proyecto fue cambiando de concesionaria y al mismo tiempo las exploraciones se incrementaban. Sin embargo, entre 2 007 y 2 008 la empresa Xstrata Copper ejecuta el primer programa de perforaciones.

La Mina Antapaccay inició sus operaciones en noviembre del 2 012 produciendo cobre en concretado de ley comercial. La operación contará con 2 tajos abiertos (tajo Atalaya y tajo Sur), y una planta concentradora. Actualmente, el tajo Sur se encuentra en su tercera fase de minado. Las estimaciones de vida útil son de 20 años y toda la producción será exportada por el puerto de Matarani (BN Américas, 2 013).

1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Durante los logueos geotécnicos y los estudios de geoestadística se identificó la presencia de grandes estratos de suelos en la zona superficial. Por otro lado, tal como se mencionó, actualmente la mina está en su tercera fase de minado. En esta etapa, en el tajo Sur hay sectores donde los taludes que abarcan los estratos de suelos han alcanzado una potencia que superan los 100 metros de altura (Figura 2). Esto incrementa los riesgos de inestabilidad, pues anteriormente ya se registró pequeños deslizamientos ya sea por saturación de los estratos o por las vibraciones

¹ La ley, en minería, es una medida que describe el grado de concentración de recursos naturales valiosos (como los metales o minerales) disponibles en una determinada cantidad de material natural.

generadas por las voladuras. Sin embargo, es importante mencionar que los parámetros geotécnicos empleados para el cálculo de estabilidad inicial han sido los mismos para todos los suelos, como si fueran un único estrato. Es por ello que se ha visto por conveniente ejecutar el cálculo de estabilidad considerando la cohesión y ángulo de fricción para cada unidad geotécnica con el objetivo de obtener los nuevos parámetros de diseño de taludes.

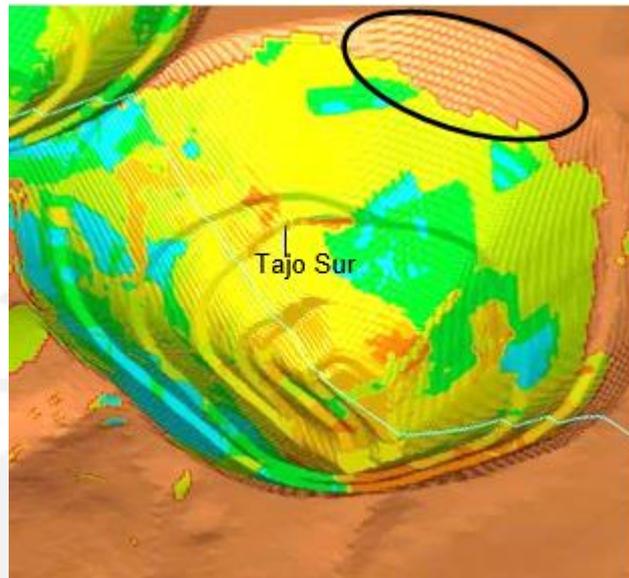


Figura 2 Tajo Sur e identificación de zona de análisis (Meza & Mendoza, 2013)

1.5. OBJETIVOS

1.5.1 General

El objetivo principal de este trabajo es realizar los cálculos de factores de seguridad y determinar los parámetros de diseño de taludes de suelos de más de 100 metros de altura empleando el análisis de equilibrio límite en condiciones estáticas y pseudoestáticas.

1.5.2 Específicos

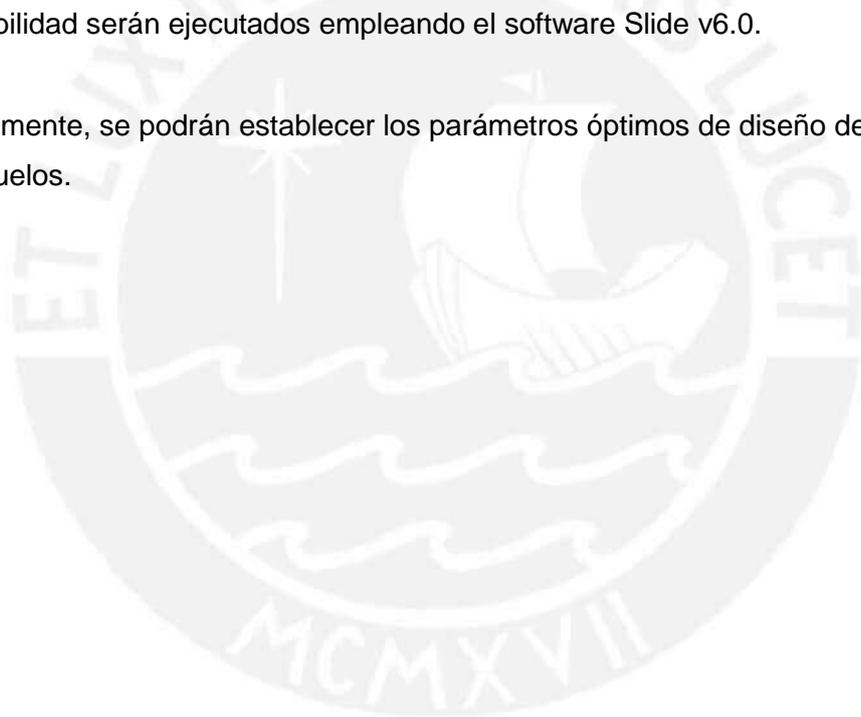
- Estudiar y describir la sedimentología de los suelos
- Determinar las propiedades físicas y parámetros geotécnicos para los suelos mediante ensayos de laboratorio
- Evaluar la estabilidad de los taludes a nivel de banco, ángulos interrampa y ángulos globales en condiciones saturadas
- Ejecutar el análisis de estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas
- Determinar los parámetros de diseño de los taludes

1.6. ALCANCE

En el presente trabajo se describirán las características más relevantes de la Mina Antapaccay ubicado en la provincia de Espinar en la región Cusco. Asimismo, se desarrollará un breve marco teórico donde se incluirá los conceptos básicos sobre la mecánica de suelos, métodos de análisis de estabilidad de taludes y peligro sísmico.

Por otro lado, se ejecutará el análisis de estabilidad para los taludes del sector Este del tajo Sur. En este tajo, actualmente en desarrollo, se evidencia suelos con espesores promedio entre 80 a 120 m. Estos análisis se desarrollaran en condiciones parcialmente saturadas y además cumpliendo los criterios de aceptabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas. Todos los análisis de estabilidad serán ejecutados empleando el software Slide v6.0.

Finalmente, se podrán establecer los parámetros óptimos de diseño de los taludes de suelos.



1.7. METODOLOGÍA

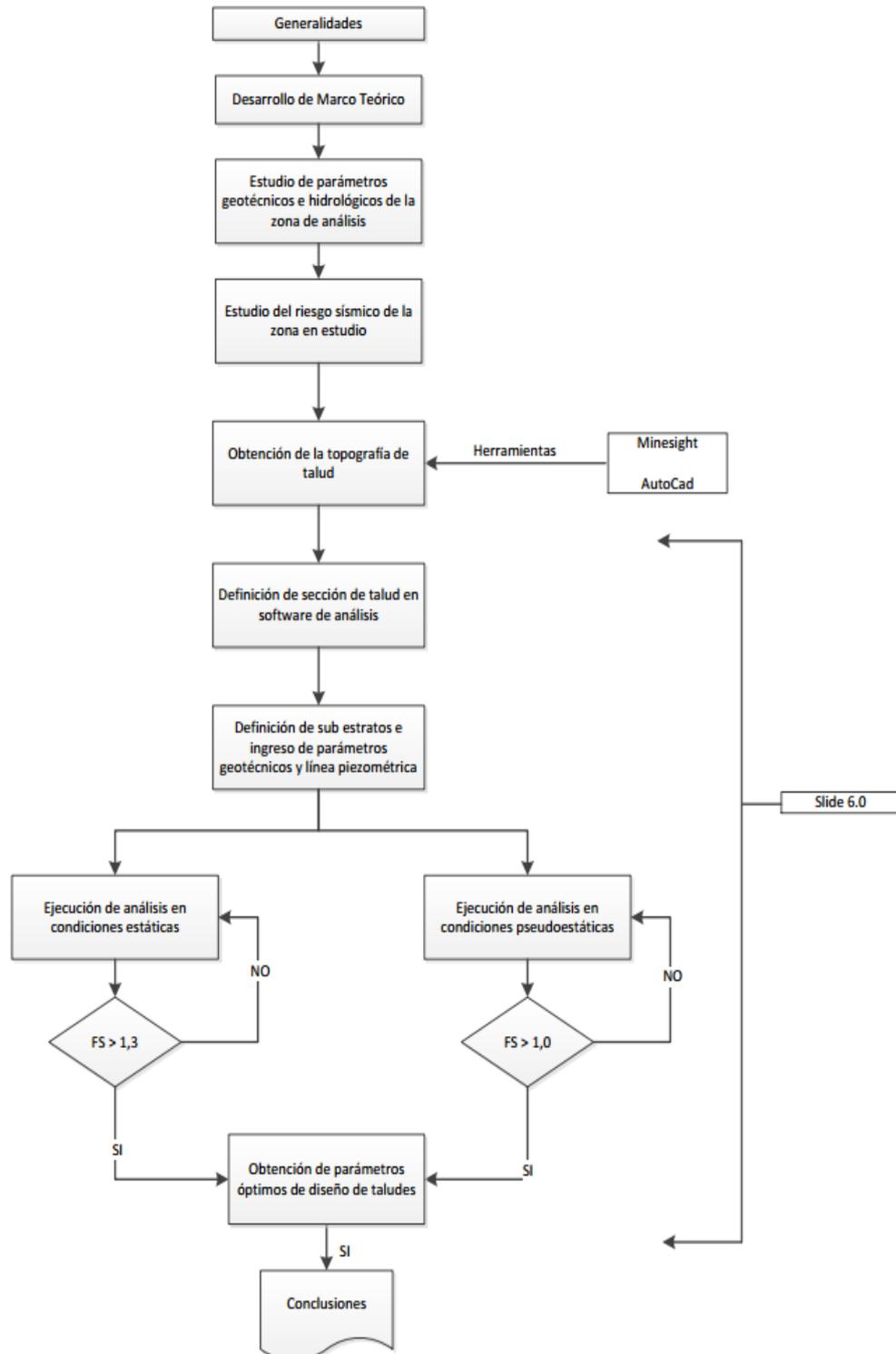


Figura 3 Metodología

2. MARCO TEORICO

2.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se detallan los conocimientos previos que se debería tener para poder entender los capítulos siguientes. Se presentan desde conceptos básicos de mecánica de suelos como la definición de un talud, resistencia al corte, infiltración entre otras. Además se desarrollan los criterios de ruptura y métodos de análisis de estabilidad de taludes. Finalmente se explica algunos conceptos básicos del software slide v6.0.

2.2. TALUDES

Se denomina talud a cualquier superficie inclinada, de un macizo rocoso o suelo, que forme un ángulo con la horizontal. Los taludes pueden ser clasificados en taludes naturales, que básicamente son las pendientes naturales, y en taludes contruidos que pueden ser los terraplenes o los cortes de terreno (Gerscovich, 2013).

2.2.1 Taludes contruidos

Los taludes contruidos resultan de la intervención del hombre en la ejecución de cortes, excavaciones y construcción de terraplenes. Los cortes deben de ser realizados con la altura e inclinación adecuada con el objetivo de garantizar la estabilidad del proyecto, para ello se debe conocer las propiedades geomecánicas de los materiales y de las condiciones de flujo de agua. Este tipo de taludes están presentes en obras viarias, presas, minas entre otras. A manera de identificar la condición más desfavorable los análisis de estabilidad deberán de ejecutarse en distintas fases de los proyectos.

2.2.2 Taludes naturales

Los taludes naturales normalmente están conformados por suelos residuales, coluviales y rocas. Los suelos residuales siempre permanecen en el lugar donde fueron generados y son producto del intemperismo químico e físico sobre una roca. Debido a la alteración progresiva de las propiedades geomecánicas de las rocas, los estratos más próximos a la superficie se van transformando en suelos. Mientras que los suelos coluviales son formados como resultado del transporte, principalmente de la gravedad. Por eso motivo son más heterogéneos. Los taludes naturales casi siempre están propensos a la inestabilidad debido a las fuerzas gravitacionales.

2.3. TALUDES EN MINA

2.3.1 Altura de banco, H_b

Corresponde a la altura de un talud único. Normalmente, queda definida por consideraciones operacionales, mas no geotécnicas. (Figura 4)

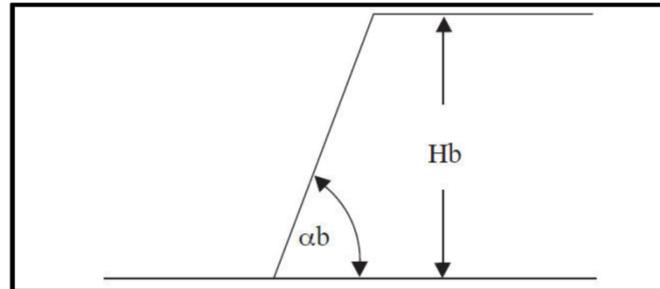


Figura 4 Altura de banco y ángulo (Mendoza, 2014)

2.3.2 Ángulo de banco, α_b

Está definido como el ángulo que forma la cara del banco y la horizontal. La finalidad del ángulo de banco es reducir el potencial de deslizamiento.

2.3.3 Ancho de berma, b

El ancho de berma es la distancia entre la pata del banco y la cresta del mismo inmediatamente inferior. Esta distancia queda definida por el volumen de los derrames producidos por las inestabilidades. (Figura 5)

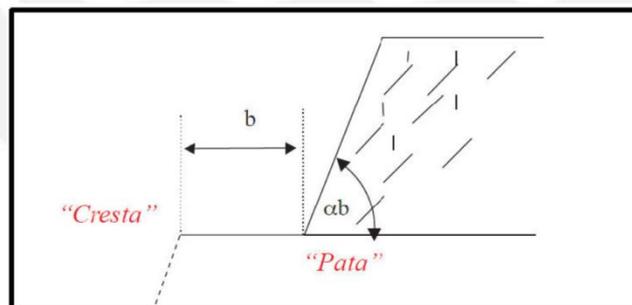


Figura 5 Ancho de berma (Mendoza, 2014)

2.3.4 Altura interrampa, H_r

Esta altura está representada como la altura máxima o total entre rampas. Este valor es determinado de acuerdo a las características geotécnicas de los materiales.

2.3.5 Angulo interrampa, α_r

Es el ángulo que forma la horizontal y la línea que une todas las “patas” de los bancos. Este valor no corresponde a la inclinación geotécnica del talud; sin embargo, es empleado para la planificación minera.

2.3.6 Ancho de rampas, B_r

Este valor está definido por aspectos operacionales como el tamaño de los equipos. Debe garantizar la libre transitabilidad de las máquinas.

El artículo 288° del Decreto Supremo N° 055-2010-EM exige construir rampas de anchos mínimos de 3 veces el ancho del vehículo más grande de la mina para el caso de vías de doble sentido; mientras que, de 2 veces de ancho para vías de un solo sentido.

2.3.7 Angulo global, α_o

Es el ángulo conformado por la horizontal y la línea imaginaria que une la pata del banco más inferior con la cresta del banco más superior.

2.3.8 Altura total, H_o

Corresponde a la altura total del tajo, medido desde la pata del banco más inferior hasta la cresta del banco más superior. (Figura 6)

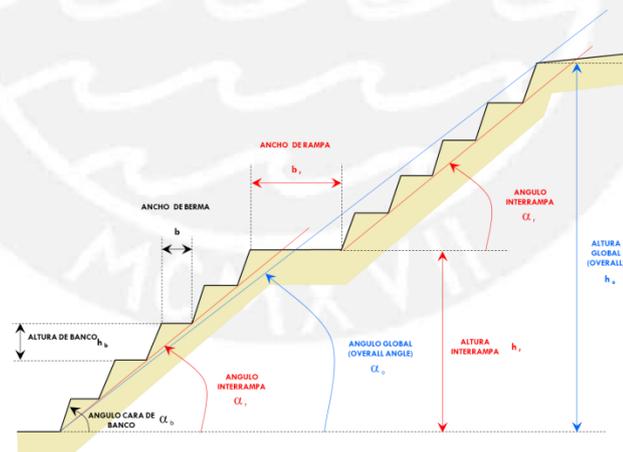


Figura 6 Parámetros que definen un talud de mina (Galdámez, Vásquez, & Fiebig, 2 010)

Las alturas de los bancos, básicamente, se definen por criterios operativos. Pues se busca aprovechar el mayor porcentaje de eficiencia de los equipos de excavación. Recalde (2 006) establece que las alturas de bancos de 10 m permiten aprovechar distintas ventajas como: mayor control sobre fragmentación, rapidez en ejecución de rampas entre bancos, menores niveles de vibraciones y mejores condiciones para restauración y tratamiento de taludes finales.

Por otro lado, los anchos de bermas se definen de acuerdo al criterio de Ritchie (1 963), el cual fue modificado por Evans y Call (1 992).

$$W = 0.2H + 2.0, \quad \text{para } H < 9.0m \quad (1)$$

$$W = 0.2H + 4.5, \quad \text{para } H > 9.0m \quad (2)$$

Donde, W es el ancho de berma y H la altura del banco.

Para una altura de banco de 10m, el ancho de berma debería estar entre 4 y 6.5m

2.4. RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte de un suelo se define como la resistencia por unidad de área que este ofrece a la falla o deslizamiento sobre un plano dentro de él (Das, 2 001).

2.4.1 Criterio de rotura de Mohr Coulomb

Según la teoría de Mohr los materiales se rompen debido a una combinación entre esfuerzo cortante y normal. Aprovechando esta teoría, Coulomb propuso un criterio de rotura para los suelos que relaciona tensiones efectivas y normales actuando en cualquier plano del suelo (Gonzales de Vallejo, 2 003) .Esta relación se describe como:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u)\tan(\phi) \quad (3)$$

Donde τ es la resistencia al corte, c' la cohesión efectiva, σ_n la tensión normal, u presión intersticial y ϕ el ángulo de fricción. (Figura 7)

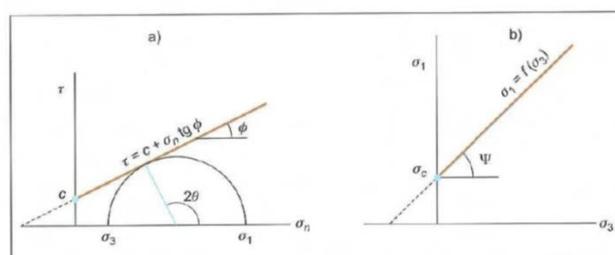


Figura 7 Envolvente de Mohr Coulomb (a) esfuerzos tangenciales vs normales. (b) esfuerzos principales (Ferrer, 2 003).

La ecuación anterior representa una recta que normalmente es conocida como envolvente de falla o de rotura. En la siguiente imagen se pueden apreciar algunos aspectos muy importantes.

En la Figura 8, el punto (1) representa un estado de rotura. Mientras que el punto (2) representa un estado que cuenta con cierto grado de seguridad, pues para cierto esfuerzo normal el esfuerzo tangencial es considerablemente menor que el máximo esfuerzo tangencial. Finalmente el punto (3) es un estado imposible, ya que el esfuerzo tangencial sobrepasa el máximo valor de este.

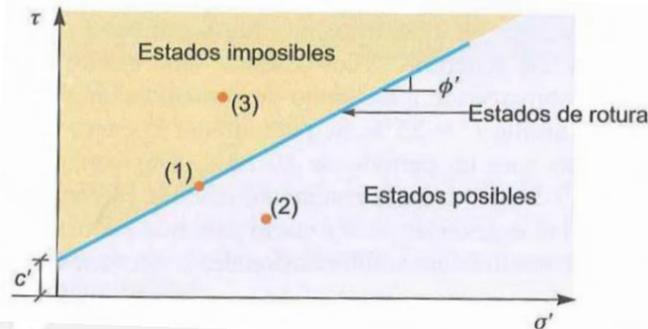


Figura 8 Criterio de rotura en suelos (GonzalesdeVallejo, 2 003)

Por otro lado, el criterio de rotura empleado en el caso de las rocas es el de Hoek-Brown

2.4.2 Criterio de rotura Hoek-Brown

Este criterio Hoek-Brown (1 980), inicialmente, fue propuesto para el diseño de excavaciones subterráneas en macizos rocosos resistentes. A diferencia de Mohr-Coulomb, este considera un criterio de rotura no lineal y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (4)$$

Donde σ_1, σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente, σ_{ci} la resistencia a compresión simple y m_i la constante de material para macizo rocoso.

La resistencia a compresión simple se podrá calcular haciendo el valor de $\sigma_3 = 0$; mientras que la resistencia a tracción ($\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 = \sigma_1$) estará dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \sigma_{ci} (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}) \quad (5)$$

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19 —— Greywacke —— (18)	Siltstone 9	Claystone 4
		Organic		—— Chalk —— 7 —— Coal —— (8-21)		
	Non-Clastic	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Dark		Diorite (28)		Andesite 19	
		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)		
		Norite 22				
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

Figura 9 Valores para *mi* para roca intacta (Hoek, 2 000) Nótese que valores entre paréntesis son estimaciones.

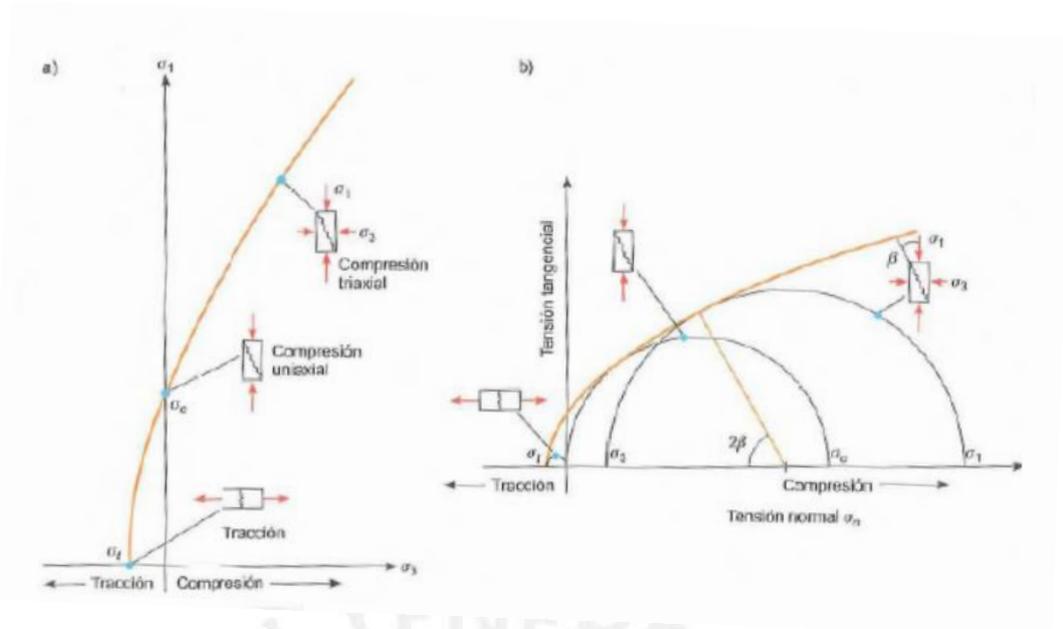


Figura 10 Envolvente de Hoek-Brown (a) Esfuerzos principales. (b) Esfuerzo tangencial vs normal (Ferrer, 2 003)

2.5. FALLAS DE TALUDES EN SUELOS

En la gran mayoría de los deslizamientos de taludes de suelos se ha identificado que la geometría de ruptura es la curva con forma diversa dependiendo de la morfología y estratigrafía del talud. La superficie de rotura generalmente es casi circular, pasando exactamente por el pie del talud (deslizamiento de pie). Por otro lado, podría ser circular cuando pasa por debajo del pie de talud (deslizamiento profundo). Asimismo, podría ocurrir una falla plana cuando existen recubrimientos de suelos sobre roca, esto generalmente ocurre en las laderas naturales o una falla poligonal cuando se tiene estratos blandos (Oteo, 2 002).

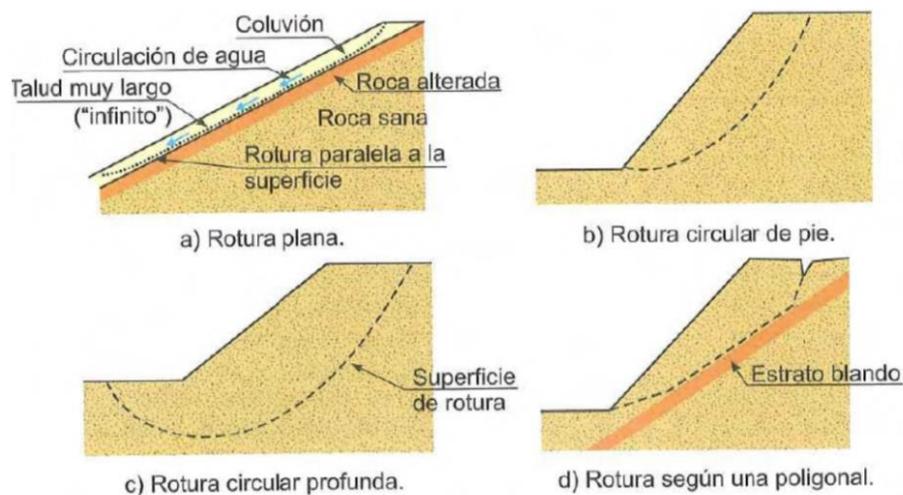


Figura 11 Mecanismos de falla en suelos (Ferrer, 2 003)

2.6. MÉTODO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Desde el punto de vista determinístico existen dos métodos para abordar el análisis de estabilidad de un talud: el de equilibrio límite y el de análisis de tensiones.

2.6.1 MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

El método consiste en determinar el equilibrio de una masa activa de suelo, la cual puede ser delimitada por una superficie de ruptura circular, plana o poligonal. El método asume que la ruptura se da a lo largo de un plano, en el cual todos los elementos de esa superficie alcanzan simultáneamente el factor de seguridad $FS=1$. Al momento de la ruptura, la resistencia al corte a lo largo de la superficie está movilizada; mientras que el terreno se encuentra en equilibrio estático. Actualmente, este método es bastante utilizado debido a su sencillez y porque los factores de seguridad obtenidos son similares al real. (Gerscovich, 2 013)

2.6.1.1 FACTOR DE SEGURIDAD

Se define el factor de seguridad (FS) como la división entre las condiciones reales que presenta un talud y las condiciones que podrían ocasionar la falla. Se representa con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\int \tau_r * ds}{\int \tau * ds} \quad (6)$$

Donde τ_r es la resistencia al corte máxima en la superficie de deslizamiento, τ la resistencia al corte movilizada en la superficie de deslizamiento y ds el diferencial de longitud a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Por otro lado, el FS también puede ser definido como el cociente de la cohesión del terreno o el ángulo de rozamiento del talud actual y cohesión o ángulo de fricción del talud requerido para mantener el talud estable. Asimismo, puede definirse como el cociente de los momentos resistentes al deslizamiento y los momentos que inducen al deslizamiento

En el caso de un FS menor a 1 se afirma que el movimiento a lo largo de la superficie de deslizamiento es posible. A partir de $FS=1$, es posible determinar el máximo ángulo de inclinación que un talud podría tener para permanecer estable. Mientras que para taludes definitivos debería emplearse un $FS=1.5$ (Hoek, 1 991)

2.6.1.2 MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD

Los métodos más empleados para el análisis de fallas de taludes con geometría curva son el método de la masa total y el método de las rebanadas.

- **Métodos de la masa total**

La hipótesis de rotura circular en 2 dimensiones es muy utilizada en el caso de taludes de altura finita en donde no existe una zona que pueda definir la superficie de rotura.

Este método considera que la masa se mueve como un todo uniformemente. Las fuerzas que actúan sobre la superficie de equilibrio son el peso propio, W ; presión intersticial, U ; tensión tangencial, T ; y la tensión normal, N (Alonso, 2 005)

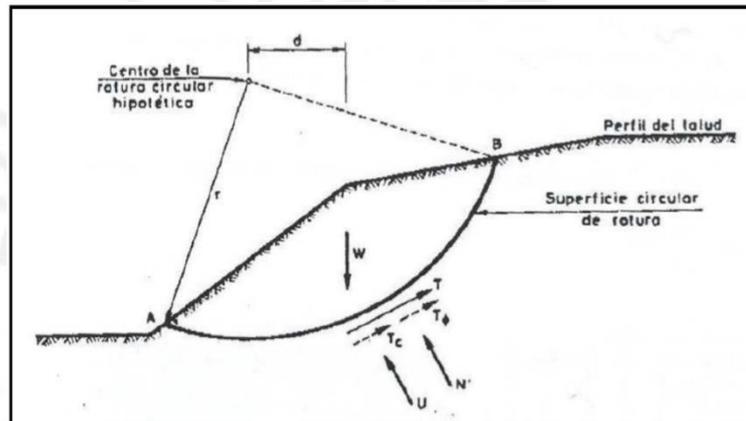


Figura 12 Fuerzas que actúan sobre superficie de rotura curva (Alonso, 2005)

- **Método de las rebanadas**

Este método fue desarrollado con el objetivo de tener mayor precisión en cálculo del FS, para ello la masa de deslizamiento se divide en rebanadas verticales y cada una de ellas deberá satisfacer la condición de equilibrio. Entre las ventajas de este método se puede comentar que se tiene una mejor distribución de esfuerzos normales sobre la superficie de deslizamiento. Además, es aplicable a situaciones donde se tenga terreno heterogéneo. Para ello solo es necesario realizar una buena distribución de rebanadas. No obstante, la desventaja del método es que estáticamente es indeterminado (Alonso, 2 005).

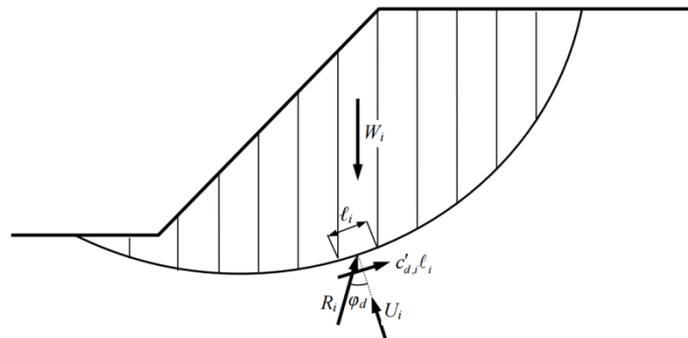


Figura 13 División de rebanadas para aplicar el equilibrio límite (Alonso, 2005)

Entre las incógnitas se tiene, siendo n el número de rebanadas.

Descripción	Nº de incógnitas
Factor de seguridad (F)	1
Fuerzas efectivas normales en la base (AN'), (la presión de agua, U, es conocida)	n
Posición de la fuerza normal efectiva en cada rebanada (a)	n
Fuerza resistente disponible en la base de cada rebanada ($S = S_r/F$)	n
Fuerzas normales en los bordes laterales (E)	$n-1$
Fuerzas tangenciales en los bordes laterales (X)	$n-1$
Localización de los puntos de aplicación de las fuerzas normales en los bordes laterales (y)	$n-1$
TOTAL	$6n-2$

Mientras que las ecuaciones son las siguientes

Descripción	Nº de ecuaciones
Ecuaciones de equilibrio de fuerzas según dos direcciones independientes.	$2n$
Ecuaciones de equilibrio de momentos	n
Relaciones de rotura entre las tensiones normales y tangenciales en la línea de rotura	n
TOTAL	$4n$

Por lo tanto queda $2n-2$ incógnitas y para resolverlas se tendrá que realizar algunas suposiciones. La primera es suponer que la presión intersticial actúa exactamente en el centro de la rebanada, por lo tanto las incógnitas se reducen a $n-2$. La segunda suposición tiene que ver con las fuerzas que actúan en los bordes de las rebanadas y éstas varían según el método: Fellenius, Janbu, Morgenstern y Price, Spencer y Bishop, siendo este último el más empleado (Alonso, 2 005).

a) Método Ordinario de Fellenius

El método ordinario de Fellenius asume una falla circular, divide el bloque de falla en rebanadas y obtiene el equilibrio de momentos producido por las fuerzas actuantes, sobre cada rebanada, respecto el círculo de falla. Las fuerzas que actúan sobre cada división son el peso y las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en la superficie de falla. Este método desprecia las fuerzas de presión y cortante en las paredes de las rebanadas (Suarez, 2 009)

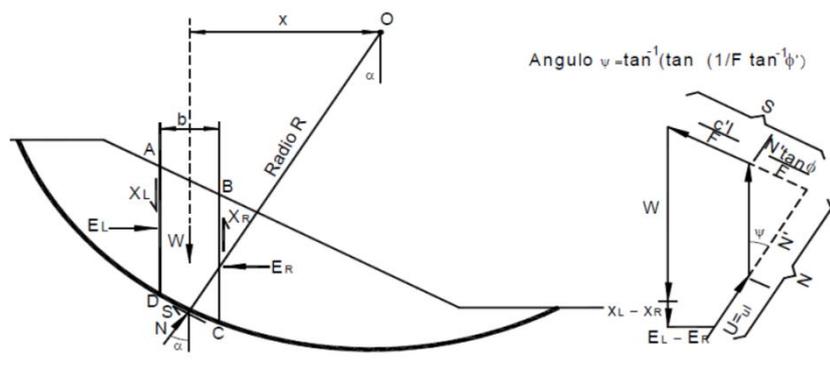


Figura 14 Fuerzas que actúa en una rebanada-Método de Fellenius (Suarez, 2 009)

Por lo tanto, al realizar el equilibrio se obtiene:

$$F = \frac{\sum(c' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi')}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (7)$$

Donde α es el ángulo entre la vertical y radio del círculo bajo el centro de cada rebanada, W el peso total de la rebanada, u la presión de poros, Δl longitud de arco del círculo de la base de cada rebanada, c' y ϕ' parámetros de resistencia del suelo.

b) Método de Bishop

Bishop en 1955 desarrolló este método con las siguientes hipótesis:

- 1) Superficie de rotura circular.
- 2) Masa deslizante se divide en rebanadas.
- 3) Se establece equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada rebanada respecto del centro del círculo de rotura.
- 4) Del equilibrio de fuerzas verticales se obtiene las fuerzas normales a la superficie de rotura, N . Esta se reemplaza en la de equilibrio de momentos.
- 5) Este método desprecia las fuerzas tangenciales entre rebanadas.

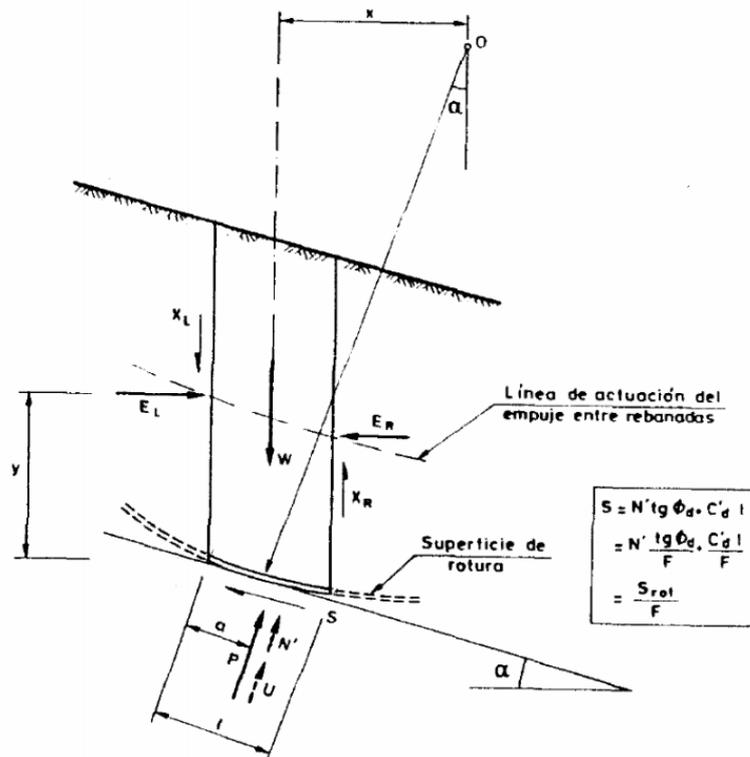


Figura 15 Fuerzas actuantes en cada rebanada, Método de Bishop (Alonso, 2005)

Equilibrio de momentos:

$$\sum S * r = \sum W * x = \sum W * r * \text{sen} \varphi' \quad (8)$$

Pero el esfuerzo total de corte, S , está relacionado con el factor de seguridad, F , mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{c' * l + N' * \tan \varphi'}{F} \quad (9)$$

Sustituyendo

$$S = \frac{\sum c' * l + N' * \tan\varphi'}{\sum W \operatorname{sen}\alpha} \quad (10)$$

Se calcula N' a partir del equilibrio de fuerzas verticales en cada rebanada

$$W + \Delta X = S \operatorname{sen}\alpha + N' \operatorname{cos}\alpha + U \operatorname{cos}\alpha \quad (11)$$

Reemplazando

$$N' = \frac{W + \Delta X - \left(\frac{c' * l * \operatorname{sen}\alpha}{F} + U \operatorname{sen}\alpha\right)}{\operatorname{cos}\alpha + \frac{\tan\varphi' * \operatorname{sen}\alpha}{F}} \quad (12)$$

Por lo tanto el factor de seguridad quedaría expresado de la siguiente manera:

$$F = \frac{\sum \frac{c'x + \tan\varphi'(W - U \operatorname{cos}\alpha + \Delta X)}{\operatorname{cos}\alpha(1 + \tan\alpha * \frac{\tan\varphi'}{F})}}{\sum W \operatorname{sen}\alpha} \quad (13)$$

De la hipótesis de que las fuerzas tangenciales en los bordes de las rebanadas son nulas:

$$F = \frac{\sum (c'x + (W - U \operatorname{cos}\alpha) \tan\varphi') M(\alpha)}{\sum W \operatorname{sen}\alpha} \quad (14)$$

Con

$$M(\alpha) = \frac{1}{\operatorname{cos}\alpha(1 + \frac{\tan\alpha * \tan\varphi'}{F})} \quad (15)$$

Se inicia el cálculo con un F hipotético e iterando hasta la convergencia, la cual se alcanza rápidamente.

c) Método de Janbu Simplificado

El método de Janbu supone que la resultante de fuerzas entre rebanadas es horizontal. Además propone una corrección $f\theta$ de acuerdo a la curvatura de la falla.

En algunos casos este factor de corrección puede ser motivo de inexactitudes;

mientras que en otros puede mejorar el análisis. Este método tan solo satisface el equilibrio de fuerzas y no el de momentos (Suarez, 2 009) (Gerscovich, 2 013)

$$F = \frac{f_0 \sum (c' b + (W - ub) \tan \phi')}{\sum W \tan \alpha} \frac{1}{\cos \alpha} \quad (16)$$

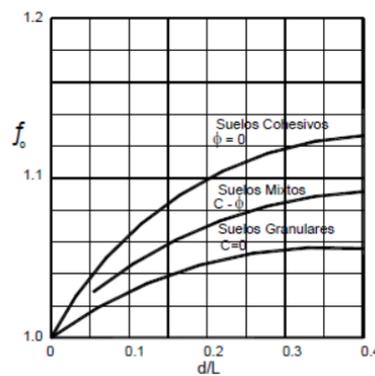
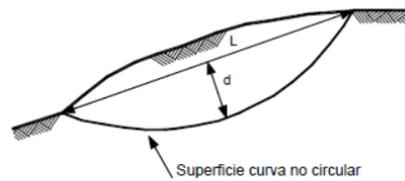


Figura 16 Diagrama para determinar el factor f_0 (Suarez, 2 009)

El método de Spencer es mucho más riguroso porque intenta satisfacer todas las ecuaciones de equilibrio. Además, asume que las fuerzas entre rebanadas no son nulas. En su lugar, supone que la resultante de fuerzas laterales de cada una de las rebanadas tiene una inclinación constante θ .

$$\tan \theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} = \frac{X_3}{E_3} \dots = \frac{X_n}{E_n} \quad (17)$$

Donde X_i son las fuerzas verticales y E_i son las fuerzas horizontales. Estas fuerzas pueden ser expresadas por sus resultantes Z_n y Z_{n+1} cuya suma está dada por Q e inclinación θ .

Para que exista equilibrio la fuerza Q deberá pasar por el punto de intersección de las demás fuerzas que actúan sobre las rebanadas: Peso W ; Normal N y fricción S . A partir de las ecuaciones de equilibrio de las fuerzas en las direcciones paralelas y perpendiculares a la base de las rebanadas, se calcula la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{\frac{c'b}{FS} \sec\alpha + tg\phi'(W\cos\alpha - ub\sec\alpha) - W\sin\alpha}{\cos(\alpha - \theta)(1 + \frac{tg\phi'}{FS} tg(\alpha - \theta))} \quad (18)$$

Donde α es el ángulo entre la base de cada rebanada y la horizontal, c' la cohesión efectiva, ϕ' el ángulo de fricción efectivo, FS el factor de seguridad, u la presión de poros y b el ancho de cada rebanada.

La expresión de Q incluye el FS ; por lo tanto, al igual que el método de Bishop es necesario realizar iteraciones para calcular el FS final.

d) Método de Morgenstern-Price

Este método, al igual que el método de Spencer, establece una función constante para las fuerzas cortantes y normales entre rebanadas. Además, existe la posibilidad poder elegir cualquier función, lo cual lo hace más riguroso que el método de Spencer. Sin embargo, la suposición de cualquier función no afecta mucho en el cálculo del FS , ya que tanto el método de Spencer como el de Morgenstern-Price determinan FS parecidos. Finalmente, ambos métodos son más precisos y pueden ser aplicados a cualquier geometría de falla y perfil de suelo (Suarez, 2 009).

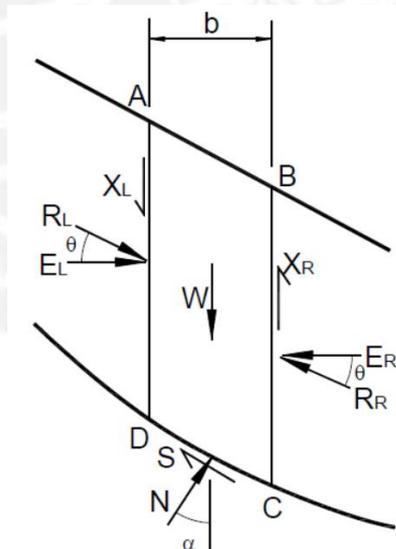


Figura 17 Fuerzas que actúan sobre rebanadas. Método de Spencer y método de Morgenstern-Price (Suarez, 2 009)

Janbu desarrolló un método generalizado que satisface todas las ecuaciones de equilibrio. La masa es dividida en infinitas rebanadas y se realiza el equilibrio de momentos y fuerzas en cada una de ellas (Gerscovich, 2 013). Además asume como conocida la línea de acción de las fuerzas entre rebanadas y la de la resultante de esfuerzos en la base de cada rebanada. Usando el equilibrio de fuerzas horizontales como criterio de estabilidad define el factor de seguridad (Alonso, 2005)

$$FS = \frac{\sum b(c' + (\frac{W + dX}{b} - u)tg\phi')}{dE + \sum(dx(W + dX)tg\alpha)} \frac{1}{n_\alpha} \quad (19)$$

Donde n_α :

$$n_\alpha = \cos^2(1 + tg\alpha \frac{tg\phi'}{FS}) \quad (20)$$

Al igual que otros métodos, el FS debe ser calculado de manera iterativa, ya que aparece en los dos lados de la ecuación.

Las fuerzas entre rebanadas deberán ser calculadas a partir de las ecuaciones:

$$dE = (W + dX)tg\alpha - (c' + (W + dX - u)tg\phi') \frac{b}{n_\alpha FS} \quad (21)$$

$$X = -Etg\theta + (y - y_t) \frac{dE}{b} \quad (22)$$

Donde $(y - y_t)$ es la posición de la línea de actuación y θ , la inclinación de la resultante.

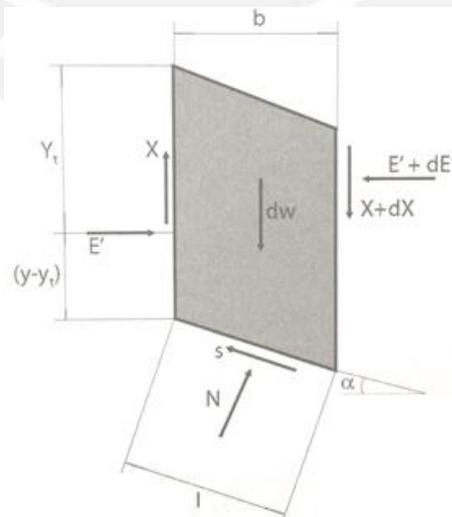


Figura 18 Fuerzas que actúan sobre rebanadas. Método de Janbu Generalizado (Gerscovich, 2 013)

2.6.2 MÉTODO ANÁLISIS DE ESFUERZOS

Los análisis de estabilidad basados en el estudio de esfuerzos y deformaciones requieren de programas computacionales fundamentados en los métodos de elementos finitos (MEF) o de las diferencias finitas (MDF). La gran ventaja de utilizar estos programas es que en el análisis se pueden incluir; además de los parámetros geotécnicos de resistencia, más características de los materiales involucrados (Gerscovich, 2 013), por ejemplo:

- No linealidad de curva σ vs ϵ (Modelos constitutivos no lineales)
- Anisotropía
- Heterogeneidad
- Etapas constructivas

El análisis de estabilidad puede ser realizado por la comparación de esfuerzos cortantes movilizados con los esfuerzos de resistencia al corte. Por ello, es posible:

- Establecer secciones de ruptura donde: $\tau_{mob} = \tau_{resistencia}$
- Niveles de esfuerzo de interés para ensayos de laboratorio.
- Conocer las deformaciones, que en muchos casos, durante la elaboración del proyecto, es más importante que el FS.

2.7. CONSIDERACIONES DINÁMICAS MÉTODO PSEUDOESTÁTICO-SISMICIDAD

La propagación de las ondas sísmicas en una masa de suelo no confinada como lo son los taludes origina aceleraciones, tensiones localizadas y deformaciones de fuerte magnitud. Por lo tanto, la respuesta de un talud puede ser analizada sometiendo el modelo a una historia de aceleraciones de un evento sísmico. Los estudios ejecutados en el pasado concluyen que la respuesta sísmica de un talud depende de las características dinámicas de los suelos que lo componen, además de los suelos de la fundación. (Troncoso, 1 992) Del mismo modo, influyen la magnitud de la aceleración sísmica, la duración del sismo, la distancia epicentral y la dirección principal del sismo (Suarez, Comportamiento sísmico de taludes, 2 009) Los taludes fallan durante un sismo de gran magnitud debido a que se incrementan los esfuerzos y se reduce la resistencia. Este efecto puede generar una falla progresiva o instantánea del talud.

2.7.1 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE TALUDES

En el análisis pseudoestático, se añade sobre todos los elementos en análisis una fuerza horizontal igual a K por el peso del elemento. Terzaghi propuso que la aplicación de esta fuerza debería ser al medio de cada rebanada; sin embargo existen otros autores que recomiendan aplicar la fuerza por encima del centro de las rebanadas basándose en que la aceleración aumenta de abajo hacia arriba. Este método es igual que el resto de métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se aumentan fuerzas horizontal y vertical debido al sismo. Estas fuerzas son proporcionales al peso del bloque potencial de deslizamiento. Los coeficientes sísmicos son k_v y k_h y están en función de la aceleración de la gravedad. Por lo general se asume k_v igual a cero debido a que su valor no es muy representativo. Mientras que, en un análisis conservador k_h debe ser igual a la máxima aceleración pico esperada en la zona. No obstante, este criterio podría ocasionar problemas numéricos para k_h mayores a 0.4.

Coefficiente Sísmico k	Observaciones
0.10	Sismo importante, FS > 1.0.
0.15	Sismo de gran magnitud, FS > 1.0.
0.15 a 0.25	Japón FS > 1.0
0.05 a 0.15	Estado de California
0.10 para $\mu = 6.5$ 0.15 para $\mu = 8.5$	(Seed, 1979) con FS > 1.15
1/3 a 1/2 de la aceleración pico superficial	(Marcuson y Franklin, 1983) FS > 1.0
1/2 de la aceleración pico superficial	(Hynes, Griffin y Franklin, 1984) FS > 1.0 y un 20% de reducción de resistencia.

Figura 19 Valores de K recomendados para el análisis pseudoestático (Suarez, Comportamiento sísmico de taludes, 2 009)

En el caso de una falla curva, el cálculo de factor de seguridad para condiciones sísmicas se realiza a partir de una modificación de la fórmula empleada en método de Janbu.

$$F_{sd} = \frac{\sum(w \tan \phi + c_d \cos \alpha) / (\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha * \tan \phi / F_d)}{\sum(w \tan \alpha + \frac{a_{max}}{g} w)} \quad (23)$$

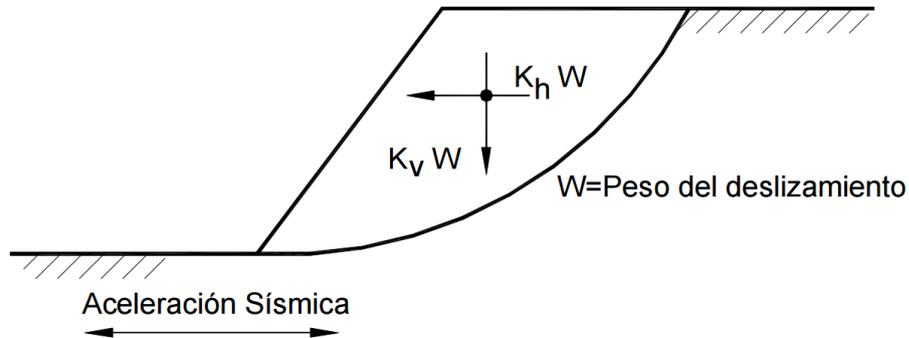


Figura 20 Análisis pseudoestático de una falla curva (Suarez, Comportamiento sísmico de taludes, 2 009)

2.8. PROGRAMA COMPUTACIONAL SLIDE V.6.0 (VERSIÓN ESTUDIANTIL)

Actualmente, existe una infinidad de herramientas computacionales para el análisis de estabilidad de taludes. En esta oportunidad se eligió el software SLIDE versión 6.0 distribuido por la empresa Rocscience.

El programa calcula los factores de seguridad para distintas geometrías, dibujadas por el propio usuario o importadas desde algún programa de dibujo. Se pueden analizar tanto suelos como rocas, por ello, el software incluye los criterios de rotura: Mohr-Coulomb; Hoek y Brown (1 980); Hoek y Brown generalizado (1 995); Barton y Brandis. Por otro lado, incorpora las funciones de anisotropía y otras variaciones como condiciones de sobrecarga, estructuras de contención, suelo grampeado y geotextiles.

Por otro lado, se puede seleccionar entre diversos métodos de análisis, tales como: Fellenius, Bishop simplificado, Janbu generalizado y corregido, Spencer, Morgentern-Price, entre otros. Además, se pueden realizar análisis estadísticos de sensibilidad y probabilísticos.

Slide tiene 2 subprogramas: Slide Compute y el Slide Interpret. El primero se utiliza para calcular el factor de seguridad una vez que se ingresaron todos los datos de entrada. Mientras que el segundo permite identificar la superficie de falla crítica y el centro de giro (Manual Slide).

3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS E HIDROLÓGICOS

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe las principales características de la sedimentología de la zona donde se encuentra la mina Antapaccay. Seguidamente, se hace una descripción básica de los ensayos ejecutados para obtener los parámetros geotécnicos de los suelos presentes en los taludes. Finalmente, se presentan los parámetros geotécnicos de cada suelo. Cabe mencionar que estos fueron proporcionados por la superintendencia de geotecnia de la mina.

3.2. GEOLOGÍA

Según las cartografías geológicas presentadas por el INGEMMET PERU, la zona de estudio se encuentra ubicada en el cuadrángulo 30-t Yauri, la cual se encuentra a una escala de 1:100 000 y en la que se describe todas las formaciones geológicas de interés.

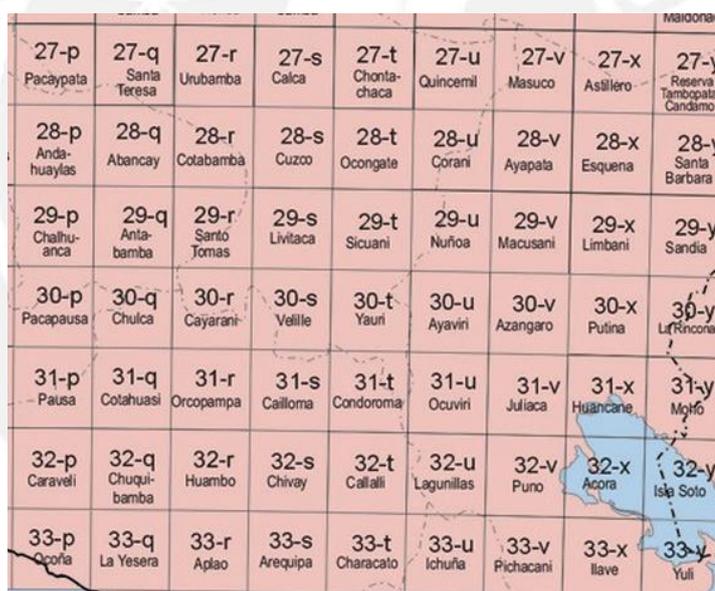


Figura 21 Cartografía Geológica (INGEMMET, 1 995)

Geológicamente consiste de una gruesa secuencia sedimentaria cretácica plegada durante las deformaciones andinas y ampliamente intruídas por stocks, sills y diques del Batolito Andahuaylas – Yauri, cubierta por depósitos lacustrinos y volcánicos cenozoicos y depósitos cuaternarios.

En cuanto a la geología estructural, se ha identificado que existen pliegues que afectan a la formación Yauri del tajo Antapaccay. Es por ello que las secuencias están a distintos niveles, las cuales se presentan más adelante. Se reconoció un

sinclinal y anticlinal en la dirección NE-SO. Del mismo modo, se ha podido identificar una falla inversa en la misma dirección. Sin embargo, existen fallas normales en la dirección NO-SE. Finalmente, existe una falla kilométrica en dirección N-S. (Figura 22)



Figura 22 Fallas normales dirección NO-SE (Carlotto, 2015)

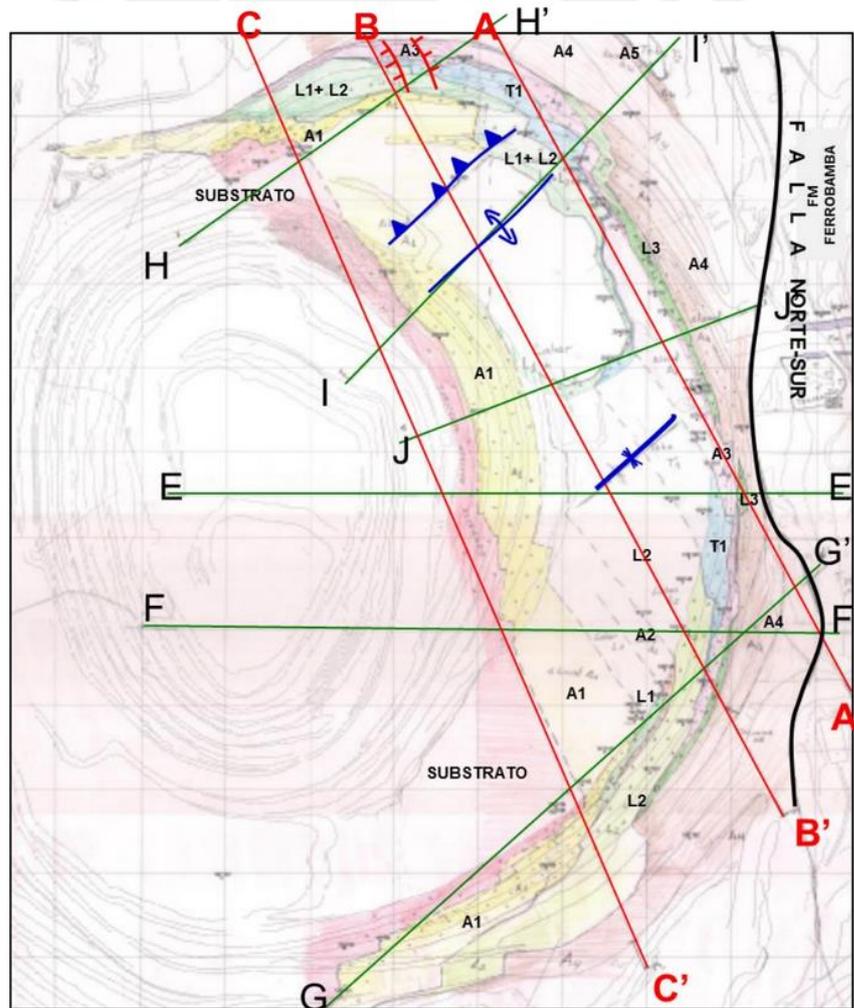


Figura 23 Plano tajo Antapaccay, fallas y secc estructurales

El yacimiento minero está cubierto, por su parte oriental, por conglomerados no consolidados. Estos estratos de suelos tienen espesores que varían desde los 110 hasta los 180 metros de altitud. Principalmente, se componen por conglomerados aluviales, lahares y tobas volcánicas, las cuales fueron agrupadas en 10 secuencias volcano- sedimentarias: Aluvial A1, Lahar L1, Aluvial A2, Lahar L2, Volcánica Toba T1, Aluvial A3 Lahar L3 , Aluvial A4, Volcánica Toba y Aluvial A5 (Carlotto, 2 015).

3.3. ESTRATIGRAFIA Y SEDIMENTOLOGÍA

3.3.1 Secuencia Aluvial A1

Esta secuencia está por encima del estrato de rocas intrusivas alteradas, alcanza desde los 20 hasta los 50 m de altura, medidos desde el contacto con la roca. Las facies² más predominantes son los clastos subangulosos y subredondeados de hasta 2m de diámetro envueltos en una matriz limoarenosa. Cabe destacar que estas facies son las predominantes gran parte de los suelos del tajo.

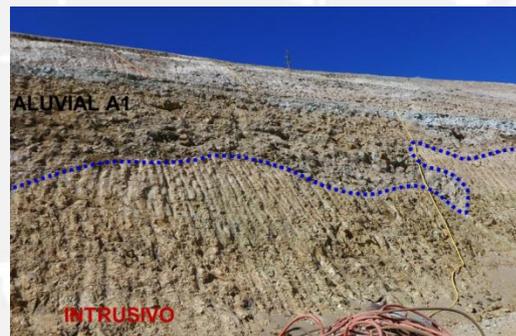


Figura 24 Contacto entre rocas intrusivas y Aluvial A1 (Carlotto, 2 015)

3.3.2 Secuencia Lahar L1

Esta secuencia está por encima de la descrita anteriormente, Aluvial A1. Los bloques y clastos son de composición volcánica, andesitas y basaltos. La forma que presentan son angulosas y subangulosas. Asimismo, el tamaño máximo es de 0.9m pero el diámetro promedio es de tan solo 0.08m. El techo de esta secuencia es plano; sin embargo, hacia el sur tiende a fusionarse con el Lahar L2.

3.3.3 Secuencia Aluvial A2

La secuencia Aluvial A2 separa el Lahar 1 y Lahar 2 y está presente solo en el sector sur del tajo con longitud de afloramiento de 150 m. Mientras que, hacia el norte tiende a desaparecer. Por lo tanto, en este sector se ha determinado la secuencia de Lahares L1+L2 como una sola.

² Facies se refiere a la suma de las características de una unidad de suelo o roca.

Los componentes de esta secuencia son clastos de 0.5m de tamaño máximo y 0.10 cm de tamaño promedio. Todos envueltos en una matriz limo arenosa.

3.3.4 Secuencia Lahar L2

Principalmente está conformada por conglomerados de composición volcánica, andesitas y basaltos de color negro envueltos en una matriz de limos y arcillas. Los bloques tienen un tamaño máximo de 1m y un diámetro promedio de 0.15m. La secuencia está presente a lo largo de todo el tajo; sin embargo, en el sector norte esta se une con la secuencia Lahar 1 y se cataloga como una sola.

3.3.5 Secuencia Toba T1

Esta secuencia está presente caso en todo el tajo y se caracteriza por su color blanco. En algunos sectores alcanza una altura de 40 m mientras que en otros se reduce hasta 1m, ver figura 24. Litológicamente se trata de tobas riolíticas conformada por fragmentos de cuarzo y biotita envueltos en una matriz de vidrio. En la Figura 25 se puede apreciar el afloramiento de la toba. Este estrato no es uniforme en todo el tajo, pues pueden sufrir ampliaciones o reducciones.

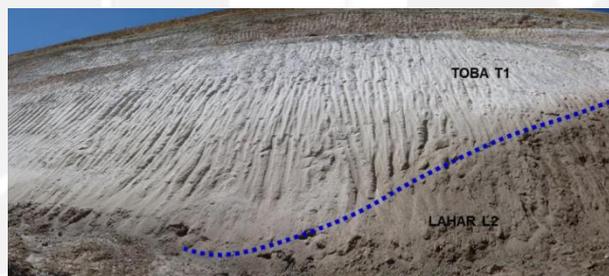


Figura 25 Afloramiento de Toba (Carlotto, 2 015)



Figura 26 Reducción de espesor de afloramiento de Toba (Carlotto, 2 015)

3.3.6 Secuencia Aluvial A3

Se encuentra por encima de la Secuencia Toba T1, pero en el sector sur está sobre la Secuencia Lahar L2. Básicamente está constituida por conglomerados de calizas e intrusivos y una matriz limoarenosa. Mayormente los clastos son redondeados y tienen un tamaño máximo de 0.8m. Sin embargo; hacia el techo los clastos

incrementan su tamaño máximo a 1m. Por otro lado, los espesores son variables, se adelgaza tanto hacia el sur como hacia el norte.

3.3.7 Secuencia Lahar L3

Esta secuencia sobreyace a la secuencia Aluvial A3 y está compuesta por conglomerados masivos envueltos por una matriz fina de limos y arcillas. Los clastos y bloques están separados considerablemente, tienen forma subangulosas, subredondeadas y un tamaño máximo de 2 m; mientras que, un diámetro promedio de 0.2m.

3.3.8 Secuencia Aluvial A4

Se encuentra por debajo de la secuencia Lahar L3 y se trata de conglomerados subredondeados y redondeados. Estos bloques son volcánicos, intrusivos y calizas con diámetros promedios de 0.1 a 0.2m. Del mismo modo, se identificó areniscas de grano medio a grueso que contienen clastos volcánicos.



Figura 27 Secuencia Aluvial A4. Encima Toba T2 y Aluvial A5 (Carlotto, 2 015)

3.3.9 Secuencia Toba T2

Esta secuencia se caracteriza por tener color blanco. Los espesores son de 1 a 2 m en el sector norte; mientras que, en el sur este se amplifica y se evidencia la erosión.



Figura 28 Secuencia Toba 2 encima del Aluvial A4 en el sector norte del tajo (Carlotto, 2 015)

3.3.10 Secuencia Aluvial A5

Los espesores de esta secuencia varía entre 1 y 2 m. Básicamente están compuestos en promedio por clastos subredondeados y redondeados de 0.2m de diámetro en una matriz limoarenosa. El clasto con mayor diámetro es de 0.6m.

Finalmente con todas las secuencias descritas se pudo cartografiar la estratigrafía.

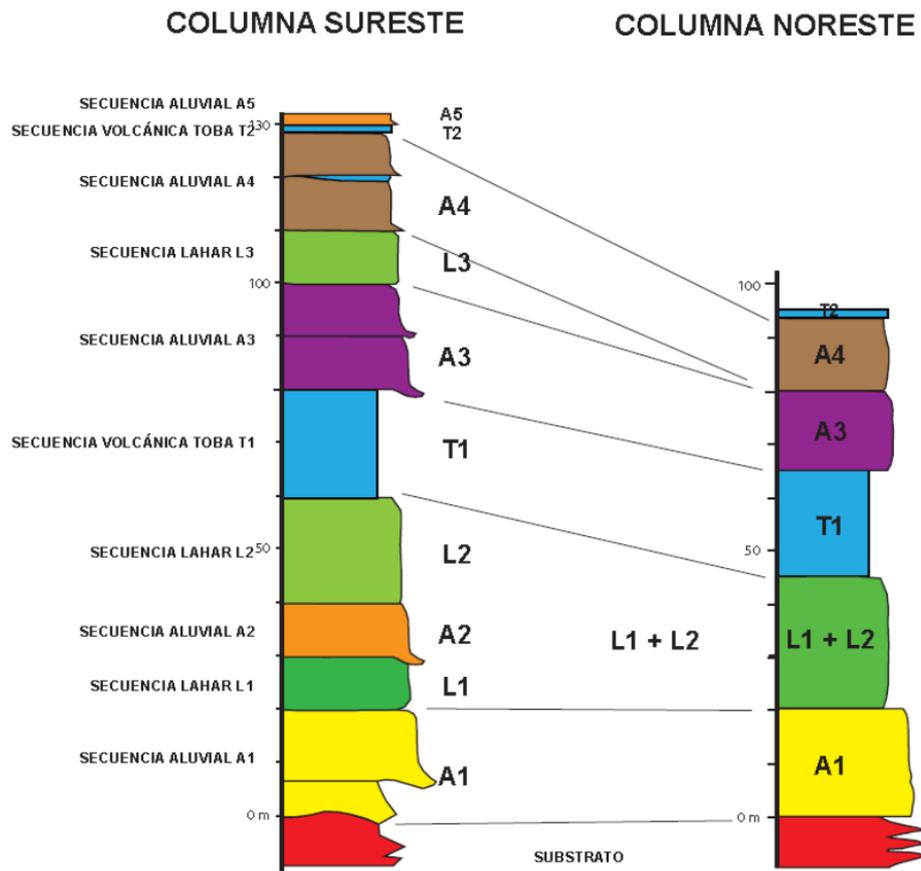


Figura 29 Columnas estratigráficas de la formación Yauri en el tajo Antapaccay (Carlotto, 2 015)

3.4. ENSAYOS

Como en todo proyecto geotécnico, el éxito de este dependerá de cantidad y calidad de información que se tenga sobre las muestras de suelos. En este caso, se recogió 6 muestras de suelos y se ejecutó los ensayos elementales como humedad, peso específico, límites de consistencia, granulometrías, permeabilidad, corte directo con el objetivo de identificar sus principales parámetros geotécnicos. Finalmente, se pudo realizar la clasificación de cada uno de los suelos.

Las coordenadas y altura de los puntos desde donde se recogieron las muestras se observan en la Tabla 2 Coordenadas de muestras de suelos. Además, en la Figura 31 se puede apreciar la posición de cada punto en el tajo.

Tabla 2 Coordenadas de muestras de suelos

Nro de Muestra	Coordenadas UTM		
	Este (m)	Norte(m)	Elevación(m)
1	244 342.085	8 344 666.865	4 016.42
2	244 274.731	8 344 885.891	3 989.26
3	244 217.054	8 344 392.569	3 989.98
4	244 041.102	8 344 949.055	3 961.07
5	244 078.857	8 344 664.570	3 928.96
6	243 502.808	8 345 259.787	3 974.94

En la siguiente imagen se puede apreciar las muestras que se tomaron para los ensayos.



Figura 30 Muestras representativas para ensayos

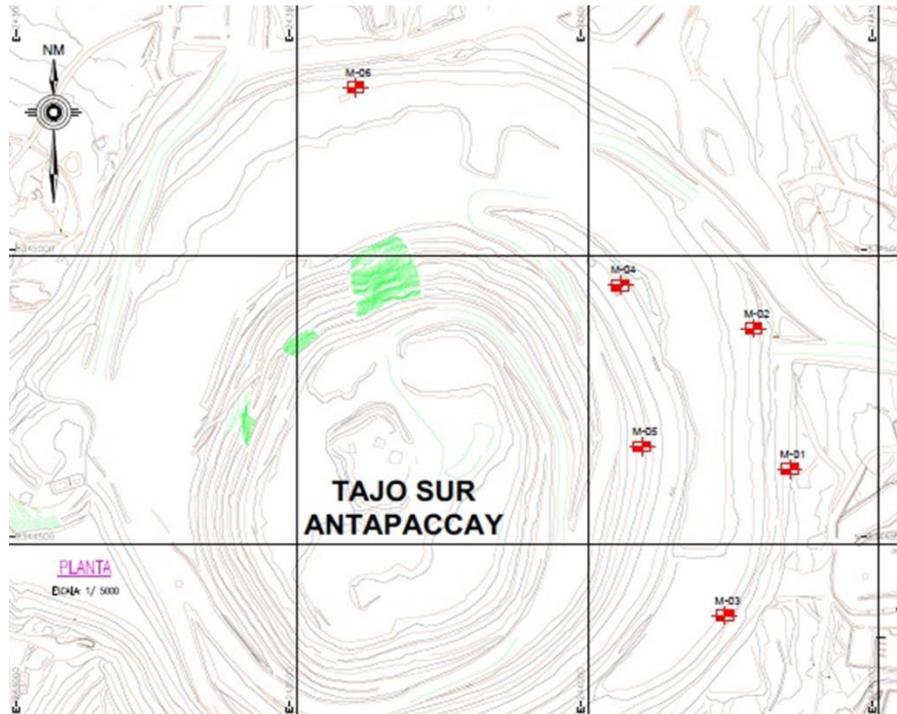


Figura 31 Ubicación de puntos de extracción de muestras

En el Perú, los ensayos más convencionales para determinar los parámetros necesarios (ángulo de fricción y cohesión) para realizar un análisis de estabilidad son el corte directo y los ensayos triaxiales. En este caso se ejecutó únicamente el ensayo de corte directo.

3.4.1 Corte directo

Durante mucho tiempo, el corte directo ha sido la única técnica para determinar la resistencia de los suelos. Sin embargo, hoy en día se usa con menos frecuencia, debido a que existen nuevas técnicas como las pruebas triaxiales.

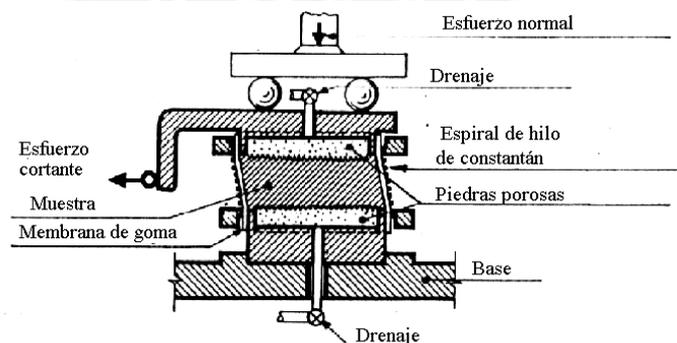


Figura 32 Esquema corte directo (Suarez, erosion.com.co, 2 013)

El aparato para realizar el ensayo consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, al cual puede aplicarse una fuerza lateral que genera la falla del espécimen. Además, tanto el esquema presenta una piedra porosa superior y una inferior, las cuales permiten el drenaje de muestras saturadas. Asimismo, la piedra porosa superior permite que se pueda aplicar un esfuerzo normal, graduable, bien distribuido.

Realizando varias pruebas puede obtenerse una gráfica $\sigma - \tau$, relacionando los esfuerzos normales σ aplicados y los máximos esfuerzos tangenciales τ generados. El ángulo de inclinación ϕ viene a ser el ángulo de fricción del suelo; mientras que, el punto de intersección entre la línea inclinada y el eje vertical es la cohesión c (Badillo & Rodriguez, 2 010).

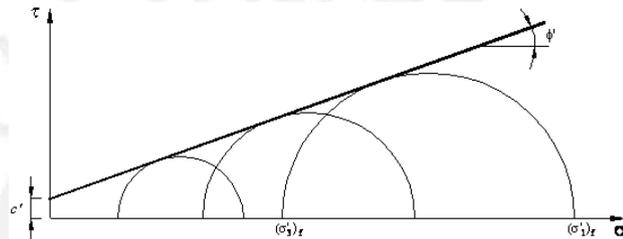


Figura 33 Círculos de falla $\sigma - \tau$

3.4.2 Ensayos triaxiales

El equipo de los ensayos triaxiales es muy complejo y sirve para determinar distintos parámetros como resistencia al cortante, rigidez y deformación. Asimismo, se pueden realizar ensayos para determinar las características de permeabilidad y consolidación.

Los especímenes que se ensayan son muestras cilíndricas envueltas en una membrana de látex, estas se colocan en una celda triaxial con tapas rígidas y pistones en los extremos.

La metodología del ensayo consiste en llenar la celda con agua y a continuación aplicarle un esfuerzo σ_3 la cual se transmite al espécimen. Por otro lado, los esfuerzos cortantes se aplican mediante la aplicación de fuerzas normales por medio de los pistones. Para cada presión de confinamiento se obtiene un esfuerzo desviador $\Delta\sigma$ que produce la falla del espécimen. De permitirse el drenaje se realiza mediante las piedras porosas y los cambios de volúmenes del agua también pueden ser determinados. Repitiendo la prueba varias veces puede obtenerse la envolvente de Mohr, los círculos de falla (Das, 2 001).

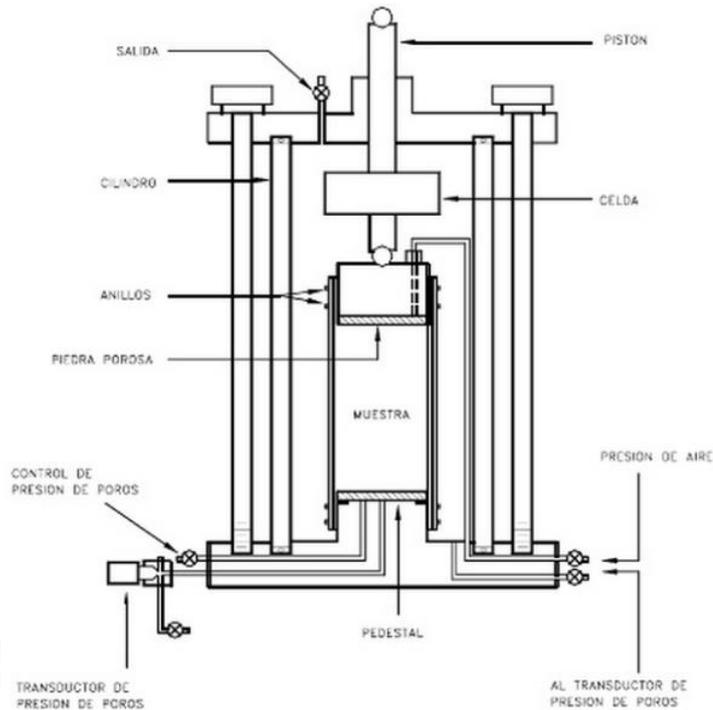


Figura 34 Celda para ensayo triaxial (Suarez, 2 013)

Existen tres formas convencionales de ejecutar los ensayos triaxiales.

- **Consolidado Drenado (CD)**

Este ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua y evitar que se formen presiones de poros. Normalmente, son ejecutados para ensayos rutinarios de suelos granulares (arenas); sin embargo, se puede aplicar a suelos finos pero se requiere de tiempos prolongados de orden de semanas.(Suarez, 2 013).

- **Consolidado No Drenado (CU)**

Esta prueba es el tipo más común de prueba triaxial. Para ello el suelo saturado es consolidado por una presión σ_3 que es aplicada alrededor del fluido de la cámara, que está en drenaje. A continuación, el esfuerzo desviador $\Delta\sigma$ se incrementa para inducir la falla del espécimen, al mismo tiempo el drenaje es bloqueado (Das, 2 001). Estos ensayos deben realizarse con una velocidad tal que no excedan una deformación de 2% por hora. Normalmente, se emplea para simular el desembalse rápido de una presa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud (Suarez, 2 013).

- **No Consolidado No Drenado.(UU)**

En esta prueba se impide el drenaje tanto durante la aplicación de la presión de cámara σ_3 como durante la aplicación del esfuerzo desviador $\Delta\sigma$. Debido a que no

se permite el drenaje en ninguna etapa, la prueba se ejecuta rápidamente. Además la presión de poros se incrementará una cantidad u_c . Normalmente, se realiza esta prueba en arcillas. Como ejemplo de aplicación se puede comentar que emplea para “modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad” (Suarez, 2 013) (Das, 2001).

3.5. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

De los ensayos de corte directo para cada muestra de suelo se obtuvieron los siguientes parámetros:

Tabla 3 Parámetros geotécnicos

MUEST.	CLASIFICACIÓN	C. Naturales		
		γ (gr/cc)	c (kg/cm ²)	ϕ (kg/cm ²)
1	CH	1.783	0.40	30.8
2	CH	1.634	0.34	31.2
3	SW	2.008	0.34	39.1
4	SP	2.060	0.24	35.5
5	SC	1.618	0.33	33.4
6	CH	1.718	0.37	35.2

3.6. HIDROGEOLOGÍA

El acuífero principal se encuentra en la cuenca del río Cañipía y es el divisor entre las aguas subterráneas y las aguas superficiales. Asimismo este acuífero es medio fracturado en la zona de las rocas y además tiene masas de agua subterránea aisladas. Es decir, cuenta con acuíferos colgados y acuitardos³ en los estratos de suelos.

La recarga del acuífero puede ser por flujos de corto recorrido, que básicamente son aguas que alimentan bofedales, maniantiales y quebradas. Flujos de medio recorrido que son aguas infiltradas que contribuyen al caudal de río Cañipía. Por último, flujos de largo recorrido con circulación profunda y probablemente descarguen en el río Salado o Apurímac, recargan los afloramientos rocosos y los márgenes de la cuenca (_Hidr, 2 015).

³ Contiene agua y la transmite muy lentamente

De acuerdo a los estudios realizados, por la Superintendencia de Recursos Hídricos e Hidrología de la mina, se identificó tres unidades hidrológicas para los suelos, U.H. Aluviales recientes, U.H. Tufos y lahares y U.H conglomerados terciarios.

En las unidades hidrológicas de los depósitos recientes están presentes mayormente materiales aluviales, además de gravas en el canal del río. El material aluvial está compuesto arenas y gravas intercaladas con arcillas y limos los cuales tienen un bajo coeficiente de permeabilidad.

En el caso de la unidad hidrológica de Tufos y lahares están constituidas por tobas riolíticas compuestas por una gravilla fina en una matriz limoarenosa y lahares que es una matriz fina con bloques centimétricos. Las tobas normalmente están saturadas y éstas descargan en el contacto con el lahar L2. Asimismo la unidad hidrológica se clasifica como un acuitardo de baja productividad.

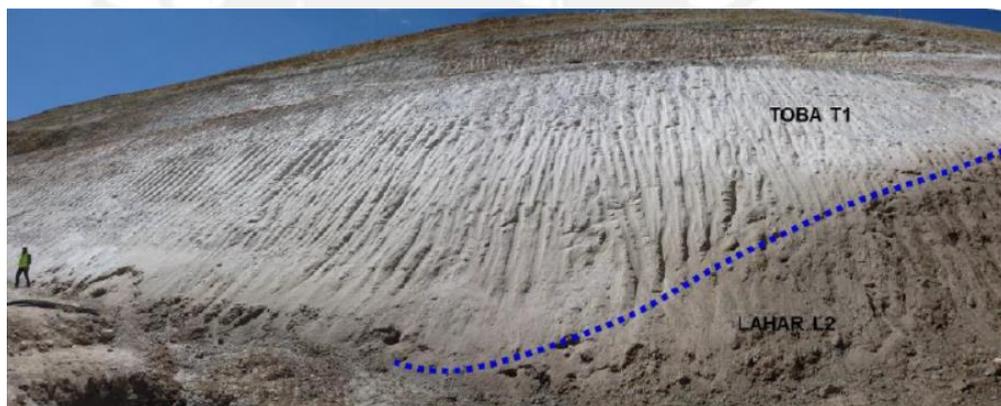


Figura 35 Zona de contacto entre tobas y lahares

La unidad hidrológica de conglomerados terciarios está conformada por material aluvial en una matriz limoarenosa con presencia de grandes bloques y cambios en la matriz con zonas arenosas de mayor permeabilidad. En la base existen gravas finas soportadas por una matriz limoarcillosa. Esta unidad tiene menos permeabilidad que la superior y también se clasifica como un acuitardo. Además actúa como confinante del acuífero fracturado situado en la zona inferior.



Figura 36 Zona de contacto entre conglomerados y tufos y lahares, zona de mayor flujo

Tabla 4 Resumen de Unidades Hidrológicas

Unidad Hidrológica	Clasificación	Espesor(m)	Clasificación	Presencia de Agua
Depositos recientes	Grava en matriz limoarenosa/ limoarcillosa	30-100	Baja productividad	No, recarga eventual por precipitaciones
Tufos y lahares	Limoarenosos y limoarcillosos	40-80	Acuitardo	Si, con recarga lenta
Conglomerado	Bolones en matriz limoarenosa y limoarcillosa	20-50	Acuitardo	Si, con recarga lenta

Por otro lado, según las pruebas hidráulicas desarrolladas por el Ingemmet, MHW (2 009) los coeficientes de permeabilidad para cada unidad hidrológica son:

Tabla 5 Coeficientes de Permeabilidad

Unidad Hidrológica	Kh (m/d)	Kv (m/d)
Depositos recientes	Max 0.1 Mín 0.071	Max 0.01 Mín 0.0004
Tufos y lahares	Max 0.041 Mín 0.0093	Max 0.0093 Mín 0.0001
Conglomerado	Max 0.32 Mín 0.001	Max 0.03 Mín 0.003

3.7. LÍNEA PIEZOMÉTRICA

Se desconoce la ubicación exacta de la línea piezométrica; sin embargo, se puede evidenciar algunas filtraciones en algunas paredes de los taludes, tal como se representa en la Figura 37. Básicamente la descarga se realiza por la zona de contacto entre las tobas y lahares.

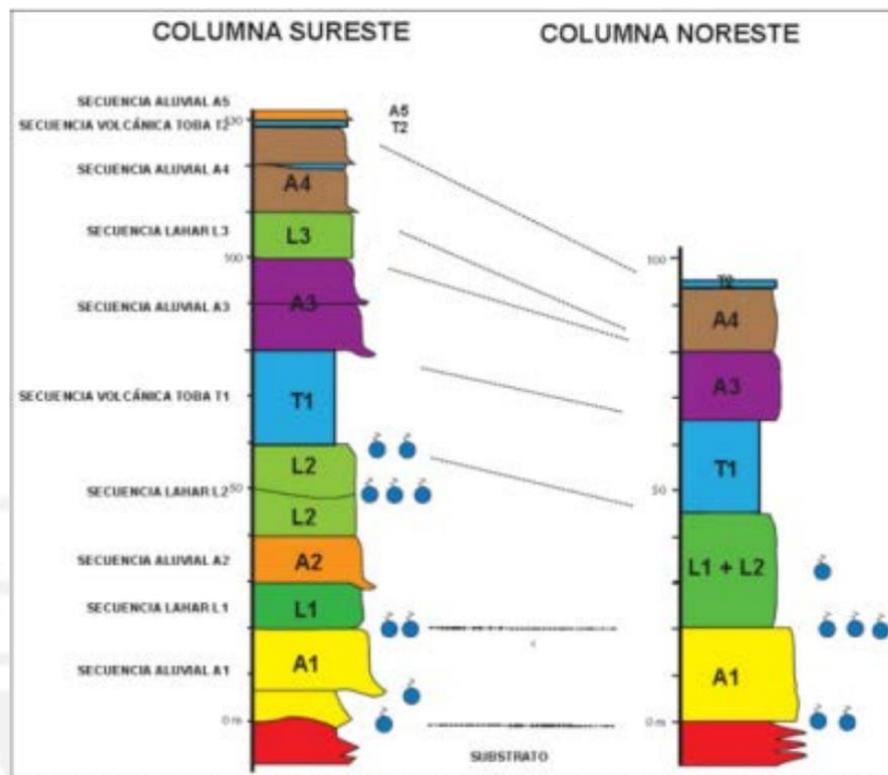


Figura 37 Presencia de agua en estratos (SuperintdeRecurHidricos, 2 015)

3.8. RAZÓN DE POROPRESIÓN

Debido a que se desconoce la ubicación de la línea piezométrica se introduce en este proyecto de tesis el concepto de poropresión.

En una región saturada cuando no hay movimiento de agua la distribución de poropresión es lineal.

$$U = \gamma * h \quad (24)$$

Donde U es la presión de poros, γ el peso específico del agua y h la altura del nivel de agua.

En el subsuelo, el agua pueda estar en movimiento que se desenvuelve de acuerdo a las características geológicas, topográficas e hidráulicas. Los suelos y rocas que permiten el paso de agua son denominados acuíferos. Líneas arriba se ha desarrollado la descripción de los acuíferos presentes en la zona en análisis. Asimismo, se ha determinado que los acuíferos presentes son acuitardos, es decir, transmiten el agua lentamente.

Por otro lado, el análisis de presión de poros en estas condiciones y en los casos en los que se desconozca con la ubicación exacta de la línea piezométrica se realiza con la razón de poropresión, definida por.

$$Ru = \frac{u}{\sigma_v} \quad (25)$$

Donde, Ru es la razón de poropresión, u la presión de poros en un punto y σ_v la presión vertical en el mismo punto. Básicamente, surge de la simplificación del cociente del área con presencia de agua por el peso específico del agua entre el área total del talud por el peso específico del suelo del talud.

Sin embargo, para determinar de manera adecuada la presión de poros es necesario conocer la verdadera dirección de movimiento del agua. Según Gerscovich (2 013) calcular un factor de seguridad considerando una razón de poropresión constante para todo el talud podría resultar una evaluación de estabilidad incorrecta. Las razones de presiones constantes se emplean únicamente cuando la línea freática es paralela a la superficie del talud.

Una aproximación que es muy utilizada es la sugerencia presentada en *Rock Slope Engineering* (Hoek and Bray 1 977; Wyllie and Mah 2 004) y reproducida en la Figura 38 mostrando cinco casos de flujo de agua subterránea.

Ground water flow conditions	Chart number
Fully drained slope	1
Surface water 8x slope height behind toe of slope	2
Surface water 4x slope height behind toe of slope	3
Surface water 2x slope height behind toe of slope	4
Saturated slope subjected to heavy surface recharge	5

Figura 38 Modelos de flujo de agua subterránea utilizados con análisis de fallas circulares (Wyllie & Mah, 2 004)

4. RIESGO SÍSMICO

4.1. INTRODUCCIÓN

La empresa minera ha desarrollado distintos estudios de peligro sísmico, los cuales incluyen la evaluación de fuentes sismogénicas y el análisis histórico de los sismos. Estos estudios, han permitido aplicar técnicas determinísticas y probabilísticas para definir el sismo de diseño.

4.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA

Según la norma E030 Diseño Sismoresistente(2 016) del Reglamento Nacional de Edificaciones, la zona de estudio se encuentra en la zona 3 con valor de Z máximo de 0.35g, donde g es la aceleración de la gravedad.

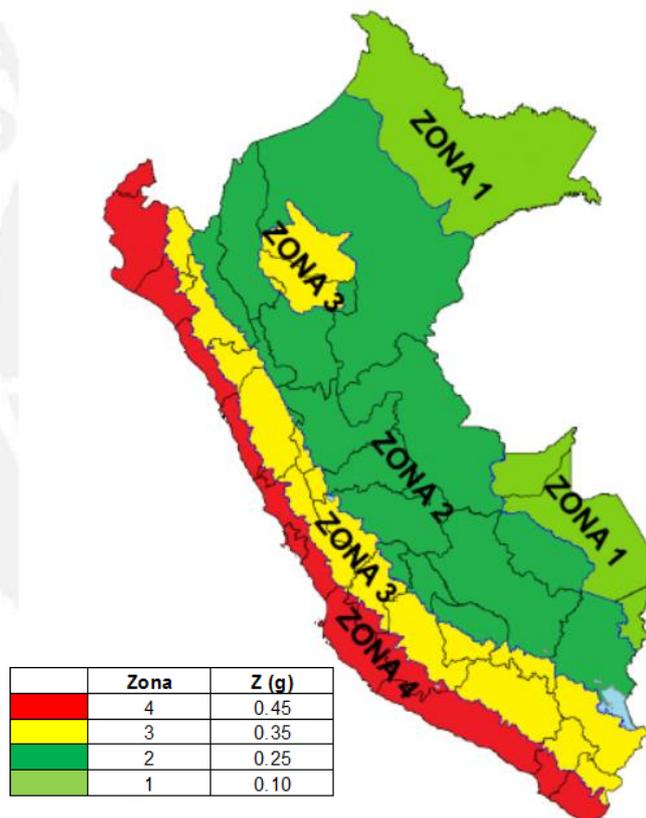


Figura 39 Zonificación Sísmica (Norma E 030)

4.3. SISMOLOGÍA REGIONAL

La subducción de la placa de Nazca sobre la Sudamericana, ha generado un importante índice de sismos de alta magnitud y frecuencia a lo largo de toda la costa peruana. Según el estudio de peligro sísmico del Proyecto Minero (2 008) la placa de Nazca en el sur de Perú tiene un buzamiento de 30° hasta profundidades

de 300km lo cual genera una importante actividad sísmica superficial en la zona de subducción.

Por otro lado, el estudio expone que en la zona minera, existen algunos sistemas de fallas; sin embargo, estos no han sido estudiados del todo ni tampoco hay evidencias de que hayan sido fuentes de eventos sísmicos. Las fallas activas más cercanas son las que están próximas a la Mina Tintaya y al Alto Vilcanota ubicadas a 4km y 58km respectivamente.

En la zona del tajo, se evidencia una baja concentración de sismos de superficiales de pequeña magnitud. Mientras que, los sismos generados por la zona de subducción se encuentran a distancias mayores a 100km de la zona de interés (VECTOR-PERU, 2 008).

4.4. HISTORIA SÍSMICA

A continuación se detallan los principales eventos sísmicos que afectaron a la zona de interés:

- Sismo de 1 581: Intensidad de IX en Yanaoca, Cusco. Este terremoto produjo el hundimiento el pueblo de Yanaoca junto con todos sus habitantes.
- El sismo del 24 de noviembre de 1 604: Intensidad de 8.7. Afectó las ciudades de Arequipa, Moquegua y Tacna y Cusco. En Arica ocurrió un tsunami que destruyó la ciudad.
- Sismo del 21 de mayo de 1 950: en la ciudad de Cusco se destruyeron más del 50% de viviendas y murieron 120 personas. Después del terremoto en un sector de la ciudad se evidenció una figuración de 5km de extensión y tenía una abertura de algunos centímetros y una profundidad de hasta 2 metros.
- Sismo del 13 de enero de 1 960: en Arequipa, murieron 63 personas y centenares de heridos. Algunos pueblos quedaron en escombros y algunas estuvieron intransitables debido a los derrumbes.
- Sismo del 03 de junio de 1 980: fuerte temblor en el Cusco. Intensidad V –VI en Limatambo, en Urubamba, Pisac y en Cusco IV.
- Sismo del 5 de abril de 1 986: sismo en Cusco, dejando gravemente dañadas las edificaciones de la ciudad. Murieron 7 personas, 80 heridos y 13 000 damnificados. El hipocentro tuvo lugar en el sistema de fallas conocidas como Tambomacchay al NE de Cusco. La intensidad fue de VIII en Cusco; mientras que, VI y VII en las otras provincias cercanas.

- El sismo del 23 de junio de 2 001: Conocido como el sismo de Ático, afectó el centro sur del Perú y Norte de Chile. La magnitud fue de 8.4 y las intensidades de VII y VIII principalmente en las ciudades de la costa sur. Este movimiento generó un tsunami en la ciudad de Camaná con olas de 4 a 7 m de altura. Se registró las aceleraciones pico de 0.3g en EW y 0.22g en NS.
- EL sismo de 15 de agosto de 2 007: Se sintió casi en todo el centro y sur del Perú, resultando como más afectada la región de Ica, 596 muertos y miles de heridos. La intensidad fue de IX y la magnitud de 8.0.

4.5. CASOS DE DESLIZAMIENTOS POR SISMO EN PERÚ

De acuerdo a las investigaciones de (Alva, 2 002), en las cuales se intentó encontrar evidencias sobre la ocurrencia de deslizamientos por sismo en el Perú, los principales casos son:

- El 31 de marzo de 1 650 un terremoto en Cusco produjo grandes deslizamientos en las partes altas de Pisac y Paucartambo, uno de ellos cerró el cauce del río Apurímac.
- EL 6 de enero de 1 725 ocurrió un sismo en la ciudad de Trujillo, el cual generó que se desprendiera una laguna glaciar de la cordillera Blanca. Este deslizamiento arrasó con un pueblo cercano a Yungay dejando unos 1 500 muertos.
- El 4 de marzo de 1 904, un movimiento sísmico generó grandes desprendimiento de material meteorizado en Matucana; mientras que, en Pasamayo hubieron grandes deslizamientos en los acantilados de arena.
- Un terremoto en Puno, el 9 de abril de 1 928, generó detonaciones en el subsuelo y había fuertes sacudimientos de tierra. Del nevado Allinocapae se desprendieron grandes masas de hielo. Además los derrumbes de los taludes del río Equislaya formaron una represa natural que se rompió rápidamente.
- El 2 de julio de 1 938, la ciudad de Tarma fue sacudida por un dos grandes sismo, los cuales ocasionaron derrumbes de varios cerros.
- El terremoto de Nazca el 24 de agosto de 1 942 produjo derrumbes en algunos tramos de la carretera que va hacia el interior del país.
- En el terremoto del 10 de noviembre de 1 946 en la región Ancash un deslizamiento sepultó el caserío de Acobamaba, donde murieron 217 personas. Además, se registró otros dos importantes desprendimientos, uno de 25 millones de m³ de material granítico que cayó sobre un valle y otro de 5 millones de m³ de material calizo margoso.

- En el terremoto del 1 de noviembre de 1947 en Satipo ocasionó un sin número de derrumbes y desprendimientos en las partes altas de las zonas boscosas hacia el interior de las quebradas. Los cuales generaron represamientos.
- El 21 de mayo de 1950 hubo un terremoto en Cusco. Este movimiento generó en el terreno una fisuración extensa de 5km, las grietas eran irregulares y tenían una abertura variable. Los desprendimientos fueron en algunas laderas escarpadas y en taludes de gravas aluviales.
- El 18 de febrero de 1956 ocurrió un sismo destructor en el Callejón de Huaylas. Se evidenció grietas y deslizamientos en algunos sectores específicos.
- El terremoto en Arequipa del 15 de enero de 1958 ocasionó desprendimientos enormes de piedras tanto del Misti como de otros cerros. Los deslizamientos en la cordillera generaron muchos daños en tramos del ferrocarril a Puno. Algunos trechos de la Panamericana también fueron cubiertos por deslizamientos de magnitud variable.
- El 17 de octubre del 1966 estremeció la ciudad de Lima, generando el bloqueo de la carretera a Canta y la carretera Central como consecuencia de los derrumbes. En la costa verde hubo desprendimientos en los acantilados de Chorrillos, Miraflores y Magdalena.
- El terremoto de Ancash del 31 de mayo de 1970 produjo un gran aluvión que arrasó la población de Yungay. La cornisa norte del nevado Huascarán se desprendió arrasando piedras, glaciario y lodo que cubrió casi todo Yungay. Se estimó que el volumen de rocas y lodo fue más de 250 millones de m³ y una altura de 6 m. Asimismo se evidenció otro deslizamiento de forma rotacional a lo largo de la margen derecha del río Santa, el cual represó el río. Por otro lado, existieron muchos otros deslizamientos en distintos sectores pero de menor magnitud. El número de víctimas asciende a más de 30 000 personas que resultaron sepultadas.
- Después del sismo del 14 de octubre de 1971 en Apurímac, se observaron agrietamientos en distintas localidades. Asimismo, existieron derrumbes, principalmente, en las carreteras.
- El terremoto del 3 de octubre de 1974 produjo desprendimientos en los acantilados de Magdalena y Chorrillos.

- El sismo del 10 de noviembre de 1980 en Ayacucho produjo fenómenos geológicos como asentamientos y deslizamientos en taludes de fuerte pendiente.

4.6. ANÁLISIS DETERMINÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO

Este análisis se basa en el estudio de un terremoto escenario que sirve para la evaluación del peligro sísmico de una determinada zona. Además, el movimiento sísmico deberá ser de un tamaño específico. Un análisis sísmico determinístico consta de los siguientes pasos que consisten en la identificación de todas las fuentes sismogénicas que pueden generar movimientos sísmicos en el lugar de estudio. Asimismo, se toma en consideración la geometría de cada fuente y su potencial sísmico (Aguilar, 2005).

- a) La selección del parámetro de distancia entre fuente y sitio para cada fuente. Normalmente, en gran parte de los análisis de este tipo de análisis se elige la menor distancia. Las distancias pueden ser epicentrales o hipocentrales según se haya usado las relaciones de predicción.
- b) El terremoto que produzca mayor movimiento deberá ser representando por algún parámetro sísmico, ya sea aceleración, desplazamiento, velocidad. El nivel de sacudimiento se hace determinante para la elección de este terremoto, asumiendo que cada uno ocurre a una determinada distancia. El terremoto dominante quedará descrito por su magnitud y la distancia entre el punto de ocurrencia y el sitio de interés.
- c) El peligro sísmico de una zona está definida por el movimiento del terremoto dominante. Las características de este terremoto quedan definidos por los valores picos de aceleración, velocidades o espectros de respuesta, parámetros que son obtenidos a partir de ecuaciones de atenuación de ondas. Este tipo de análisis, determinístico es muy simple, ya que proporciona el sismo para las condiciones más severas y generalmente se aplican al diseño de estructuras cuyas fallas podrían ser catastróficas. No obstante, este método no proporciona la probabilidad de ocurrencia del terremoto dominante, ni tampoco la probabilidad de que ocurra en la ubicación asumida. Además, no provee los niveles de movimiento sísmico para un determinado tiempo de retorno ni los efectos de las incertidumbres de los parámetros asumidos en el proceso de estimar las características del movimiento sísmico.

Por otro lado, se puede afirmar que el método determinístico es bastante subjetivo, sobre todo al momento de determinar el potencial sísmico. Pues esta característica podría requerir de la opinión de distintos profesionales de diferentes especialidades, cuyos aportes serían muy divergentes. Con el paso de los años, han surgido autores que definieron distintos términos como Sismo Máximo Creíble, Sismo Base de Diseño, Sismo Máximo Probable, Sismo Base de Operación.

Se define el Sismo Máximo Creíble como el máximo terremoto que podría ocurrir bajo las condiciones tectónicas conocidas. Del mismo modo, el Sismo Máximo Probable es el máximo terremoto histórico y al mismo tiempo es el máximo terremoto que puede ocurrir para un tiempo de 100 años. Sin embargo, algunas contradicciones y desacuerdos en la definición de estos términos han ocasionado la cancelación de importantes proyectos.

4.7. ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO

El análisis probabilístico de los sísmicos considera todos los escenarios sísmicos posibles, combinando cada par magnitud-distancia para cada fuente sísmica- Este análisis busca determinar la probabilidad de que un sismo fuerte exceda un nivel determinado de intensidad (magnitud, aceleración, desplazamiento) en cierto número de años.

El análisis sísmico probabilístico permite estimar adecuadamente las ordenadas espectrales asociadas a un nivel de excedencia a lo largo del espectro mediante la determinación de respuesta de peligro uniforme. Asimismo, la frecuencia de ocurrencia de los sismos en este caso también incluye la tasa de atenuación de la energía liberada por el sismo conforme la onda se propaga desde la fuente.

A diferencia del método determinístico, que solo encuentra un sismo máximo para un escenario determinado, el método probabilístico provee una curva de peligro sísmico que indica la frecuencia anual (periodo de retorno) de exceder cierto valor de aceleración máxima. Además este método, las incertidumbres relacionadas a la magnitud, ubicación y frecuencia de ocurrencia pueden ser identificadas, combinadas y cuantificadas para así generar una imagen más completa del peligro sísmico en un área en particular.

Los resultados del análisis probabilístico son útiles para seleccionar los parámetros sísmicos de diseño con base a la probabilidad de excedencia de un valor espectral adoptado (magnitud, aceleración y desplazamiento). El grado de conservación se define explícitamente al elegir el periodo de retorno.

El enfoque del análisis probabilístico puede servir para identificar los mayores contribuyentes al peligro sísmico de un sitio: magnitudes, distancias y fuentes sísmicas específicas. Mientras que el par, magnitud-distancia pueden ser empleados más precisamente para el análisis determinístico.

4.8. ACELERACIÓN MÁXIMA DE DISEÑO

Un análisis de peligros sísmico detallado debe tener, un marco sismotectónico regional e historia geológica de la zona; razones de la ocurrencia de sismos pasados; estimación de máximas magnitudes y periodos de retorno; caracterización de la atenuación de los movimientos sísmicos; efectos de las condiciones locales a través del análisis de respuesta del suelo y el modelamiento sísmico que incluya las incertidumbres de los modelos sismo tectónicos (VECTOR-PERU, 2 008).

De acuerdo al estudio de peligro sísmico del proyecto se ha determinado:

En base a la estimación probabilística, obtenida para un espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento crítico, 10% de probabilidad de excedencia y 50 años de exposición sísmica se ha determinado un valor de aceleración máxima de diseño de 0.24g en roca y para el caso de los suelos valores que varían desde 0.39g hasta 0.42g.

Mientras que, en base a la estimación determinística estimado como el 150% de la mediana(P.50) de las aceleraciones de respuesta amortiguadas al 5% se ha determinado una aceleración máxima de 0.24g para roca y 0.70g para suelo.

Además se ha estimado espectros de respuesta de diseño para suelos tipo C y D, y se ha obtenido aceleraciones de: 0.30g para suelos tipo C y de 0.39g para suelos tipo D. Donde tipo C es un suelo muy denso o una roca blanda; mientras que, tipo D un perfil de suelo rígido.

Según los valores expuestos, se ha determinado una aceleración horizontal máxima de diseño de 0.24g para roca; mientras que, para suelos un valor de aceleración horizontal máxima de diseño de 0.39g para suelo firme y denso, estimados para un periodo de retorno de 475 años de periodo de retorno. Del mismo modo, se calculó las aceleraciones máximas para otras probabilidades de excedencia. Por ejemplo, en el caso de roca se determinó las aceleraciones de 0.1g y 0.13g para los periodos de retorno de 50 y 100 años respectivamente. Mientras que para los suelos, las aceleraciones para los mismos periodos de retorno son 0.16g y 0.22g, tal como se aprecia en las Tabla 6 y Tabla 7.

Tabla 6 Aceleración espectral para roca (VECTOR-PERU, 2 008)

MODELO DE ATENUACIÓN	LONGITUD (W)	LATITUD (S)	ACELERACIÓN MÁXIMA (g) DE DISEÑO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE								
			30	50	100	200	400	475	950	1000	2500
Youngs et al. 1997(P50) Antapaccay	-71.379	-14.946	0.07	0.10	0.13	0.17	0.22	0.24	0.30	0.30	0.39

Tabla 7 Aceleración espectral para suelo (VECTOR-PERU, 2 008)

MODELO DE ATENUACIÓN	LONGITUD (W)	LATITUD (S)	ACELERACIÓN MÁXIMA (g) DE DISEÑO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE								
			30	50	100	200	400	475	950	1000	2500
Youngs et al. 1997(P50) Antapaccay	-71.379	-14.946	0.12	0.16	0.22	0.29	0.37	0.39	0.50	0.50	0.65

La norma sismorresistente E030 establece que en el caso de considerar la influencia de la componente vertical en el movimiento sísmico esta deberá ser estimada como los 2/3 del valor de aceleración horizontal máxima.

Por otro lado, el Cuerpo de Ingenieros Militares Americanos realizó estudios sobre la falla de la presa de San Fernando después del terremoto de San Fernando del 9 de febrero de 1971. El principal enfoque de estos estudios era el factor de seguridad sísmico de presas con énfasis en rellenos y cimentaciones de presa en arenas saturadas. Mientras que, el propósito de la publicación que se hizo fue discutir el diseño sísmico y el análisis de presas existentes, además de evaluar las posibles acciones que podrían tomar para mitigar el riesgo sísmico. La publicación estaba limitada a los problemas dinámicos asociadas a presas de tierra. Es así que los autores de dicha publicación sugieren que para los métodos pseudoestáticos de diseños de muros y taludes se utilice coeficientes sísmicos horizontales que varían entre 1/3 y 2/3 de la aceleración máxima de diseño (Marcuson & Frankley, 1983).

5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

5.1. INTRODUCCIÓN

Se muestra el análisis de estabilidad de los taludes de suelos de más de 100 m de potencia, ubicado en el tajo Sur de la mina. Se presenta los factores de seguridad para el talud actual en condiciones saturadas; además de, los conseguidos con los nuevos parámetros de diseño. Para estos últimos parámetros, se evaluarán distintos escenarios y criterios. Por otro lado, se emplea el análisis por equilibrio límite considerando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Los parámetros geotécnicos utilizados son los presentados en el Capítulo 3.

5.2. CONDICIONES ACTUALES

Los parámetros de diseño actuales, obtenidos durante el planeamiento de mina inicial y asumiendo que todo el suelo se comportaba como un solo estrato son los siguientes.

Tabla 8 Parámetros geotécnicos iniciales

c(kg/cm ²)	0.153
Phi(°)	28
Y(gr/cm ³)	2.00

Tabla 9 Parámetros de diseño de taludes

Ancho de banco (m)	4.2
Ángulo de interrampa (°)	32
Ángulo de talud (°)	37

5.3. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Los parámetros geotécnicos fueron obtenidos a través de los resultados de ensayos de corte directo y peso específico proporcionados por la Superintendencia de Geotecnia de la mina

Tabla 10 Parámetros geotécnicos obtenidos por corte directo

MUEST.	CLASIFICACIÓN	C. Naturales		
		γ (gr/cc)	c (kg/cm ²)	φ (kg/cm ²)
1	CH	1.783	0.40	30.8
2	CH	1.634	0.34	31.2
3	SW	2.008	0.34	39.1
4	SP	2.060	0.24	35.5
5	SC	1.618	0.33	33.4

De acuerdo a la sedimentología de los suelos estudiada en el capítulo 3, a las facies de los materiales y a la clasificación de cada uno de ellos se pudo establecer la siguiente correlación.

Tabla 11 Sedimentología y clasificación de suelos

	Sedimentología	Símbolo	Y(gr/cc)
	Aluvial A4	CH	1.783
	Aluvial A3	CH	1.634
	Toba T1	SW	2.008
	Lahares	SP	2.060
	Aluvial A1	SC	1.618

La Tabla 10 y Tabla 11 no muestran las propiedades de la muestra número 6, debido a que esta se encuentra fuera de la zona de estudio. La muestra 6 fue extraída de la parte norte del tajo.

En los análisis de estabilidad se emplearan los resultados obtenidos en los ensayos de corte directo a pesar de sus desventajas frente a los ensayos triaxiales, como por ejemplo:

- Las muestras de corte directo son pequeñas y poco representativas.
- El equipo no permite el control sobre condiciones de drenaje durante la ejecución del ensayo.
- El área de la muestra no es constante durante la aplicación de la fuerza lateral. Por este motivo, los valores de esfuerzos obtenidos no serían los verdaderos. Esto conduce a correcciones que normalmente no suelen realizarse.
- El mecanismo de falla es progresivo, por lo que las zonas extremas de la muestra trabaja a un esfuerzo distinto al centro de espécimen.

Distintos autores critican el corte directo y lo califican como poco confiable debido a sus limitaciones propias de ejecución y de resultados. Sin embargo, su practicidad, rapidez para obtención de resultados y costo de ensayo hacen que distintas empresas, al menos en el Perú, lo vean como opción para la determinación de parámetros de resistencia de los suelos.

5.4. ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Para realizar el análisis de estabilidad de los taludes de suelos en el tajo Sur, previamente se determinó las propiedades geotécnicas de cada estrato, la obtención de las secciones de análisis, la presencia de aguas subterráneas y los efectos de esfuerzos in situ.

Para la ejecución del análisis de estabilidad se usó la teoría del equilibrio límite. Para la obtención de las secciones se utiliza software tales como Minesight y AutoCAD. Asimismo, el análisis se llevó a cabo con el programa computacional SLIDE v.6.0 de la empresa Rocscience, por el método de Bishop Simplificado, GLS-Morgenstern-Price y Spencer.

La relación entre la resistencia del material y los esfuerzos que generan la falla se denomina factor de seguridad (FS). Por otro lado, en el análisis pseudoestático se ha considerado 1/3 de la aceleración sísmica horizontal de 0.39g.

En la estabilidad de taludes el factor de seguridad se puede entender de la siguiente manera:

Cuando este índice es menor a uno ($FS < 1$) el talud es inestable con una probabilidad de falla, cuando es igual a uno ($FS = 1$) el talud está en equilibrio, pudiendo estar en inminente ruptura u ocurrencia de falla, y cuando este valor es mayor a uno ($FS > 1$) el talud es estable.

Los criterios de aceptabilidad para este trabajo de tesis serán obtener factores de seguridad de al menos 1.3 en condiciones estáticas y de 1.0 en condiciones pseudoestáticas.

5.5. SECCIONES EVALUADAS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

En el análisis de estabilidad se enfoca en la simulación de comportamiento de los taludes. Para ello se emplea el equilibrio límite desde un punto de vista bidimensional. Fueron 2 las secciones que se utilizaron para el análisis de estabilidad y estas eran las más representativas de la fase 3 del plan de minado del tajo Sur. Las secciones eran perpendiculares a las caras de los taludes para obtener ángulos de diseño más reales. Los análisis que se ejecutaron fueron realizados para los taludes de suelos de la zona este del tajo. Para ello, la sección 1 es la más representativa del lado noreste; mientras que, la sección 2 representa la dirección sureste.

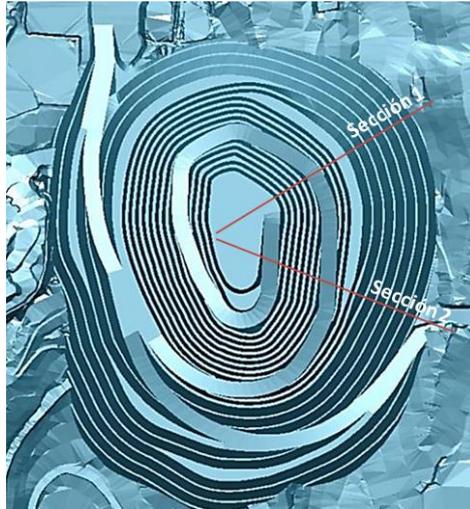


Figura 40 Ubicación de secciones representativas para análisis en la Fase 3 de minado

Las secciones son obtenidas a través del software Minesight

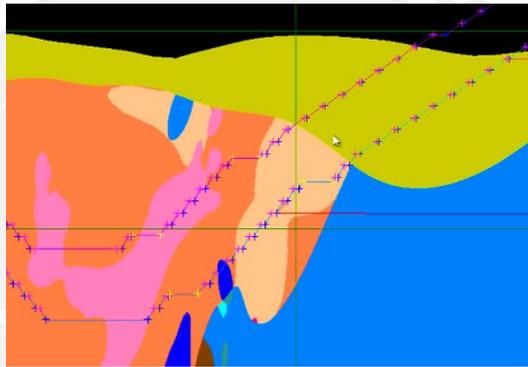


Figura 41 Sección 1, fase 2 y 3 de minado

A continuación, está fue exportada al software AutoCAD para generar el formato de sección con que finalmente se ingresará al software Slide v6.0.

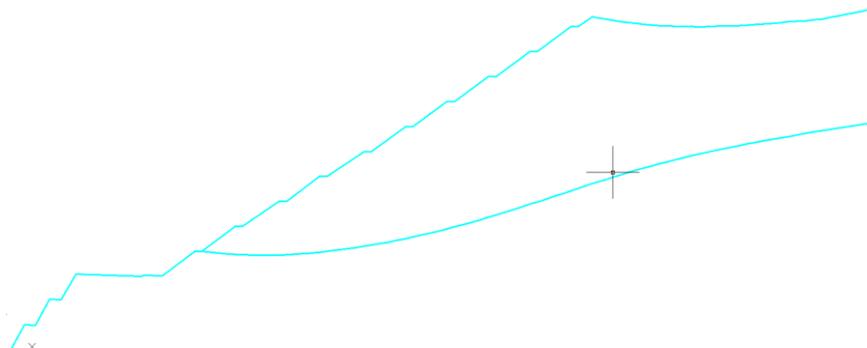


Figura 42 Sección 1 en AutoCAD

5.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ASUMIENDO TODO EL SUELO COMO UN SOLO ESTRATO

Se importó la sección al programa Slide v6.0 y se definieron los materiales presentes. La parte inferior se definió como una roca; mientras que, la parte superior como un suelo con peso específico de 20 KN/m^3 , cohesión 15 KPa y ángulo de fricción de 28° . Este estrato único de suelo representa una altura de 127 metros aproximadamente.

Se ejecutaron los análisis en condiciones estáticas y saturadas para 3 variaciones de la misma sección inicial:

- La primera es la sección actual, 37° de ángulo de talud, 15 metros de altura de banco y 4.2m de ancho de banco.
- La segunda es la misma sección que la primera pero con una plataforma intermedia de 20m de longitud.
- La tercera sección es similar a la segunda pero con alturas de banco de 10m .

Las rampas que se construirán en cualquiera de las secciones serán utilizadas como vías de un solo sentido. Por lo tanto, de acuerdo al DS-N° 055-2010-EM, expuesto en el capítulo 2, el ancho mínimo de la rampa deberá ser 2 veces el ancho del vehículo más grande. Para el caso de la mina Antapaccay el camión de mayor dimensión tiene un ancho de 8.5m .

Los factores de seguridad fueron calculados a nivel de banco y global. Por otro lado, en todos los análisis el ángulo de banco se mantenía constante, igual a 37° . Sin embargo, al variar las secciones agregando plataformas a determinada altura se variaba el valor del ángulo global.

- **Sector Noreste**

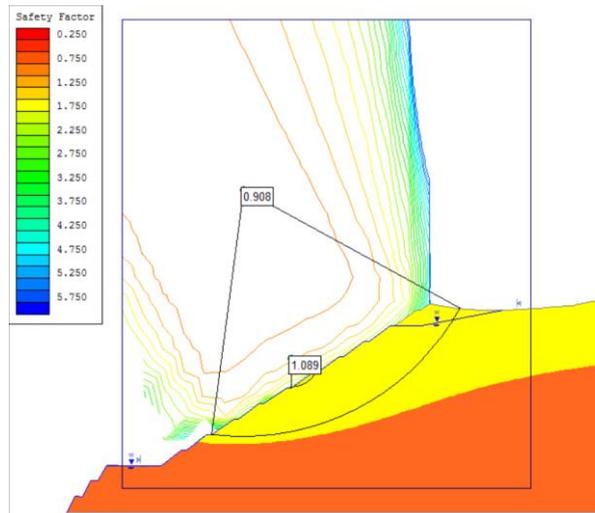


Figura 43 FS para sección 1.0.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado

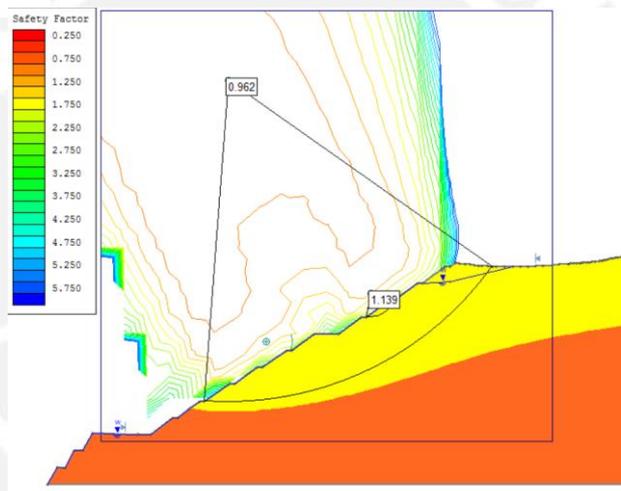


Figura 44 FS para sección 1.0.2 a nivel de banco y global por el método de Spencer

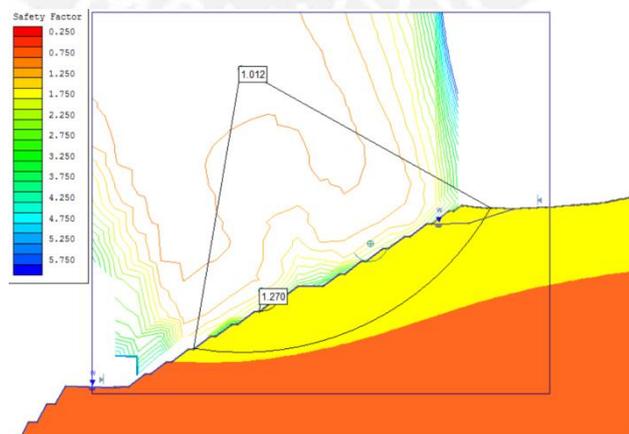


Figura 45 FS para sección 1.0.3 a nivel de banco y global por el método de Morgenstern-Price

Tabla 12 Resumen de FS para los distintos métodos

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 1.0.1	15	4.2	37	31	1.089	0.908	1.089	0.913	1.089	0.911
Sección 1.0.2	15	4.2	37	29	1.139	0.954	1.139	0.962	1.139	0.964
Sección 1.0.3	10	4.2	37	28	1.272	1.006	1.270	1.012	1.270	1.012

5.7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONSIDERANDO TODOS LOS ESTRATOS PRESENTES

A continuación, se importó la misma sección al Slide V 6.0 y se empezaron a definir los materiales presentes, la roca en la parte inferior y 5 estratos de suelos más, cuyas características están presentadas en el Capítulo 3.

Las alturas de los estratos definidas en las secciones de los taludes no son totalmente exactas. Sin embargo, en cada sección se intentó representar de mejor manera el perfil estratigráfico mostrado en el Capítulo 3.

Se realizaron los análisis para las mismas secciones que en el análisis inicial en condiciones estáticas saturadas y pseudoestáticas saturadas, asumiendo como coeficiente lateral 1/3 de la aceleración máxima para un periodo de retorno de 500 años, 0.39g.

Para simular el caso de los suelos parcialmente saturados se ejecutaron los análisis de estabilidad introduciendo valores de razón de poropresión, R_u , variables. En los análisis efectuados se consideró R_u variables de 0.1, 0.15 y 0.2 para representar una condición optimista, intermedia y conservadora respectivamente. En el caso de Antapaccay cuando se presenten lluvias intensas se corre el riesgo de que la curva piezométrica se eleve y conociendo que la zona de contacto roca suelo es relativamente permeable, se puede aproximar al caso 3 de la Figura 38.

El valor de $R_u = 0.1$ o 0.15 simularía aproximadamente el caso 2 o 3 de la Figura 38, respectivamente. Sin embargo, también se ejecutó el análisis más conservador con un $R_u = 0.2$. Lo que se busca incrementando el R_u es garantizar la presencia de agua en el pie de talud.

5.7.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

En los siguientes gráficos y tablas se presentan los distintos factores de seguridad obtenidos para los 3 métodos de análisis y para cada valor de R_u considerado.

Sector Noreste

Ru=0.1

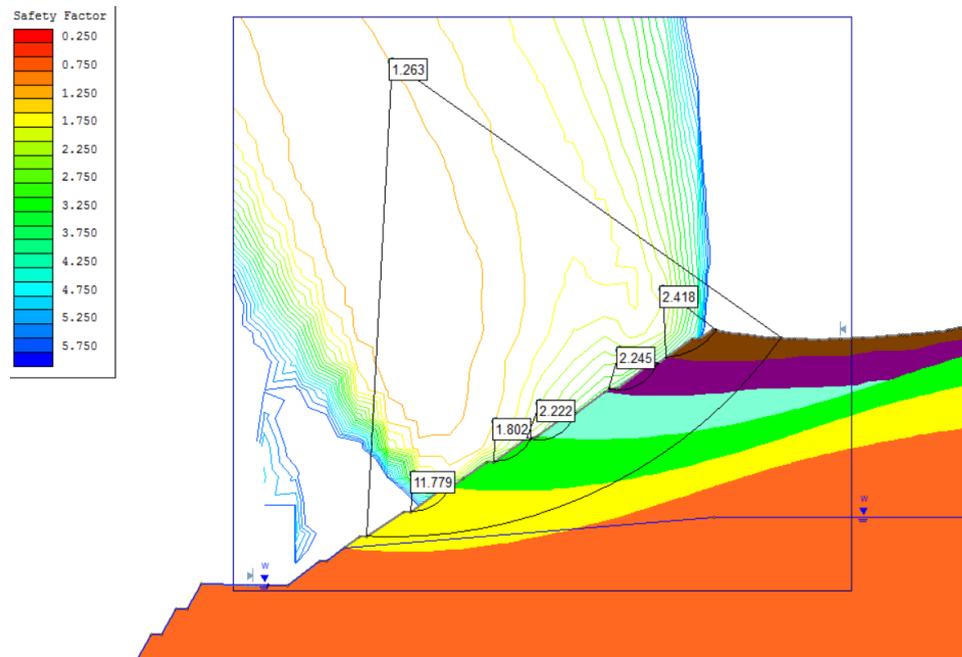


Figura 46 FS para sección 1.1.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado para Ru=0.1.

A continuación se presentan los factores de seguridad obtenidos para un Ru=0.1.

Tabla 13 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para Ru=0.1

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 1.1.1	15	4.2	37	31	1.802	1.263	1.797	1.260	1.796	1.259
Sección 1.1.2	15	4.2	37	29	1.850	1.542	1.848	1.539	1.841	1.538
Sección 1.1.3	10	4.2	37	28	2.126	1.701	2.123	1.697	2.122	1.696

Ru=0.15

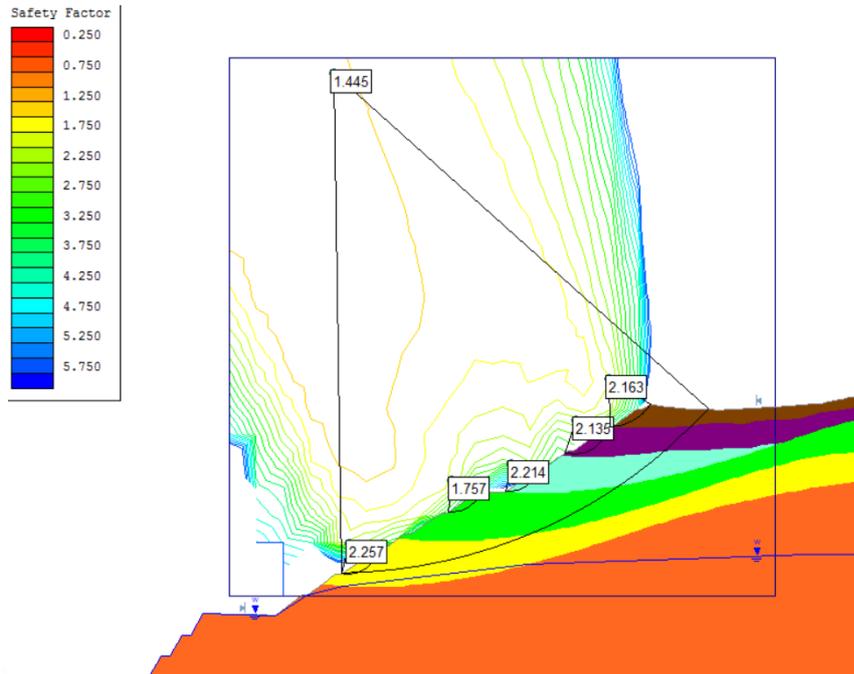


Figura 47 FS para sección 1.1.2 a nivel de banco y global por el método de Spencer para Ru=0.15

Tabla 14 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para Ru=0.15

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 1.1.1	15	4.2	37	31	1.715	1.116	1.712	1.193	1.711	1.132
Sección 1.1.2	15	4.2	37	29	1.758	1.446	1.757	1.445	1.749	1.443
Sección 1.1.3	10	4.2	37	28	2.032	1.630	2.030	1.710	2.029	1.666

Ru=0.2

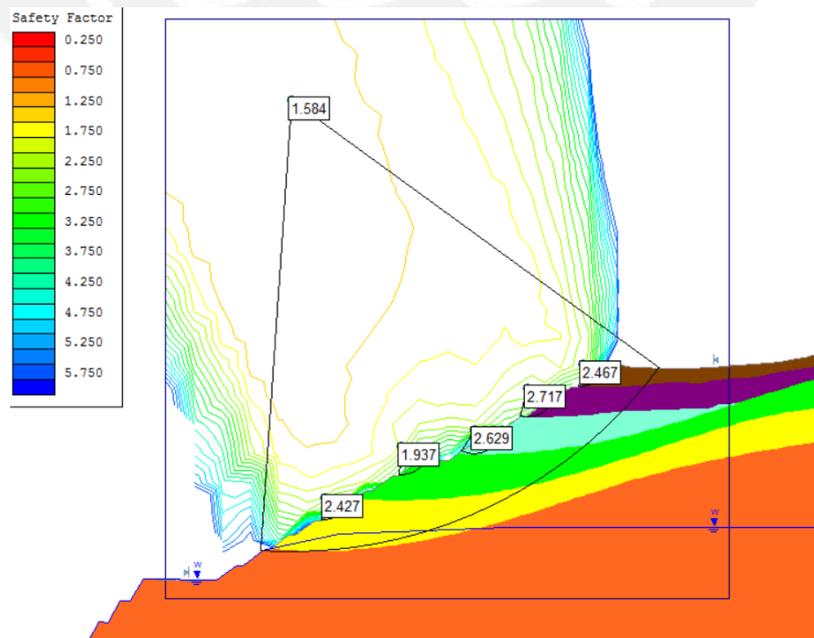


Figura 48 FS para sección 1.1.3 a nivel de banco y global por el método de Morgenster-Price para Ru=0.20

Tabla 15 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para Ru=0.20

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 1.1.1	15	4.2	37	31	1.629	1.037	1.626	1.124	1.625	1.057
Sección 1.1.2	15	4.2	37	29	1.666	1.351	1.666	1.350	1.659	1.348
Sección 1.1.3	10	4.2	37	28	1.940	1.544	1.938	1.630	1.937	1.584

Sector Sureste

Ru=0.1

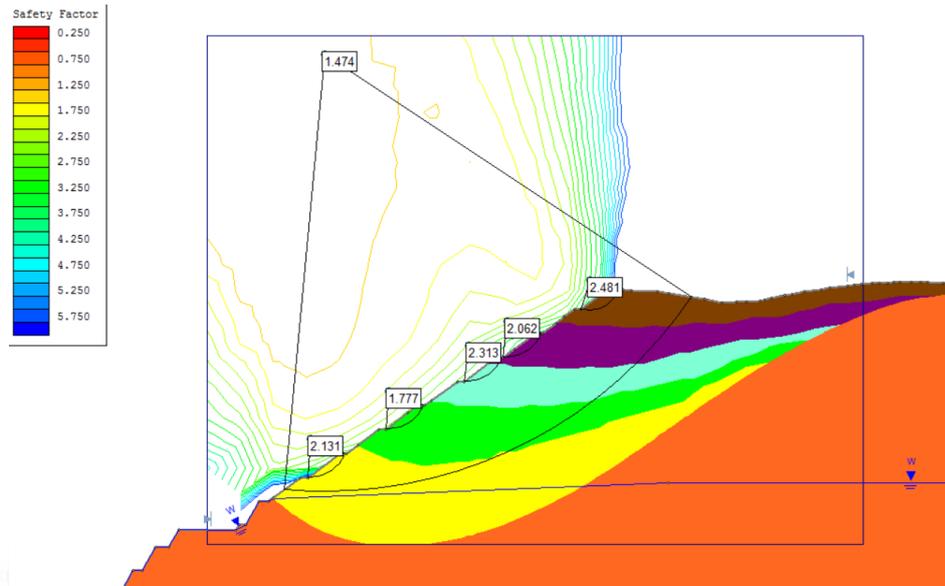


Figura 49 S para sección 2.1.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado para Ru=0.1.

Tabla 16 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para Ru=0.10

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 2.1.1	15	4.2	37	31	1.777	1.474	1.773	1.469	1.773	1.467
Sección 2.1.2	15	4.2	37	29	1.991	1.640	1.988	1.632	1.989	1.635
Sección 2.1.3	10	4.2	37	28	2.248	1.635	2.245	1.782	2.245	1.788

Ru=0.15

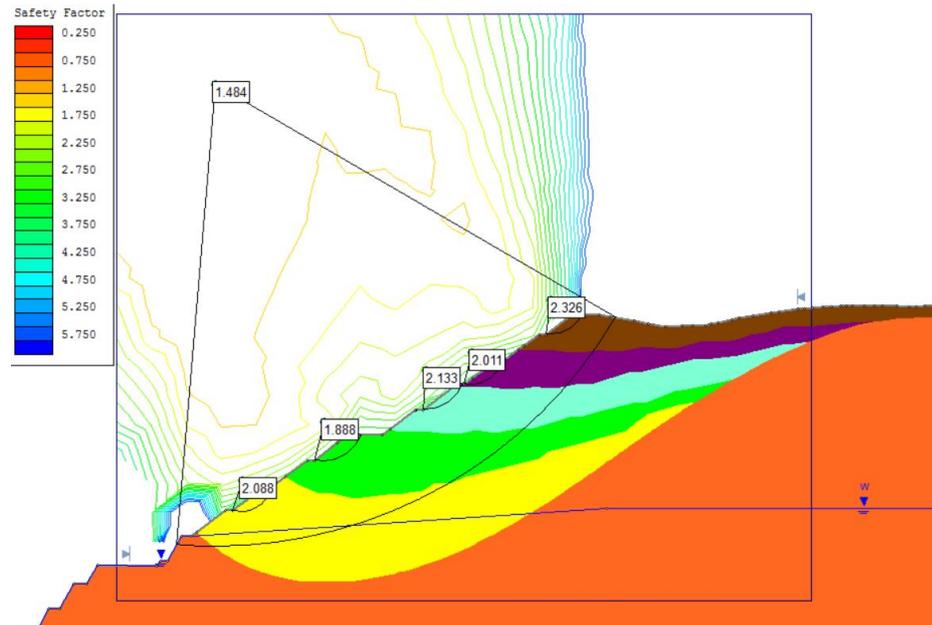


Figura 50 FS para sección 2.1.2 a nivel de banco y global por el método de Spencer para Ru=0.15

Tabla 17 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para Ru=0.15

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 2.1.1	15	4.2	37	31	1.688	1.339	1.685	1.407	1.684	1.358
Sección 2.1.2	15	4.2	37	29	1.888	1.433	1.888	1.484	1.887	1.442
Sección 2.1.3	10	4.2	37	28	2.144	1.509	2.142	1.559	2.142	1.520

Ru=0.2

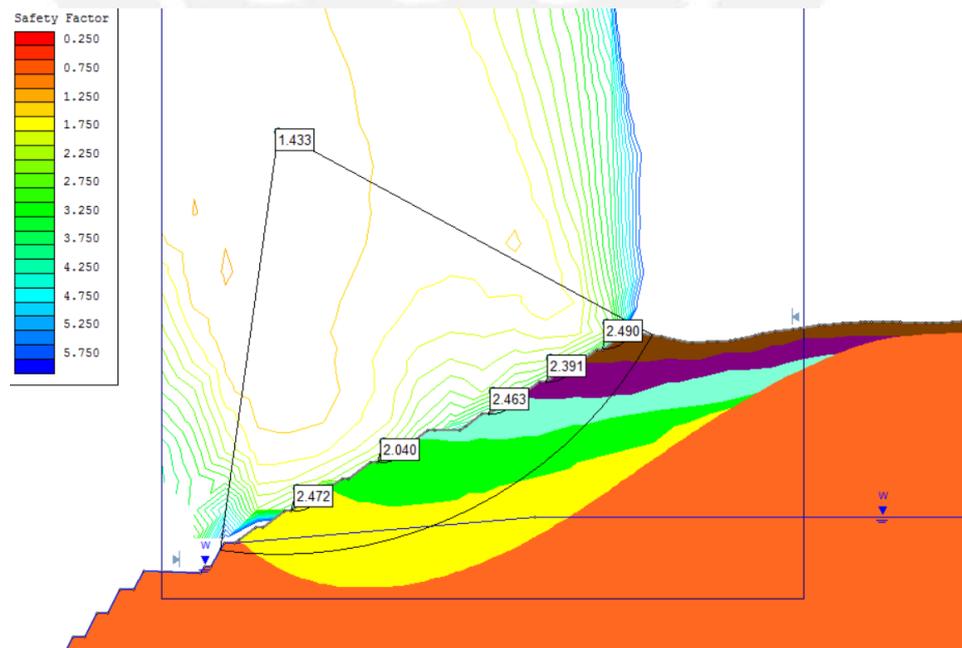


Figura 51 FS para sección 2.1.3 a nivel de banco y global por el método de Morgenster-Price para Ru=0.2

Tabla 18 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para Ru=0.20

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 2.1.1	15	4.2	37	31	1.598	1.147	1.597	1.213	1.596	1.155
Sección 2.1.2	15	4.2	37	29	1.786	1.345	1.788	1.403	1.787	1.356
Sección 2.1.3	10	4.2	37	28	2.041	1.419	2.040	1.480	2.040	1.433

5.7.2 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

Se ejecuta el análisis pseudoestático debido a que la mina se encuentra en la zona sísmica 3, según la norma sísmica E030 del RNE. Además, las constantes voladuras, en taludes inferiores, para la extracción de mineral han generado vibraciones pequeñas en la zona. Se realizó el análisis de acuerdo a las sugerencias de Marcuson y Franklin (1 983), el cual consiste en agregar al análisis estático una fuerza lateral igual al peso del círculo de falla multiplicado por 0.13g.

Sector Noreste

Ru=0.1

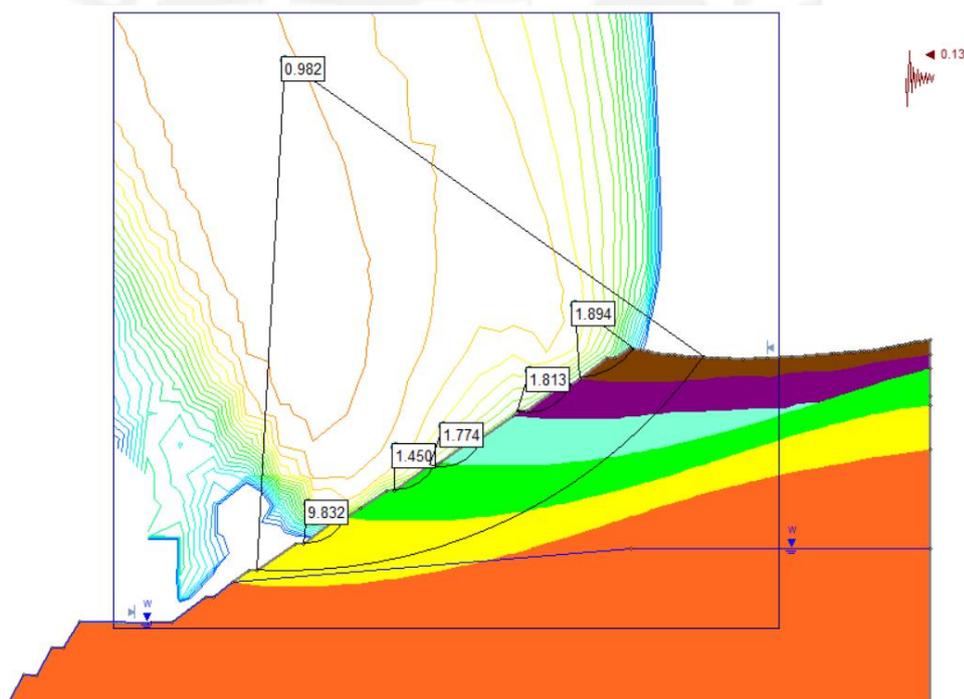


Figura 52 FS para sección 1.2.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado para Ru=0.1 en condiciones pseudoestáticas.

Tabla 19 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para Ru=0.1 en condiciones pseudoestáticas

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 1.2.1	15	4.2	37	31	1.450	0.982	1.448	0.985	1.448	0.983
Sección 1.2.2	15	4.2	37	29	1.481	1.148	1.485	1.145	1.480	1.146
Sección 1.2.3	10	4.2	37	28	1.677	1.256	1.679	1.254	1.679	1.256

Ru=0.15

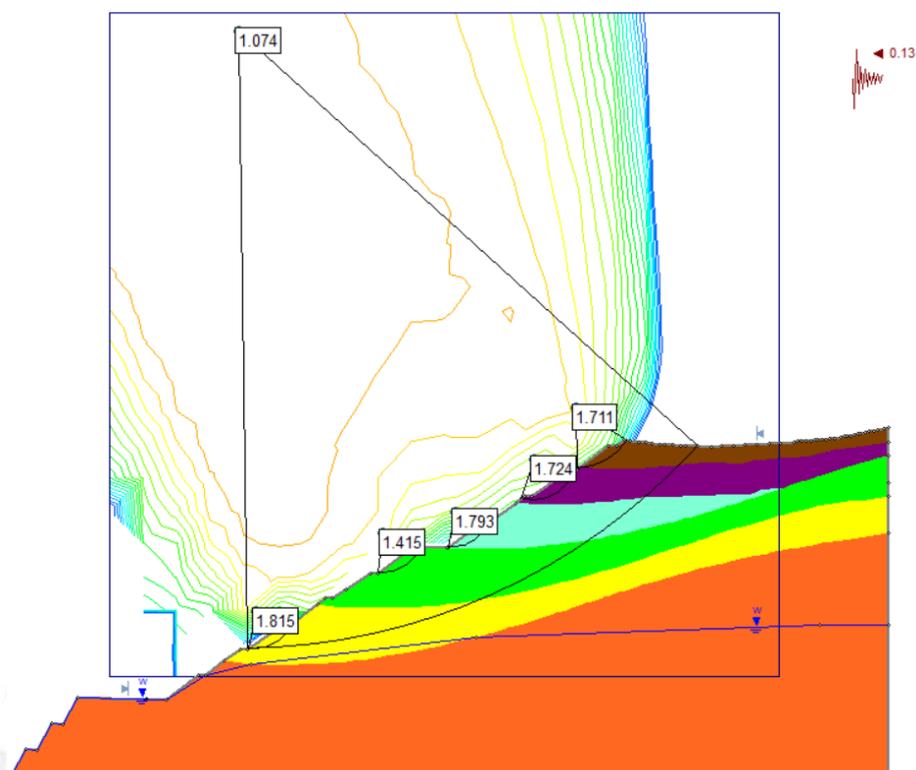


Figura 53 FS para sección 1.2.1 a nivel de banco y global por el método de Spencer para Ru=0.15 en condiciones pseudoestáticas.

Tabla 20 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para Ru=0.15 en condiciones pseudoestáticas

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 1.2.1	15	4.2	37	31	1.377	0.875	1.379	0.930	1.377	0.916
Sección 1.2.2	15	4.2	37	29	1.404	1.073	1.415	1.074	1.406	1.073
Sección 1.2.3	10	4.2	37	28	1.601	1.239	1.604	1.352	1.602	1.290

MCMXVII

$R_u=0.2$

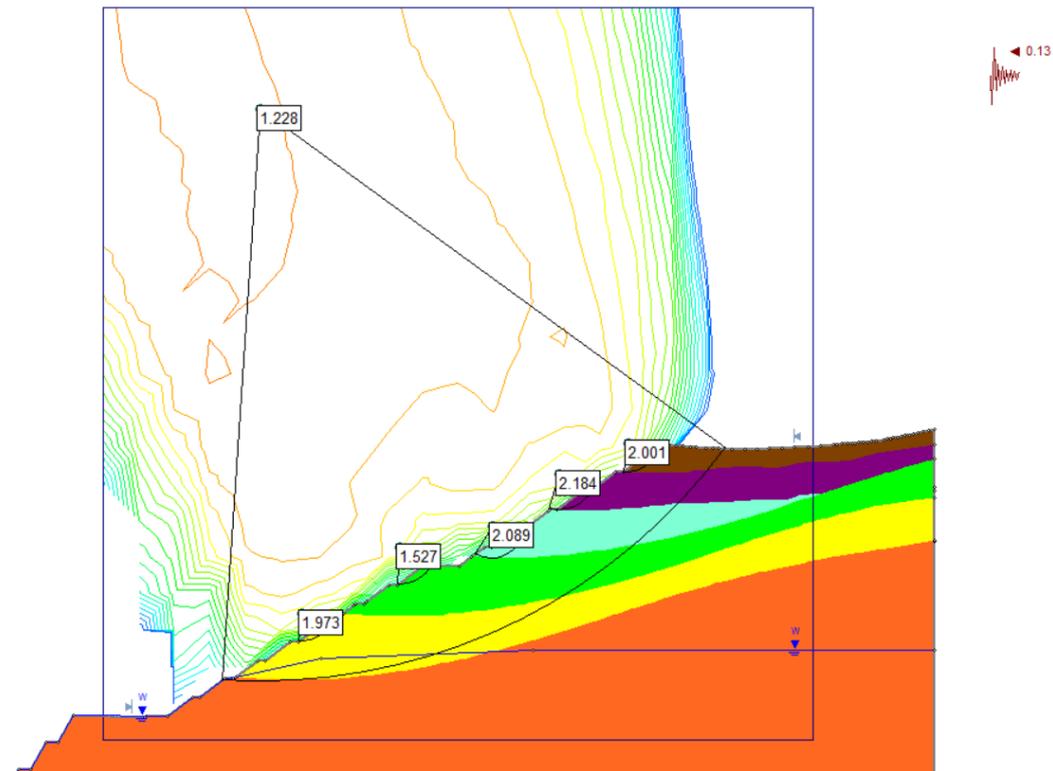


Figura 54 FS para sección 1.2.1 a nivel de banco y global por el método de Morgenstern Price para $R_u=0.20$ en condiciones pseudoestáticas.

Tabla 21 Factores de seguridad para secciones de sector de noreste para $R_u=0.20$ en condiciones pseudoestáticas

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 1.2.1	15	4.2	37	31	1.305	0.810	1.310	0.847	1.308	0.845
Sección 1.2.2	15	4.2	37	29	1.327	0.998	1.342	1.002	1.333	1.000
Sección 1.2.3	10	4.2	37	28	1.525	1.171	1.530	1.286	1.527	1.228

Sector Sureste
Ru=0.1

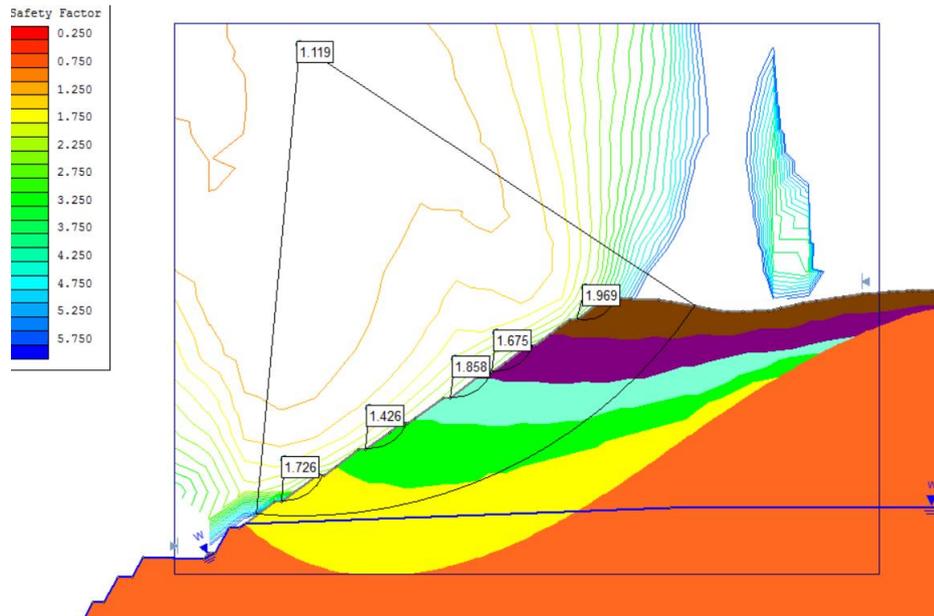


Figura 55 FS para sección 2.2.1 a nivel de banco y global por el método de Bishop Simplificado para Ru=0.1 en condiciones pseudoestáticas.

Tabla 22 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para Ru=0.10 en condiciones pseudoestáticas

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 2.2.1	15	4.2	37	31	1.426	1.119	1.431	1.122	1.428	1.119
Sección 2.2.2	15	4.2	37	29	1.574	1.227	1.588	1.230	1.583	1.230
Sección 2.2.3	10	4.2	37	28	1.807	1.335	1.812	1.344	1.812	1.343

Ru=0.15

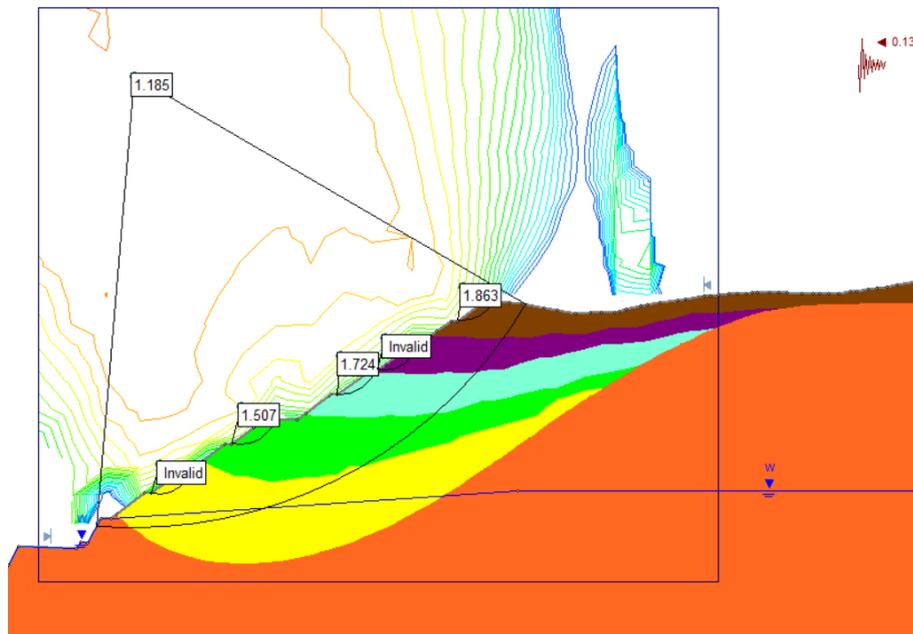


Figura 56 FS para sección 2.2.2 a nivel de banco y global por el método de Spencer para Ru=0.15 en condiciones pseudoestáticas.

Tabla 23 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para $R_u=0.15$ en condiciones pseudoestáticas

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 2.2.1	15	4.2	37	31	1.352	1.043	1.359	1.148	1.357	1.083
Sección 2.2.2	15	4.2	37	29	1.491	1.097	1.507	1.185	1.501	1.122
Sección 2.2.3	10	4.2	37	28	1.722	1.152	1.731	1.239	1.728	1.175

$R_u=0.20$

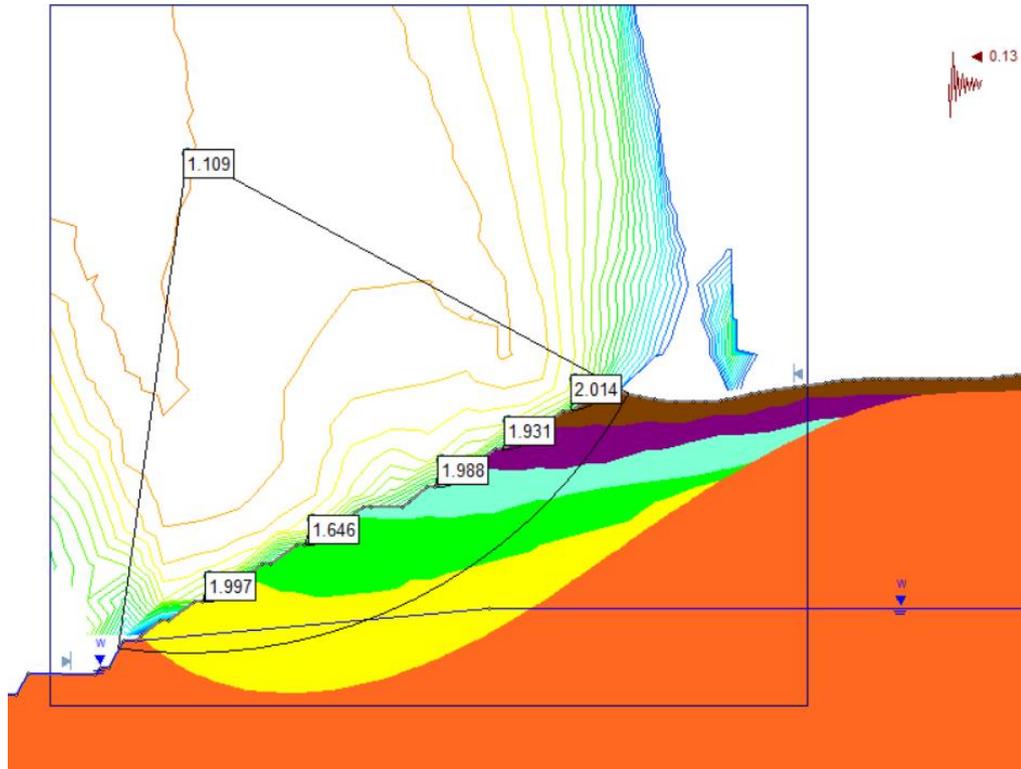


Figura 57 FS para sección 2.2.3 a nivel de banco y global por el método de Morgenster-Price para $R_u=0.20$ en condiciones pseudoestáticas

Tabla 24 Factores de seguridad para secciones de sector de sureste para $R_u=0.20$ en condiciones pseudoestáticas

	Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo Global (°)	Bishop Simp		Spencer		Morgenstern-Price	
					FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global	FS Banco	FS Global
Sección 2.2.1	15	4.2	37	31	1.278	0.882	1.282	0.983	1.285	0.898
Sección 2.2.2	15	4.2	37	29	1.409	1.025	1.420	1.117	1.422	1.056
Sección 2.2.3	10	4.2	37	28	1.636	1.081	1.649	1.175	1.646	1.109

5.8. NUEVOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE TALUDES

De acuerdo a los análisis ejecutados tanto para condiciones estáticas y pseudoestáticas se obtuvieron que para un caso conservador de $R_u=0.20$ los parámetros óptimos de diseño de taludes son los presentados en la 3ra sección y sus características se muestran en la Tabla 25.

Tabla 25 Parámetros óptimos de diseño de taludes

Altura de Banco (m)	Ancho de Banco (m)	Altura Interrampa(m)	Ancho de rampa (m)	Ángulo de Talud (°)	Ángulo de Interrampa (°)	Ángulo Global (°)
10	4.2	70	20	37	30	28

Se intentó mantener el ángulo de inclinación de los taludes de la configuración topográfica inicial, igual a 37° . Mientras que, las alturas de bancos fueron reducidas de 15 a 10 m. Los anchos de bancos se mantuvieron igual a 4.2 m; debido a que, cumplían con la recomendación de dimensión mínima igual a 4 m para alturas de bancos de 10 m. Por otro lado, la rampa fue ubicada aproximadamente a la mitad del talud, a 70 m de altura del contacto suelo-roca. El ancho de rampa propuesto fue de 20 m, mayor al ancho mínimo exigido por el DS-N°055-2010-EM igual a 17 m. La rampa sería empleada como una vía de un solo sentido con el objetivo de evitar incrementar su ancho y disminuir el ángulo global. Todos los demás valores fueron obtenidos de la nueva geometría de talud.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo de tesis tuvo como principal objetivo la determinación de los parámetros de diseño de taludes de más de cien metros de altura ubicados en la Mina Antapaccay, en la región Cusco. Los taludes eran conformados únicamente por suelos y para cumplir con el objetivo de este trabajo, inicialmente, se tuvo que estudiar la estratigrafía de la zona en donde se ubica el proyecto. A continuación, se obtuvieron los parámetros geotécnicos de los materiales presentes en la zona a partir de los ensayos proporcionados por la Gerencia de Geotecnia de la mina. Entre los materiales presentes se encontraron arcillas, arenas, arenas limosas y arenas arcillosas. Además, en los estratos también se encontraban inmensos bolones envueltos por los materiales antes mencionados. Seguidamente, se determinó las 2 secciones de taludes para la tercera fase de minado, fase en la que la potencia de los taludes es máxima.

Los análisis de estabilidad fueron ejecutados en condiciones estáticas y pseudoestáticas, en ambos casos se introdujo el parámetro R_u en los estratos para representar la condición parcialmente saturada de los suelos. Los estudios fueron realizados por equilibrio límite y para esta labor se utilizó el software Slide v6.0. Los métodos empleados para el cálculo de factores de seguridad fueron el de Bishop Simplificado, Spencer y Morgenster-Price

6.1. CONCLUSIONES

De todos los análisis realizados, se eligió aquella sección que superaba ligeramente los criterios de aceptabilidad, $FS > 1.3$ en condiciones estáticas y $FS > 1.0$ en condiciones pseudoestáticas. Las características de dicha sección era: 37° de ángulo de banco, 28° de ángulo global, 10 m. de altura de banco y 4.2 m de ancho de banco, además se incluyó una plataforma de 20 m de ancho a mitad del talud. Los factores de seguridad mínimo a nivel de banco resultan 1.937 y 1.419 a nivel global en condiciones estáticas; mientras que, en condiciones pseudoestáticas 1.525 a nivel de banco y 1.084 global. Todos elegidos de los tres métodos de cálculo de factores de seguridad.

Por otro lado, se puede afirmar que el análisis en el que se consideran todos estratos presentes en el talud era realmente necesario. Por este motivo, no bastaba con asumir que todo el suelo era un estrato único, tal como se hizo durante la elaboración de fases de minado. El análisis de la sección con estas condiciones no cumple ni con los criterios de aceptabilidad para las condiciones estáticas. El FS en el mejor de los casos, realizando los retaludamientos, resulta 1.002.

En cuanto los métodos para determinar los factores de seguridad se puede concluir que, si bien es cierto se obtiene FS distintos, los valores son muy cercanos. Para una misma sección, la gran mayoría de FS no existen variaciones mayores al 5 % entre los valores más altos y más bajos obtenidos. Excepcionalmente, se presentan algunas variaciones de 7%. Por tal motivo, puede afirmar que el grado de precisión entre los tres métodos es similar.

La mayoría de las experiencias de falla por sismos presentadas en el Capítulo 3, fueron definidas por Alva Hurtado como probables a diferencia del caso de deslizamientos de nevados, pues de estos si se tiene un registro histórico de víctimas, daños, etc. Sin embargo, el análisis sísmico, al menos en el Perú, debe de ser esencial debido a que nos encontramos en una zona altamente sísmica, en la que la subducción de la placa de Nazca sobre la Sudamericana ha generado un sinnúmero de movimientos telúricos de gran magnitud.

En el análisis de factores de seguridad para las condiciones pseudoestáticas se evidenció que el cambio de este valor, para distintas secciones, no sigue la misma proporción de cambio que para las condiciones estáticas, siendo esta última mayor. Por lo tanto, se puede concluir que en el caso pseudoestático la geometría del talud no influye considerablemente a la estabilidad del mismo. Es decir, que la estabilidad será proporcionada por las características geotécnicas de los materiales presentes. Asimismo, en este trabajo podría existir riesgo de licuefacción, ya que se tiene estratos de arena y además hay presencia de agua.

Todas las secciones que se analizaron presentan un ángulo de inclinación de 37 grados a nivel de banco pero también se evaluó la posibilidad de ejecutar los análisis con unos ángulos menores. Sin embargo, inclinar más la superficie de los taludes dejaría de ser rentables; debido a que, para conseguir ello es necesario

realizar mayores cortes de terreno y por lo tanto mayor traslado de material de desmonte.

6.2. RECOMENDACIONES

Una de las recomendaciones para reducir el agua presente en los poros de los estratos podría ser implementar drenes sub horizontales en los estratos más inferiores. Adicionalmente, debería colocarse canaletas a pie de los taludes para trasladar el agua drenada y evitar que esta percole en los demás estratos. De este modo, se reduciría los riesgos de inestabilidad de los taludes.

Por otro lado, se recomendaría realizar un mejor análisis de los acuíferos, además determinar de manera exacta la cota de la línea piezométrica. Se realizaron los análisis de estabilidad considerando valores de R_u variables para simular distintas posiciones de la línea piezométrica. De esta manera, se intenta representar los incrementos de niveles de agua en los taludes producto de una intensa lluvia que podría presentarse en la zona de estudio.

Asimismo, los parámetros de diseño de estos taludes podrían haberse definido desde la elaboración del proyecto. Sin embargo, el poco interés que le colocaron a estos taludes debido a que los suelos no contenían mineral provocó que ciertos sectores fallaran en algunas ocasiones debido a pequeñas vibraciones generadas por la voladura y por saturación de zonas específicas. Se recomendaría que para la elaboración de futuros proyectos mineros se realicen los análisis de estabilidad de taludes de suelos con un mayor interés e importancia. Para de este modo, poder evitar gastos innecesarios.

Los parámetros geotécnicos empleados en este análisis fueron determinados a partir de ensayos de corte directo, los cuales son antiguos y tienen una precisión menor a los ensayos modernos. Actualmente, los métodos más precisos para determinar la cohesión y el ángulo de fricción de los suelos son los ensayos triaxiales. Por lo tanto, si se desearía realizar un análisis más discreto se recomendaría determinar los parámetros geotécnicos a partir de estos ensayos, los cuales son más caros y demoran más en el tiempo de ejecución.

En los análisis, se consideró únicamente las propiedades geotécnicas de las matrices que envuelven las gravas y bolones, además se asumió que estas eran las mismas en la totalidad de los estratos. No se analizó la influencia de los materiales de mayor granulometría en la estabilidad de los taludes. Algunas publicaciones en el mundo explican que se han extrapolado ensayos a especímenes que contengan materiales gruesos y piedras. Para futuros proyectos, podría hacerse el intento de replicar estos ensayos para poder conocer de manera más representativa las propiedades geotécnicas de los estratos.



7. REFERENCIAS

- Aguilar, Z. (2005). *Análisis de peligro sísmico y estimado del movimiento sísmico de diseño*. Lima: CISMID.
- Alonso, E. (2005). *Estabilidad de taludes*. Cataluña: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Alva, J. (2002). *Dinámica de Suelos*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería FIC.
- Badillo, J., & Rodríguez, R. (2010). Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En *Fundamentos de la mecánica de suelos* (págs. 373-481). México D.F: Limusa.
- BN Américas. (2013). Recuperado el 15 de Setiembre de 2015, de BN Américas: <http://www.bnamericas.com/project-profile/es/antapaccay-expansion-tintaya-en-operacion-antapaccay>
- Carlotto, V. (2015). *Mapeo Geológico-Geomorfológico y Análisis Sedimentológico en la Mina Antapaccay y Alrededores*. Lima: Compañía Minera Antapaccay.
- Das, B. (2001). Resistencia cortante del suelo. En B. Das, *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (págs. 207-247). México: Thomson Learning.
- Ferrer, M. (2003). Mecánica de Rocas. En L. G. Vallejo, *Ingeniería geológica* (págs. 118-230). Madrid: Pearson.
- Galdámez, B., Vásquez, A., & Fiebig, R. (2010). *Diseño de minas a cielo abierto*. Universidad de Chile.
- Gerscovich, D. (2013). *Estabilidade de Taludes*. São Paulo: Oficina de Textos.
- GonzalesdeVallejo, L. (2003). Mecánica del Suelo. En L. GonzalesdeVallejo, M. Ferrer, L. Ortaño, & C. Oteo, *Ingeniería Geológica* (págs. 74-89). Madrid: Pearson.
- Hoek, E. (2000). Rock mass properties. En E. Hoek, *Rock engineering* (págs. 161-203). Vancouver, Canadá.
- INGEMMET. (1995). *Carta Geológica Nacional*. Recuperado el 15 de Setiembre de 2015, de INGEMMET: http://geocatminapp.ingemmet.gob.pe/complementos/Descargas/Mapas/publicaciones/serie_a/mapas/indice.htm
- Marcuson, W., & Frankley, A. (1983). *Seismic desing, analysis, and remedial measures to improve stability of existing earth dams*. Washintong: U.S Army engineers.
- Mendoza, W. (mayo de 2014). Análisis preliminar de estabilidad de taludes mediante equilibrio límite en etapa de prefactibilidad del proyecto Coroccohuayco. Cusco: UNSAAC.
- Meza, P., & Mendoza, W. (2013). *Modelo Cinemático Preliminar de Antapaccay*. Arequipa, Perú.
- NormasLegales. (22 de Agosto de 2010). DS-N°055-2010-EM. *El Peruano*.
- Oteo, C. (2002). Taludes. En L. GonzálezdeVallejo, M. Ferrer, L. Ortuño, & C. Oteo, *Ingeniería Geológica* (págs. 430-486). Madrid: Pearson.

- Palma, C., Linero, S., & Apablaza, R. (2009). *Caracterización Geotécnica de Materiales de Lastre en Botaderos de Gran Altura*. Chile: SRK Consulting Chile S.A.
- Read, J., & Stacey, P. (2010). *Guidelines for Open Pit Slope Desing* . Australia: CSIRO.
- Sjöberg, J. (1996). *Large Scale Slope Stability in Open Pit Mining*. Sweden: Tekniska Högskolan i Lulea.
- Suarez, J. (2009). Análisis de Estabilidad. En *Deslizamientos, Análisis Geotécnico* (págs. 127-172).
- Suarez, J. (2009). Comportamiento sísmico de taludes. En *Deslizamiento: Análisis Geotécnico* (págs. 268-306).
- Suarez, J. (2013). *erosion.com.co*. Recuperado el 16 de setiembre de 2015, de erosión.com.co: <http://www.erosion.com.co/deslizamientos-y-estabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales.html>
- SuperintdeRecurHidricos. (04 de Abril de 2015). Modelo Hidrológico Antapaccay. Cusco.
- Troncoso, J. (1992). Comportamiento sísmico de taludes. En *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Antisimica* (págs. 75-94). Santiago: Editorial Universitaria.
- VECTOR-PERU. (2008). *Estudio peligros sísmico Proyecto Antapaccay*. Lima: Xstrata Tintaya S.A.
- Wyllie, D., & Mah, C. (2004). *Rock slope engineering*. Londres: Spon Press.
- Xstrata-Cooper. (2009). *Estudio de Factibilidad del Proyecto Antapaccay*. Cusco.