



**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

**“CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA Y DISEÑO DE TALUDES EN LA  
CANTERA "CALIZAS HUAYCO"”**

**PROYECTO DE GRADO**

Previa a la obtención del Título de:

**INGENIERO DE MINAS**

Presentado por:

**LUIS ANDRÉS AÑAZCO TORO**

**GUAYAQUIL-ECUADOR**

**2017**

## DEDICATORIA

A mis Padres Alberto y Blanca por el esfuerzo realizado durante todos estos años.

A mis hermanos Carlos y Belén de los cuales siempre estaré pendiente.

A mi familia, en especial a mis queridos abuelos Juan José y Silvia María a los que llevaré en mi corazón por siempre.

Y a Nancy, por todo lo que significa en mi vida y darme su fuerza en los momentos más duros.

Luis Andrés Añazco Toro

## **AGRADECIMIENTO**

Al Ing. Wilmer Vásquez y Marco Tinoco, por la guía brindada a lo largo de este proyecto.

A la empresa Logimin S.A. por la oportunidad y las facilidades brindadas para el desarrollo de este estudio dentro de Calizas Huayco.

A mis amigos de toda la vida y en honor de la convivencia diaria a lo largo de todos estos años de estudio.

Luis Andrés Añazco Toro

# **TRIBUNAL DE GRADUACIÓN**

---

**Eduardo Luis Recalde Chiluza, PhD.  
DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA**

---

**Juan Carlos Pindo Macas, Ing.  
MIEMBRO EVALUADOR**

---

**Paúl César Carrión Mero, PhD.  
MIEMBRO EVALUADOR**

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma, a la Escuela Superior Politécnica del Litoral”

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la  
ESPOL)

---

Luis Andrés Añezco Toro

## **RESUMEN**

El análisis de la estabilidad de los taludes, en minería y en obras de ingeniería, es de vital importancia para el correcto desarrollo, normal y seguro de las operaciones cotidianas dentro de una operación minera.

Generalmente la estabilidad del macizo rocoso depende principalmente de la orientación de las familias de discontinuidades, las características de resistencia y finalmente la orientación del talud. Dentro de este aspecto se propone la evaluación de cuatro estaciones geomecánicas, a lo largo del área de explotación de cantera y de la zona de estudio, con el fin de caracterizar al macizo rocoso de interés y obtener así sus propiedades de resistencia, para el posterior análisis de estabilidad.

El presente trabajo tiene como objetivo, realizar la propuesta de diseño de taludes finales, de un sector de la cantera "CALIZAS HUAYCO" mediante la caracterización geomecánica del macizo rocoso, y el análisis cinemático de taludes, para finalmente realizar el análisis de estabilidad global del diseño propuesto, con los softwares: Slide v.6.0 y Phase2 v.8.0.

## ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA .....	1
AGRADECIMIENTO .....	2
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN .....	3
DECLARACIÓN EXPRESA .....	4
RESUMEN .....	5
ÍNDICE GENERAL.....	6
ABREVIATURAS .....	10
SIMBOLOGÍA .....	11
ÍNDICE DE FIGURAS.....	12
ÍNDICE DE TABLAS .....	15
CAPÍTULO 1 .....	12
INTRODUCCIÓN .....	12
1.1. Antecedentes .....	15
1.2. Justificación .....	16
1.3. Definición del problema.....	17

1.4. Hipótesis .....	17
1.5. Objetivo General .....	18
1.6. Objetivos Específicos.....	18
CAPÍTULO 2.....	20
MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA .....	20
2.1. Estado del arte .....	21
2.1.1. Estaciones geomecánicas .....	21
2.1.2. Resistencia al corte de las discontinuidades .....	23
2.1.3. Criterio generalizado de Hoek-Brown (2002).....	28
2.1.4. Modos de rotura de taludes en roca .....	33
2.1.5. Clasificación del macizo rocoso.....	44
2.1.6. Geometría de taludes .....	45
2.2. Ubicación geográfica.....	47
2.3. Marco geológico.....	49
2.3.1. Geología regional .....	49
2.3.2. Geología local.....	52
2.3.3. Geología estructural.....	56
2.3.4. Dominios geotécnicos.....	58
2.3.5. Hidrogeología .....	61

2.3.6. Sismicidad .....	62
2.3.7. Criterios de validación de FoS .....	63
2.4. Metodología .....	64
CAPÍTULO 3.....	20
ANÁLISIS DE RESULTADO .....	20
3.1. Calidad del macizo rocoso .....	66
3.1.1. Rock Mass Rating (RMR) .....	66
3.1.2. Geological Strength Index (GSI) .....	68
3.1.3. Factor de perturbación D .....	68
3.1.4. Constante $m_i$ .....	69
3.1.5. Pasaporte de resistencia .....	69
3.1.6. Resistencia de las juntas .....	72
3.1.7. Ángulo de fricción residual.....	73
3.2. Análisis cinemático.....	76
3.3. Ángulo de talud de banco .....	80
3.4. Análisis de estabilidad global .....	89
3.5. Implementación y diseño de taludes .....	100
3.5.1. Ángulos de talud recomendados .....	100
3.5.2. Consideraciones operacionales .....	102

3.5.3. Prácticas precedentes .....	105
CAPÍTULO 4.....	108
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	108
Conclusiones .....	109
Recomendaciones .....	113
ANEXOS.....	115
BIBLIOGRAFÍA.....	158

## **ABREVIATURAS**

Kton	Kilo-toneladas
FoS	Factor de seguridad
PoF	Probabilidad de falla
MEL	Método de equilibrio límite
MEF	Método de elementos finitos
SRF	Strength reduction factor
RMR	Rock Mass Rating
RQD	Rock Quality Designation
RCS	Resistencia Compresión Simple
PGA	Peak Ground Acceleration

## SIMBOLOGÍA

°C                    Grados

%                    Porcentaje

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> Interface de DIPS.....	22
<b>Figura 2.2</b> Perfiles normalizados para la obtención del JRC.....	26
<b>Figura 2.3.</b> Módulos elásticos de deformación Em vs RMR y Q .....	30
<b>Figura 2.4</b> Interface de RocData .....	32
<b>Figura 2.5</b> Esquema de un deslizamiento plano .....	34
<b>Figura 2.6</b> Esquema de una Falla en Cuña.....	35
<b>Figura 2.7</b> Interface de Swedge .....	37
<b>Figura 2.8</b> Rotura por vuelco de estratos .....	37
<b>Figura 2.9</b> Condiciones para deslizamiento por vuelco de estratos .....	39
<b>Figura 2.10</b> Rotura circular en talud .....	40
<b>Figura 2.11</b> Interface programa Slide.....	41
<b>Figura 2.12</b> Interface programa Phase2.....	42
<b>Figura 2.13</b> Geometría de taludes mineros .....	46
<b>Figura 2.14</b> Ubicación de Estaciones Geomecánicas de estudio.....	47
<b>Figura 2.15</b> Tipos de caliza presentes en la zona de estudio .....	52
<b>Figura 2.16</b> Perfil Geológico estimado para el Sector de Diseño.....	54
<b>Figura 2.17</b> Familias de juntas principales Caliza IV .....	56
<b>Figura 2.18</b> Unidades geotécnicas de estudio .....	59

<b>Figura 2.19</b> Criterios de Aceptación de FoS .....	62
<b>Figura 2.20</b> Metodología del diseño de taludes.....	64
<b>Figura 3.1</b> Selección de la constante $m_i$ para la roca intacta .....	69
<b>Figura 3.2</b> Envolvente de Hoek & Brown para la caliza tipo IV .....	70
<b>Figura 3.3</b> Envolvente de Hoek & Brown para la Lutita .....	70
<b>Figura 3.4</b> Envolvente de Hoek & Brown para la zona de afectación.....	71
<b>Figura 3.5</b> Índice de rugosidad JRC de las Juntas.....	72
<b>Figura 3.6</b> Índice de rebote martillo Schmidt.....	74
<b>Figura 3.7</b> Angulo de fricción residual de la caliza .....	74
<b>Figura 3.8</b> Análisis de esfuerzos para juntas .....	75
<b>Figura 3.9</b> Resultado del análisis estereográfico para falla plana .....	77
<b>Figura 3.10</b> Resultado del análisis estereográfico para falla en cuña .....	78
<b>Figura 3.11</b> Resultado del análisis estereográfico para vuelco de estratos .	79
<b>Figura 3.12</b> Análisis del ángulo de talud de banco So y J3.....	81
<b>Figura 3.13</b> Análisis en Swedge para $60^\circ$ .....	82
<b>Figura 3.14</b> Análisis en Swedge para $65^\circ$ .....	83
<b>Figura 3.15</b> Análisis en Swedge para $70^\circ$ .....	84
<b>Figura 3.16</b> Análisis en Swedge para $75^\circ$ .....	85
<b>Figura 3.17</b> Análisis en Swedge para $80^\circ$ .....	86
<b>Figura 3.18</b> Análisis en Swedge para $85^\circ$ .....	87
<b>Figura 3.19</b> Análisis en Swedge para $90^\circ$ .....	88
<b>Figura 3.20</b> Mapa en planta de los perfiles geotécnicos .....	91

<b>Figura 3.21</b>	Análisis de estabilidad global condición estática Perfil 1.....	92
<b>Figura 3.22</b>	Análisis de estabilidad global condición dinámica Perfil 1.....	93
<b>Figura 3.23</b>	Análisis de estabilidad global condición estática Perfil 2.....	94
<b>Figura 3.24</b>	Análisis de estabilidad global condición dinámica Perfil 2.....	95
<b>Figura 3.25</b>	Análisis de estabilidad global condición estática Perfil 3.....	96
<b>Figura 3.26</b>	Análisis de estabilidad global condición dinámica Perfil 3.....	97
<b>Figura 3.27</b>	Resistencia al cortante y posible deslizamiento en condición de nivel freático bajo para el perfil crítico 1 .....	98
<b>Figura 3.28</b>	Resistencia al cortante y posible deslizamiento en condición de nivel freático alto para el perfil crítico 1 .....	99
<b>Figura 3.29</b>	Esquema de perforación escalonada sobre/cerca de talud final .....	103
<b>Figura 3.30</b>	Altura de talud vs ángulo de talud global.....	107

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla I.</b> Propiedades físicas y mecánicas de las rocas .....	32
<b>Tabla II.</b> Valoración del macizo en función del RMR .....	45
<b>Tabla III.</b> Localización geográfica de las estaciones geomecánicas.....	49
<b>Tabla IV.</b> Set de discontinuidades principales .....	57
<b>Tabla V.</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....	62
<b>Tabla VI.</b> Resultados de la valoración del RMR para la E1.....	66
<b>Tabla VII.</b> Resultados de la valoración del RMR para la E2.....	66
<b>Tabla VIII.</b> Resultados de la valoración del RMR para la E3 .....	67
<b>Tabla IX.</b> Resultados de la valoración del RMR para la E4 .....	67
<b>Tabla X.</b> Valores promedio de RMR .....	68
<b>Tabla XI.</b> Valores promedio de GSI obtenidos.....	68
<b>Tabla XII.</b> Resumen de las propiedades de resistencia del macizo rocoso ..	71
<b>Tabla XIII.</b> Medidas del rebote del esclerómetro sobre las juntas .....	73
<b>Tabla XIV.</b> Propiedades de resistencia de las juntas.....	76
<b>Tabla XV.</b> Resumen del sector de diseño preliminar .....	77
<b>Tabla XVI.</b> Resumen del sector de diseño .....	80

<b>Tabla XVII.</b> Resumen del análisis de estabilidad de talud global.....	90
<b>Tabla XVIII.</b> Resumen de parámetros del diseño recomendados.....	101
<b>Tabla XIX.</b> Prácticas recomendadas para el monitoreo geotécnico .....	105

# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUCCIÓN**

Las explotaciones de canteras representan un pilar fundamental para el desarrollo de una ciudad y de un país en general, el consumo de estos agregados para el mercado de Guayaquil siempre ha sido de alta importancia y significativa demanda, en 2014 el consumo de estos materiales fue de 6315 Kton, del cual se proyecta, un incremento en su consumo, fundamentada por el desarrollo urbanístico de la urbe, en 6441 Kton para el 2017 (Montero & Alvear, 2015).

Son pocos los estudios realizados en cuanto al análisis de estabilidad de taludes dentro de este tipo de operaciones mineras, lo cual conlleva a que frecuentemente, los taludes colapsen ocasionando múltiples perjuicios a las compañías mineras.

Dentro de este aspecto, son varias las dificultades a las que las empresas mineras se enfrentan. Primero, la correcta caracterización del macizo rocoso, en cuanto a sus propiedades de resistencia se refiere, representan un papel fundamental dentro del análisis de falla en taludes rocosos, el cual es muy poco estudiado. Finalmente, la poca disposición a realizar gastos de personal y de tiempo para realizar este tipo de investigaciones influye significativamente para una mala caracterización de los materiales.

El presente trabajo es uno de los primeros realizado de este tipo en “CALIZAS HUAYCO”, del cual se espera realizar la propuesta del diseño final de taludes en una zona de la cantera, mediante la caracterización geomecánica del macizo, con el fin de garantizar en el corto plazo la seguridad tanto de la maquinaria, así como del personal que labora en las instalaciones de la cantera y en el largo plazo que sirva como referencia para estudios futuros relacionados a la estabilidad y diseño de taludes en otras áreas de producción dentro de la cantera.

## **1.1. Antecedentes**

La explotación de áridos dentro de la zona de vía a la costa, se ha venido dando a lo largo de muchas décadas, inicialmente de forma artesanal, hasta que la industrialización y el requerimiento de materiales pétreos, cada vez de mejor calidad hicieron que las explotaciones mineras sean cada vez más tecnificadas.

El crecimiento y desarrollo urbanístico en los últimos años, impulsado por una economía cada vez más pujante, ha desembocado en un aumento significativo en la demanda de estos materiales usados como agregados fundamentalmente para el sector de la construcción.

Con el pasar del tiempo el desarrollo urbanístico a lo largo de vía a la costa fue tal, que las canteras quedaron limitadas ya sea por la morfología del sector, caracterizado por ser un terreno accidentado y de fuertes pendientes o bien por la cercanía a las urbanizaciones ocasionando en muchas ocasiones el cese de las operaciones.

Consecuentemente las operaciones cesaron, pero los cerros ya explotados, quedaron afectados en cuanto a su grado de estabilidad, debido a una explotación poco planificada y cuasi selectiva, que afectó la

pendiente natural del terreno provocando mayormente fallas del tipo rotacionales, las cuales son visibles a lo largo de toda la vía a la costa.

El presente estudio se desarrolla en la cantera “Calizas Huayco”, ubicada en el Km. 12.5 de vía a la costa, empresa dedicada a la explotación de canteras, roca caliza, es extraído mediante perforación y voladura, para luego ser transportado hacia la planta de trituración para la producción de tres líneas industriales: Áridos para la construcción, cal y carbonatos para distintas áreas productivas del país. La producción estimada en 2016, fue de 1400 Kton, su ubicación estratégica y su capacidad de producción de 550 ton/h, hacen que sea la empresa con mayor capacidad instalada en el país, siendo su planta la de mayor tamaño en el Ecuador (CALIZAS HUAYCO S.A., 2016).

## **1.2. Justificación**

Los colapsos de los taludes de los cerros en explotación dentro de vía a la costa son muy comunes, las condiciones climáticas en cuanto a las afectaciones también influyen en el deterioro del grado de estabilidad de los taludes, los cuales se ven agravados en época invernal debido a la recarga de agua.

Geológicamente, la disposición de los estratos de caliza es proclive a que se produzcan deslizamientos, de buzamiento hacia el sur, mientras que el avance del banqueo es hacia el norte, implicando de esta manera una situación geotécnica, tremendamente desfavorable.

Es por eso que un estudio adecuado, fundamentado en la caracterización geomecánica del macizo rocoso de la cantera “Calizas Huayco”, resulta necesario para poder realizar la propuesta de diseño de taludes más óptimo, con el fin de garantizar la seguridad en el traslado de personal y maquinaria, asegurando de esta forma, una producción constante y el mayor aprovechamiento económico de la cantera.

### **1.3. Definición del problema**

La necesidad de contar con un estudio, que permita la caracterización geotécnica de los materiales con el fin de realizar la propuesta del diseño final y medidas a tener en cuenta para el control de la estabilidad de los taludes finales, de una zona en la cantera “Calizas Huayco”.

### **1.4. Hipótesis**

Mediante la caracterización geomecánica del macizo rocoso y análisis cinemático de taludes, es posible determinar los ángulos de taludes más óptimos para la propuesta final de diseño.

### **1.5. Objetivo General**

Realizar la propuesta de diseño final de taludes, de un sector de la cantera “Calizas Huayco” mediante la caracterización geomecánica y análisis cinemático de taludes.

### **1.6. Objetivos Específicos**

- ✓ Caracterizar geomecánicamente el macizo rocoso en los taludes mediante mediciones in-situ.
- ✓ Analizar la variabilidad de la calidad del macizo rocoso de interés dentro del área de estudio.
- ✓ Analizar el efecto de los factores más importantes que afecten a la estabilidad del diseño
- ✓ Proponer el diseño de los taludes finales del proyecto.
- ✓ Proponer medidas a tener en cuenta para el control de la estabilidad durante el desarrollo del proyecto.

# **CAPÍTULO 2**

## **MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA**

Durante el tiempo útil de vida, de varias obras de ingeniería como: vías, presas, yacimientos minerales, etc., se han evidenciado problemas de deslizamientos, los mismos que muy probablemente fueron causados por aspectos como: condiciones climáticas adversas, condiciones geológicas desfavorables, zonas de alta sismicidad, intervenciones antrópicas, etc. Todo esto aportando desfavorablemente en cierta medida para las obras fallen, dependiendo del grado de afectación y del tiempo de exposición a estos factores (Bock, 1983).

Actualmente se registran numerosos casos de canteras y yacimientos minerales, que presentan problemas relacionados a inestabilidades o falla de taludes alrededor del mundo y en el Ecuador. Los terrenos en los que se producen movimientos se dividen en tres grupos: macizos rocosos, suelos y en algunos casos en materiales de relleno (López Jimeno, 2002).

Las clasificaciones geomecánicas tienen por objeto caracterizar ingenierilmente un determinado macizo rocoso y evaluar unas necesidades de sostenimiento en función de una serie de parámetros a los que se les asigna un cierto valor numérico (Jordá, in litt).

Una de las mayores ventajas de las clasificaciones geomecánicas, es que son simples y constituyen un medio efectivo para representar la calidad

geomecánica de macizos rocosos y de considerar experiencias precedentes (Harrison & Hudson, 2000).

## **2.1. Estado del arte**

### **2.1.1. Estaciones geomecánicas**

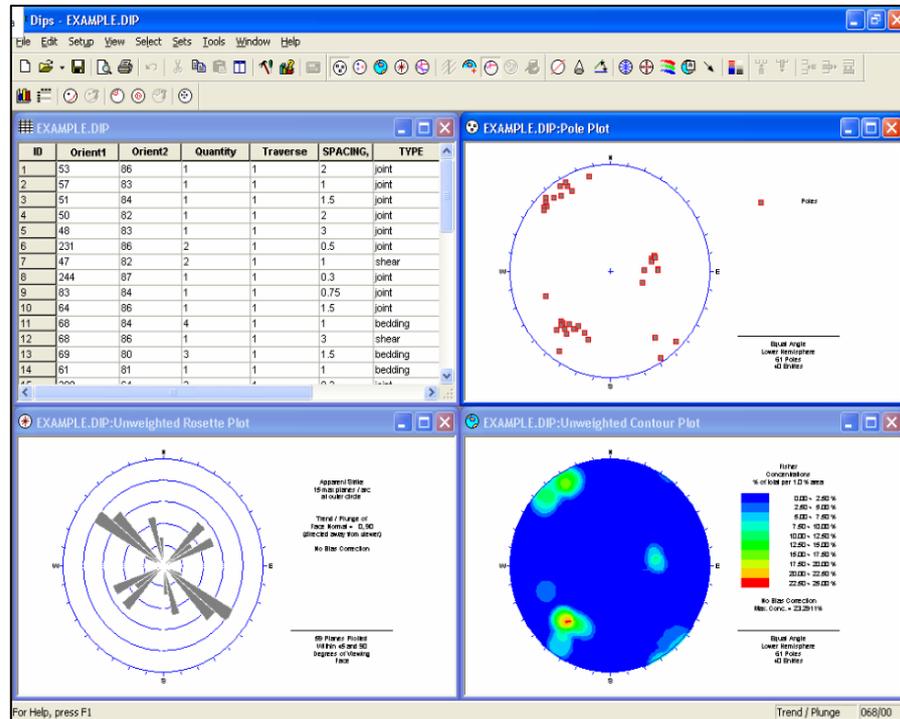
En general una estación geomecánica es un sitio dentro de un área de investigación en el que se miden de forma ordenada y metodológica datos estructurales y condiciones de las discontinuidades, fallas, etc. que nos permiten realizar la caracterización geomecánica del macizo rocoso de interés.

El número de estaciones necesarias para realizar una correcta caracterización del macizo, está en dependencia de las variaciones litológicas, cambios en la caracterización de los materiales y afectaciones de índole mayor como fallas geológicas. El modelamiento de estas estructuras, generalmente se hace con software especializado, como DIPS.

### **Programa DIPS**

Programa de la casa geotécnica de Rocscience, permite el análisis de datos estructurales de las discontinuidades, familias de diaclasas y fallas

obtenidos de las estaciones geomecánicas. En la figura 2.1, se ilustra la fácil interface del programa.



**Figura 2.1** Interface de DIPS  
Fuente: Rocscience Inc., 2016

Las proyecciones en red estereográfica permiten la representación en elementos de la geología estructural, y las propiedades geométricas del talud como buzamiento y dirección de buzamiento, con el fin de realizar el análisis cinemático de taludes y determinar así los posibles tipos de rotura de las discontinuidades con respecto al talud.

Generalmente de las estaciones geomecánicas se obtienen varias mediciones de buzamiento y dirección de buzamiento de las

discontinuidades, esto es gráficamente visible con el diagrama de densidad de polos, del cual se puede obtener el buzamiento y la dirección de buzamiento representativa para cada familia de discontinuidades, la cual se utilizará para los análisis posteriores. El número de mediciones es variable y dependerá netamente del geotécnico o proyectista (Rocscience Inc., 2016).

### **2.1.2. Resistencia al corte de las discontinuidades**

En todo análisis cinemático mediante el uso de la red estereográfica, es necesario precisar el ángulo de fricción de las juntas o discontinuidades, con el fin de determinar el círculo de fricción. El cual se determinará mediante el denominado criterio de rotura de (Barton & Bandis, 1990), linealizado para obtener un valor de  $\phi$  (fricción instantánea), para el estado tensional medio actuante en la junta que potencialmente tiende a deslizar.

El criterio de rotura de (Barton & Bandis, 1990), es una relación empírica empleada mayormente para modelar la resistencia al corte de discontinuidades rocosas, tales como juntas, fallas, estratificaciones, etc. La ecuación original para la resistencia al corte de las juntas se basó en el estudio del comportamiento de las juntas de roca natural y es presentada en la e.c. 2.1 (Barton, 1973) (Barton, 1976).

$$\tau = \sigma n \tan \left[ \phi b + JRC \log_{10} \left[ \frac{JCS}{\sigma n} \right] \right] \quad (2.1)$$

Donde  $\phi b$  es el ángulo básico de fricción de la superficie de rotura. Este valor puede obtenerse tabulado en la literatura (Barton & Bandis, 1990). JRC es el coeficiente de rugosidad de juntas y JCS la resistencia a compresión de las paredes de las discontinuidades (Barton, 1973) (Barton, 1976). La ecuación 2.2 es tomada en base de ensayos directos de corte de 130 muestras de juntas o discontinuidades con diferentes grados de alteración, se revisó la ecuación de la fricción residual introduciendo en lugar del ángulo básico de fricción  $\phi b$  el valor del ángulo de fricción residual  $\phi r$  (Barton & Choubey, 1977).

$$\tau = \sigma n \tan \left[ \phi r + JRC \log_{10} \left[ \frac{JCS}{\sigma n} \right] \right] \quad (2.2)$$

Barton y Choubey, sugieren que la fricción residual de las juntas  $\phi r$ , puede obtenerse mediante la expresión (Barton & Choubey, 1977).

$$\phi r = (\phi b + 20) + 20 \left( \frac{r}{R} \right) \quad (2.3)$$

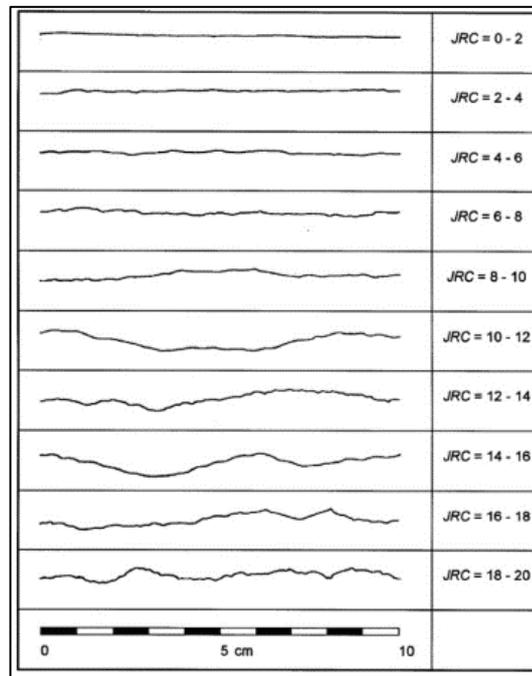
Donde “r” es el valor del rebote del martillo Schmidt en superficies de fracturas húmedas y alteradas y “R” es el valor del rebote en superficies secas, sin alterar y “aserradas” (Hoek, 2007).

### **Estimación en campo del índice de rugosidad JRC**

El JRC es un número que puede estimarse comparando el aspecto de la superficie de una discontinuidad con unos perfiles estándar publicados por Barton y otros. El que más se utiliza de todos los juegos de perfiles, es el presentado por (Barton & Choubey, 1977), más ampliamente reproducido en la bibliografía de (Hoek, 2007).

La apariencia de la superficie de la discontinuidad se compara visualmente con los perfiles de la Figura 2.2, y se selecciona el valor de JRC que más se ajusta con la superficie (Hoek, 2007). La forma más precisa de obtener el perfil es mediante una herramienta llamada “peine de Barton” que consiste en una serie de fibras de acero, que se desplazan sobre un carril y toman el perfil exacto de la superficie sobre la que se apoyan. En el caso de fragmentos de pequeña escala de laboratorio o de pequeñas fracturas, la escala de la superficie de rugosidad se aproxima a la de la figura 2.2, cuya escala es de 10 cm (Barton & Bandis, 1990).

Sin embargo, en el campo, la longitud de la superficie que se analizan, puede ser de varios metros o incluso de decenas de metros, por lo tanto, el valor de JRC, debe ser estimado a la completa escala de la superficie de las juntas (Hoek, 2007).



**Figura 2.2** Perfiles normalizados para la obtención del JRC  
**Fuente:** Barton & Choubey, 1977

### **Estimación en campo del JCS (resistencia de compresión de los labios o paredes de discontinuidad)**

Hoy en día la técnica más utilizada para determinar la resistencia a compresión de los labios de discontinuidades, es a partir de los rebotes del esclerómetro o martillo Schmidt, equipo que fue inicialmente desarrollado para el hormigón, pero que a lo largo de muchos años se ha sistematizado su uso en rocas.

### **Influencia de la escala en el JRC y JCS**

En base a numerosos ensayos en juntas, réplicas de juntas y la revisión de la literatura (Hoek, 2007) y (Barton & Bandis, 1982), se proponen correcciones de escala para el índice JRC según la e.c. 2.4:

$$JRC_n = JRC_o x \frac{L_n}{L_o}^{-0.02xJRC_o} \quad (2.4)$$

Donde  $JRC_o$  y  $L_o$  (longitud), se refieren a muestras de laboratorio o fragmentos de 10 cm, de la misma longitud que los perfiles normalizados (Figura 2.2) y  $JRC_n$  y  $L_n$  en cambio se refieren al tamaño real del bloque in situ (Barton & Bandis, 1982).

Dado que existe la posibilidad de encontrar debilidades en una superficie grande, de igual manera, la resistencia media a compresión de las paredes de las discontinuidades o (JCS), decrece al aumentar la escala (Hoek, 2007). Por lo que (Barton & Bandis, 1982) proponen también una fórmula para la corrección de escala del JCS en la e.c. 2.5.

$$JCS_n = JCS_o x \frac{L_n}{L_o}^{-0.03xJRC_o} \quad (2.5)$$

Donde  $JCS_o$  y  $L_o$  se refieren a la escala de referencia de 10 cm y  $JCS_n$  y  $L_n$  al tamaño real del bloque donde se ubica la junta. Nótese que el cociente debe ser coherente en unidades, por ello considerar las medidas en metros (Barton & Bandis, 1982).

### 2.1.3. Criterio generalizado de Hoek-Brown (2002)

El criterio de rotura de (Hoek, 2002) nació bajo la premisa de corregir ciertas incertidumbres presentes a la hora de realizar el análisis de equilibrio límite, fundamentalmente a la hora de obtener los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna, de esta forma la ecuación general más reciente del criterio se establece en la e.c. 2.6.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.6)$$

Donde:

$\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$ : Representan al estado tensional mayor y menor del macizo.

$\sigma_{ci}$ : Es la RCS de la roca intacta.

$m_b, s$  y  $a$ : Son constantes.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2.7)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (2.8)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (2.9)$$

Las constantes de la roca se determinan en función del índice GSI y del factor de perturbación D, tal como es visible en la e.c. 2.7, 2.8 y 2.9

El factor D, es un factor en dependencia del grado de perturbación o afectación al macizo rocoso provocados por la voladura o método de excavación. Este valor varía desde 0 para macizos no perturbados, hasta

1 para macizos rocosos con elevado grado de afectación. La guía para la estimación del factor de perturbación D, se adjunta en el ANEXO A.

### **Índice de resistencia geológica (GSI)**

Es un índice de evaluación de la calidad de los macizos rocosos, basado en la identificación y caracterización en campo de dos propiedades sumamente importantes: como la macro-estructura en función del grado de fracturación del macizo y la condición de las discontinuidades. Es estimado a partir de inspecciones visuales en campo del macizo rocoso expuesto, proporcionando un sistema para estimar la reducción de la resistencia del macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas mostradas. Asimismo, la guía para la determinación del GSI medido en campo, se adjunta en el ANEXO A.

La e.c. 2.10 ilustra la correlación de (Hoek E. , 1994) en donde se relaciona el RMR y el GSI:

$$GSI = RMR_{89} - 5, \text{ para } RMR_{89} > 23 \quad (2.10)$$

### **Módulo de deformación (Em)**

Es fundamental para determinar las propiedades de deformabilidad del macizo rocoso, la ley de Hoek, establece que bajo compresión uniaxial,

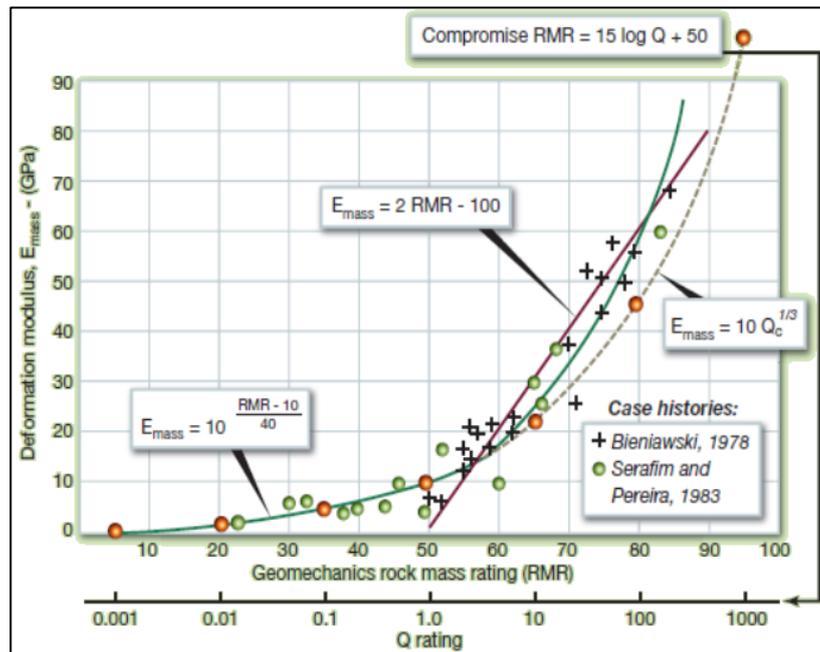
el esfuerzo inducido es proporcional a la deformación. En la e.c. 2.11 se muestra numéricamente la ley de Hoek.

$$\sigma = E\varepsilon, \quad (2.11)$$

Donde,

E: Módulo de Young de la roca.

Las etapas o límites de deformación comprenden los límites elásticos, caracterizado por un comportamiento lineal ascendente de la curva de deformación vs esfuerzo, elástico-viscosa, en donde se combina la deformación lineal elástica con la viscosa cuyo comportamiento es más bien una curvatura, deformación plástica, caracterizada por un esfuerzo constante mientras se tiene la deformación, para finalmente tener la ruptura de la roca, que corresponde a la fase final del estado tensional.



**Figura 2.3.** Módulos elásticos de deformación  $E_m$  vs RMR y Q  
**Fuente:** Bieniawski Z., 1978

En la e.c. 2.12 se muestra la correlación entre el RMR y el módulo de Young del macizo rocoso según (Bieniawski Z. , 1978).

$$E_m(GPa) = 2 * RMR - 100 \quad (2.12)$$

### Módulo de Poisson ( $\nu$ )

La influencia de este módulo de forma general suele tener poca influencia sobre los resultados en las simulaciones numéricas, al igual que su poco rango de variabilidad, es decir de 0.15 a 0.45. Es una constante que representa la medida del estrechamiento o de estiramiento de las rocas cuando se aplican los esfuerzos tangenciales a estas direcciones. Usualmente para macizos rocosos de buena calidad se suele aproximar al valor del módulo de Poisson de la roca intacta.

El valor de este parámetro es estimativo mediante los ábacos de (Hoek & Brown, 1978), a continuación, se adjunta los ábacos para la determinación en campo del módulo de Poisson.

**Tabla I. Propiedades físicas y mecánicas de las rocas**

Rocas Sedimentarias	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Módulo de Young (Gpa)	Coefficiente de Poisson	Porosidad (%)	Resistencia a Compresión Simple (Mpa)	Resistencia a Tracción (Mpa)	Resistencia a Flexión (Mpa)
Arenisca	2100-2500	15-17	0.07-0.12	1-8	10-120	1.5-6	4-16
Caliza de grano fino	2600-2850	50-80	0.1-0.2	0.1-0.8	50-200	4-7	5-15
Caliza de grano grueso	1550-2300	-----	12	2-16	4-60	1-3.5	2.5-7
Caliza	1550-2500	-----	0.07-0.12	1.5-6	49-200	1.5-5	3-9
Dolomita	2200-2700	20-30	0.08-0.2	0.2-4	15-200	2.5-6	4-16
Esquisto	2450-2750	-----	-----	0.2-0.4	-----	-----	20-30

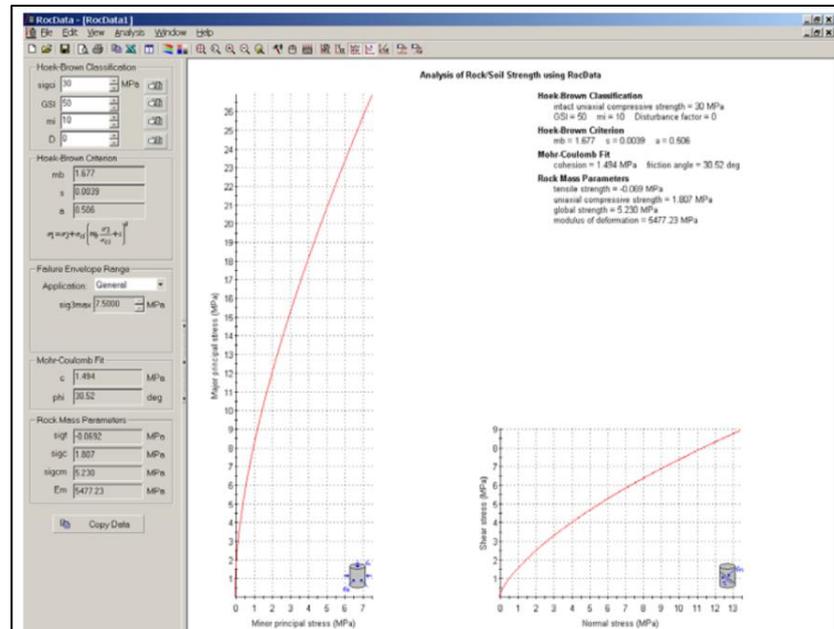
**Fuente: Hoek & Brown, 1978**

### Software RocData

Es un software muy práctico para la determinación de los esfuerzos en suelos y rocas, incluye además una base de datos muy completa de parámetros y propiedades de las rocas intactas.

RocData utiliza cuatro de los modelos de resistencia más usados en la ingeniería geológica, entre estos tenemos: Generalizado de Hoek-Brown, Mohr Coulomb, Barton-Bandis y Power Curve. Todos estos usados para determinar las propiedades de resistencia en base a su aplicación de

forma lineal y no lineal. En la figura 2.4 se ilustra la interface del software Rocdata.



**Figura 2.4** Interface de RocData  
Fuente: Rocscience Inc., 2016

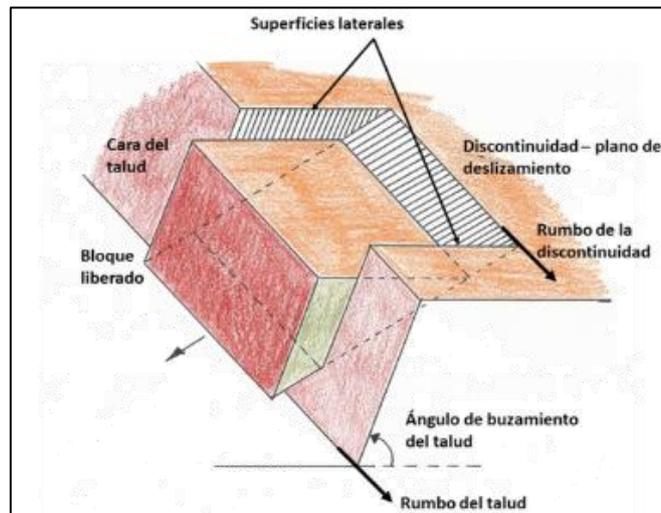
#### 2.1.4. Modos de rotura de taludes en roca

El análisis cinemático de taludes comprende el estudio de los posibles tipos de rotura en el que el talud puede fallar, partiendo de la información obtenida en el censado de las discontinuidades, correlacionándolas con las orientaciones y buzamientos de los taludes, partiendo de un análisis sencillo con las proyecciones estereográficas.

#### *Rotura planar*

Es aquella que se produce, cuando el bloque que desliza se apoya sobre un solo plano de discontinuidad, a diferencia de la rotura en cuña en la que la masa de roca inestable se fricciona sobre dos caras. Es la más sencilla de las fallas posibles, ya que se produce cuando existe una fracturación dominante y convenientemente orientada en la roca. Para que exista posibilidad cinemática de inestabilidad plana, es necesario que se den 5 criterios geométricos simples (Duncan & Mah, 2004).

- a) El plano por el que desliza el bloque, tiene que tener un rumbo con una diferencia máxima de  $20^\circ$  con respecto al del talud, es decir que deben ser paralelos tanto la cara del talud como la junta del potencial deslizamiento.
- b) Las superficies laterales sub-verticales deben tener una resistencia al deslizamiento despreciable, en comparación con la del plano de falla, para poder definir los límites laterales del fallamiento.
- c) El plano de deslizamiento debe de aflorar en la cara del talud. Es decir, tener un buzamiento menor que el talud.
- d) El buzamiento del plano de deslizamiento debe ser mayor que el ángulo de fricción de esa superficie.
- e) La parte superior de la superficie de deslizamiento intersecta a la cara superior del talud o termina en una grieta de tracción.

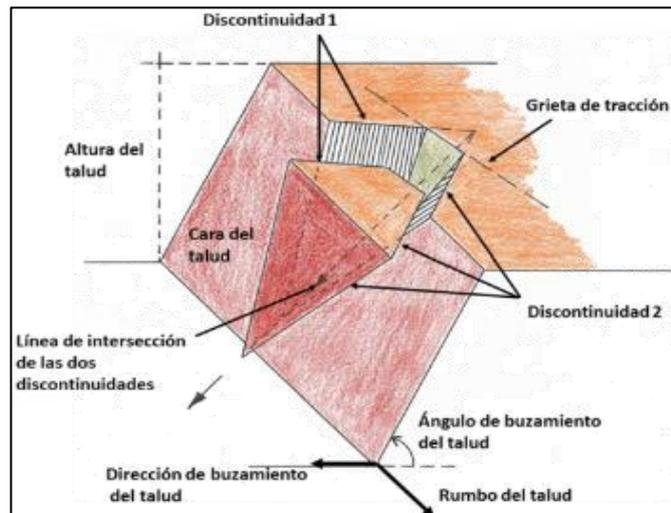


**Figura 2.5** Esquema de un deslizamiento plano  
**Fuente:** Jordá, in litt

### Deslizamiento en cuña

Se produce una cuña inestable, cuando dos planos se intersectan según una línea, que corta al plano del talud por encima de su base. De forma similar a como hemos señalado en deslizamiento plano, se requieren varias condiciones en relación con la línea de intersección de los dos planos que forman la cuña, para que el deslizamiento en cuña sea cinemáticamente posible (Duncan & Mah, 2004).

- a) La pendiente del talud debe ser mayor que la de la línea de intersección de los dos planos que forman la cuña, es decir, la línea de intersección debe de aflorar en la cara del talud.



**Figura 2.6** Esquema de una Falla en Cuña  
**Fuente:** Jordá, in litt

- b) En la práctica se considera de forma preliminar, que la pendiente de la línea de intersección sea mayor el ángulo de rozamiento de los planos.
- c) La parte superior de la línea de intersección, intersecta a la parte superior del talud o bien terminar en una grieta de tracción, al igual que la falla planar.

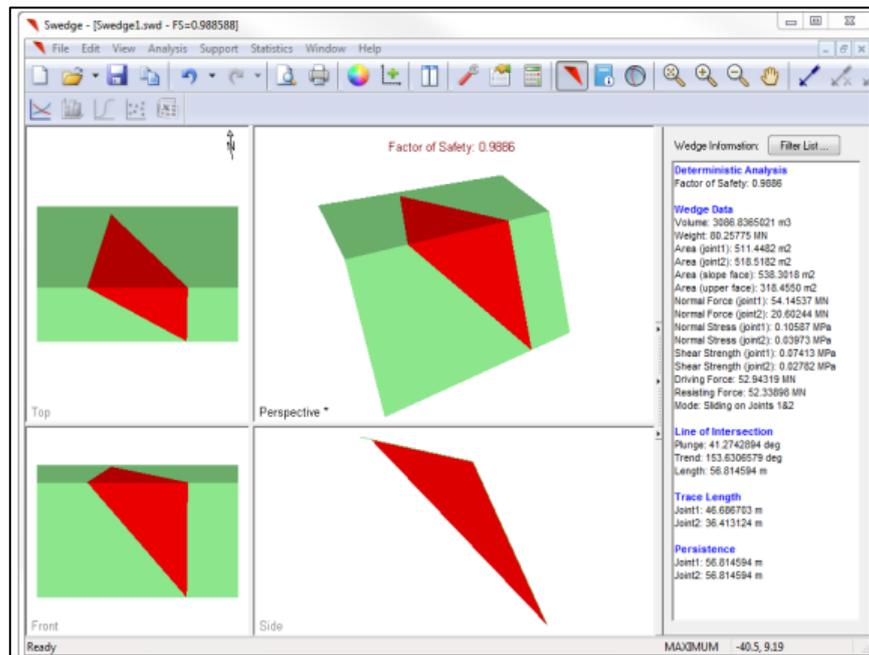
En la Figura 2.6, se señalan todos los elementos para el análisis geométrico: Dos discontinuidades o juntas, altura H y cara del talud. Cara superior del talud y por supuesto la grieta de tracción.

### Software Swedge

Swedge es una herramienta de análisis rápida, interactiva y fácil de usar para la evaluación de la geometría y la estabilidad de las cuñas

superficiales. Las cuñas se definen por dos planos de discontinuidad que se cruzan, la cara de talud y una grieta de tensión que es opcional. Swedge proporciona un entorno gráfico integrado para la introducción rápida y fácil de datos y la visualización de modelos en 3D. (Rocscience Inc., 2016).

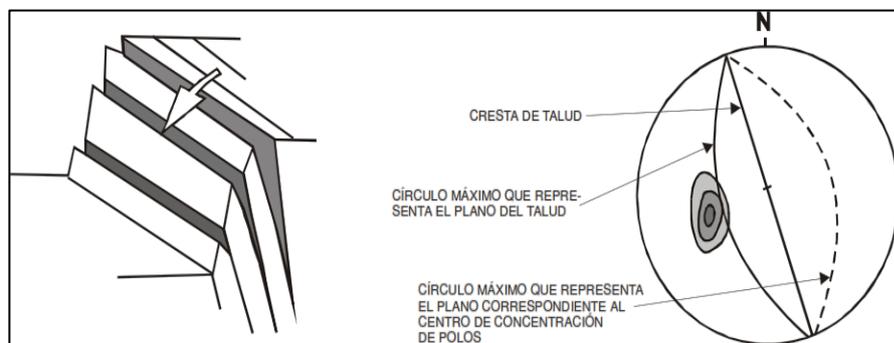
Swedge ofrece una amplia gama de opciones de análisis, incluyendo análisis determinístico probabilístico. Para un análisis determinístico, Swedge calcula el factor de seguridad para una cuña específica. Para un análisis probabilístico, los datos de entrada, se pueden introducir para tener en cuenta la incertidumbre en la orientación de la discontinuidad, la resistencia y otros parámetros, y finalmente se calcula una probabilidad de falla. En la figura 2.7 se ilustra la interface de Swedge.



**Figura 2.7** Interface de Swedge  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016

### Vuelco de estratos

Los bloques en forma de columna, favorecidos por una particular estratificación, tienden a una rotación o caída por efectos de fuerzas ejercidas o presencia de agua en las discontinuidades y bajo la acción de la gravedad. En la figura 2.8 se ilustra el esquema de falla por toppling.



**Figura 2.8** Rotura por vuelco de estratos  
**Fuente:** Hoek & Bray, 1981

En base a la geología, los movimientos pueden ser desprendimientos o deslizamientos de bloques. Los vuelcos pueden considerarse exclusivamente de medios rocosos, condicionados por la disposición estructural de los estratos hacia el interior del talud y un sistema de discontinuidades bien desarrollado (Harrison & Hudson, 2000). Las condiciones que se deben cumplir para la ocurrencia del toppling flexural, son las siguientes:

Debe de existir discontinuidades buzando hacia dentro del talud, con una inclinación suficientemente alta, para que se genere un deslizamiento entre las capas (Goodman, 1989).

$$\psi \geq 90 + \varphi - \beta \quad (2.13)$$

O de otra forma:

$$\beta \geq \varphi + (90 - \psi) \quad (2.14)$$

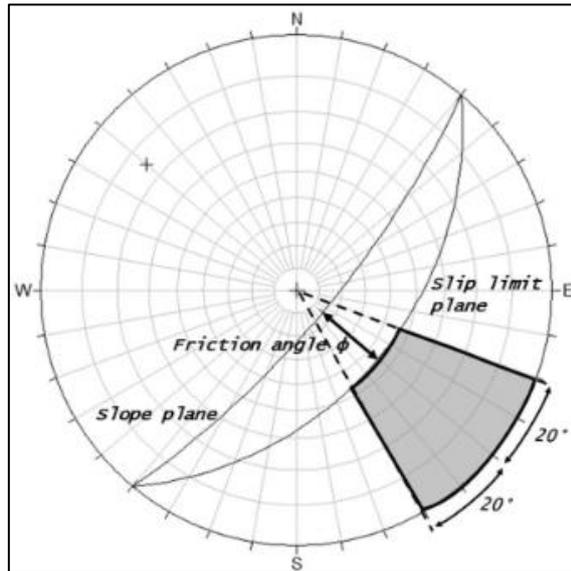
Donde:

$\psi$  = Buzamiento del Talud

$\varphi$  = Angulo de fricción

$\beta$  = Buzamiento de la discontinuidad

La dirección del buzamiento de los planos de deslizamiento debe de ser paralela al talud, o como mucho que exista una diferencia en rumbo o dirección de buzamiento, entre talud y discontinuidades de no más de 20°.



**Figura 2.9** Condiciones para deslizamiento por vuelco de estratos  
**Fuente:** Jordá, in litt

Los polos que caigan en la región indicada en la Figura 2.9 presentan riesgo de vuelco en modo flexural, la orientación del plano límite de deslizamiento (slip limit plane) viene dada por:

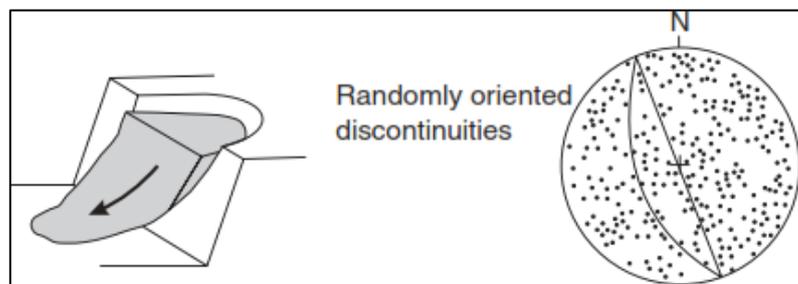
- Buzamiento = el del talud restando el ángulo de fricción.
- Dirección de buzamiento = igual que la del talud.

Una condición previa para que exista deslizamiento entre capas es que las normales a las discontinuidades estén menos inclinadas, que un plano inclinado  $\phi$  grados (ángulo de fricción) sobre el plano del talud (Goodman, 1989).

### **Rotura circular y falla global**

La forma característica de estos deslizamientos, es de una superficie cilíndrica, más característica para terrenos no heterogéneos,

principalmente suelos y rocas con alto grado de meteorización. El análisis es extenso y aplicable para el análisis de talud global en roca, ampliamente utilizable para minas y canteras, tanto para deformaciones circulares como no circulares. Los métodos de análisis comprenden los de equilibrio límite mediante análisis de dovelas o rebanadas. En la figura 2.10 se ilustra el esquema característico de una rotura circular.



**Figura 2.10** Rotura circular en talud  
**Fuente:** Duncan & Mah, 2004

### Programa Slide

Software para la determinación de FoS, por equilibrio límite, comprende varios métodos de análisis como: Bishop, Fellenius, Janbu y los rigurosos como: Spencer o Morgenstern-Price.

Los métodos de análisis pueden ser efectuados por falla circular y no circular para taludes en suelo o roca, en base a las propiedades de resistencia del macizo rocoso o suelo. Permite además obtener los FoS por análisis determinísticos y probabilísticos. Los análisis de carga sísmica y la necesidad de evaluar pernos de anclaje y el efecto de cargas

distribuidas sobre los taludes, permiten una aproximación muy buena de los eventos que pudiesen estar afectando a los taludes. (Rocsience Inc., 2016).

En la figura 2.11 se ilustra la interface del programa en equilibrio límite Slide.

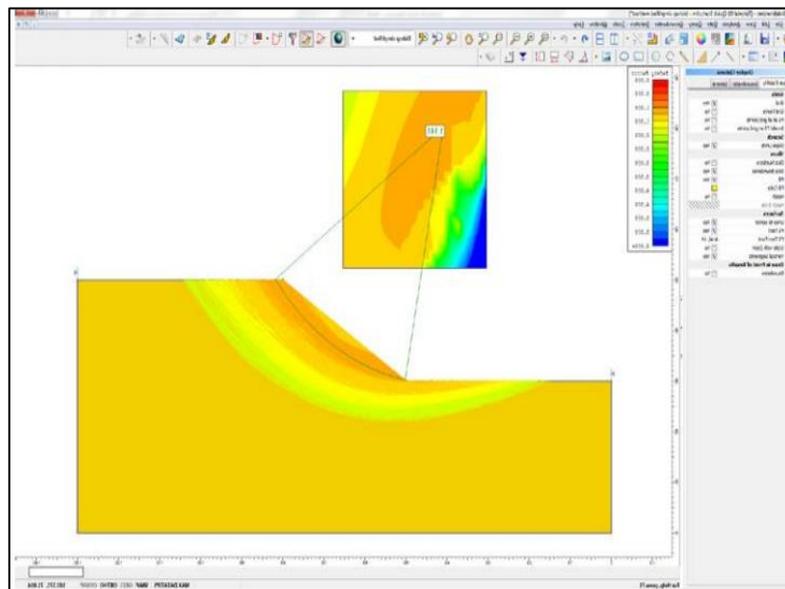


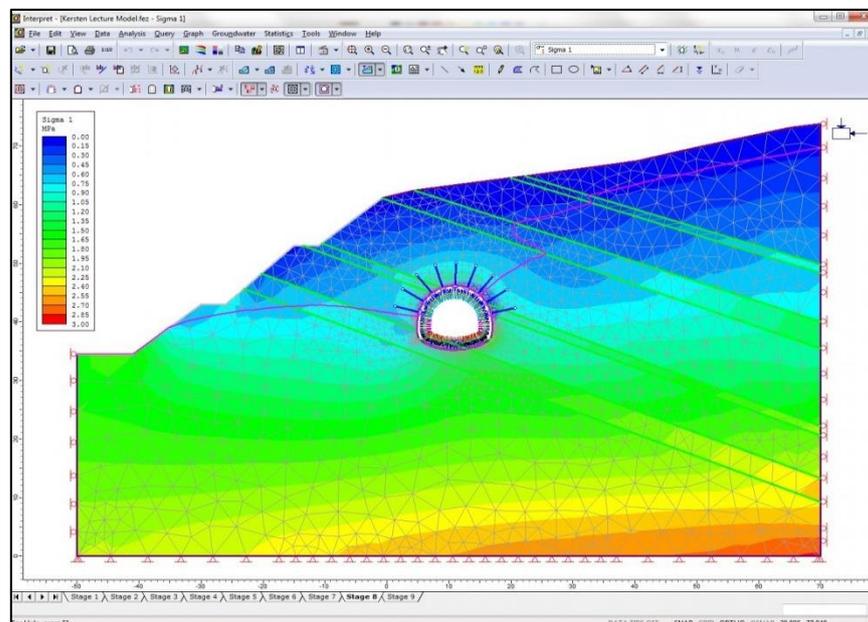
Figura 2.11 Interface programa Slide  
Fuente: Rocsience Inc., 2016

## Programa Phase<sup>2</sup>

Una poderosa herramienta para el análisis por elementos finitos en 2D, es usado tanto para el diseño de túneles como para la evaluación de taludes asimismo en análisis determinístico y probabilístico.

Una de las mayores aplicaciones es en la evaluación de estabilidad por elementos finitos por el método SRF (Strength Reduction Factor), que implica la reducción de las propiedades de resistencia del macizo rocoso, a partir del principio de Mohr Coulomb o de Hoek-Brown. Los modelos pueden ser exportados desde Slide, lo que permite una fácil comparación de resultados por equilibrio límite y elementos finitos. (Rocsience Inc., 2016).

En la figura 2.12 se muestra la interface del programa en elementos finitos Phase2 y su aplicación tanto para obras subterráneas como para taludes.



**Figura 2.12** Interface programa Phase2  
**Fuente:** Rocsience Inc., 2016

### 2.1.5. Clasificación del macizo rocoso

#### Rock Mass Rating (RMR)

El sistema de clasificación Rock Mass Rating o sistema RMR fue desarrollado por Z.T. Bieniawski durante los años 1972-1973, el cual ha sido modificado en 1976 y 1979, se fundamenta en base a más de 300 casos reales de túneles, cavernas, taludes y cimentaciones (Bieniawski, 1989).

Entre la versión de 1989 y la de 1976 hay algunas correcciones, en la puntuación de varios parámetros. La metodología empleada en esta investigación se basa en la de 1989. Para la determinación del índice RMR básico, se hace uso de los cinco parámetros siguientes:

- 1) RMR<sub>1</sub>: La resistencia a compresión simple del material
- 2) RMR<sub>2</sub>: El RQD (Rock Quality Designation)
- 3) RMR<sub>3</sub>: El espaciado de las discontinuidades
- 4) RMR<sub>4</sub>: El estado de las juntas
- 5) RMR<sub>5</sub>: La presencia de agua

$$RMR_b = RMR_1 + RMR_2 + RMR_3 + RMR_4 + RMR_5 \quad (2.15)$$

El RMR se obtiene mediante la suma de las puntuaciones que corresponden a los valores de cada uno de los cinco parámetros enumerados anteriormente. El valor del RMR oscila entre 0 y 100, y es mayor cuanto mejor es la calidad de la roca. Bieniawski distingue cinco tipos o clases de roca según el valor del RMR:

**Tabla III.** Valoración del macizo en función del RMR

<b>Clase</b>	<b>Rango</b>	<b>Calidad</b>
<b>Clase I</b>	RMR > 80	Roca muy Buena
<b>Clase II</b>	80 > RMR > 60	Roca Buena
<b>Clase III</b>	60 > RMR > 40	Roca Media
<b>Clase IV</b>	40 > RMR > 20	Roca mala
<b>Clase V</b>	RMR < 20	Roca muy Mala

**Fuente:** Bieniawski, 1989

La valoración de los parámetros de clasificación RMR, se encuentran detallados en el ANEXO B.

#### **2.1.6. Geometría de taludes**

Dentro de la geometría en el diseño de taludes mineros, tenemos los siguientes componentes:

**Banco:** Es el modulo o unidad de explotación comprendido entre 2 niveles sucesivos desde un punto del espacio hasta una posición final preestablecida.

**Altura de banco:** Es la distancia vertical entre 2 niveles sucesivos.

**Bermas:** Son aquellas plataformas horizontales existentes en los límites laterales de la explotación sobre los taludes finales, su función básicamente es mejorar la estabilidad de un talud.

El ancho de la berma está en función del ancho necesario para que las rocas que se desprendan de niveles superiores no caigan hasta el fondo

del tajo. La ecuación de (Call, 1992) es usualmente utilizada para la determinación del ancho de berma.

**Ancho de berma:**  $(0.2 \times H) + 2 + \text{FoS}$ ; para  $H < 9$  metros (2.16)

**Ancho de berma:**  $(0.2 \times H) + 4.5 + \text{FoS}$ ; para  $H > 9$  metros (2.17)

Donde:

H: Altura de talud

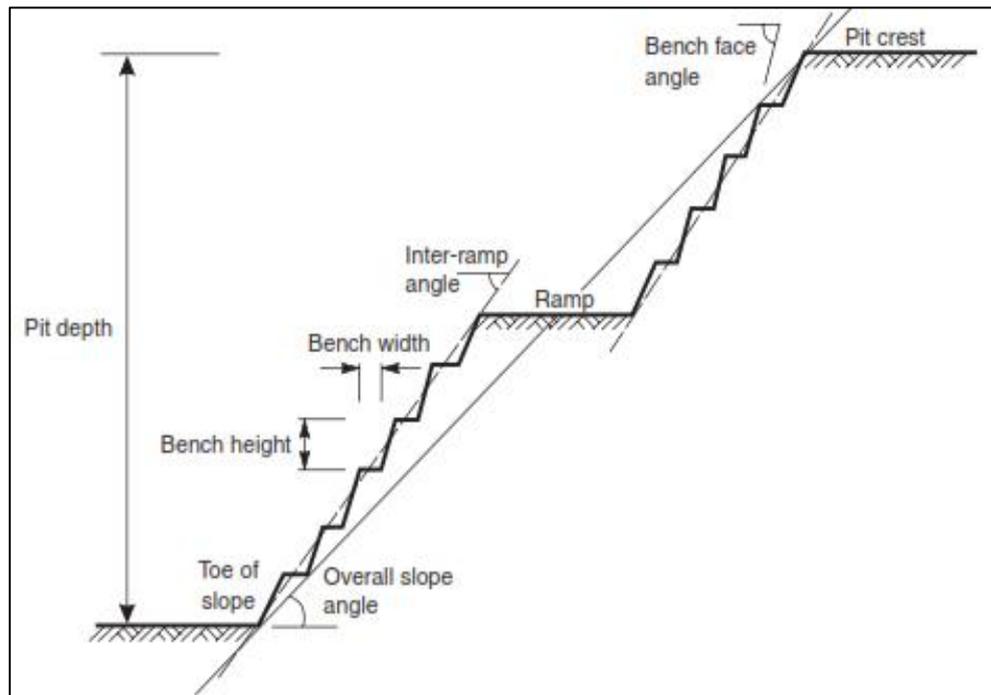
FoS: Factor de seguridad

**Ángulo de talud de banco:** Es el ángulo delimitado entre la horizontal y la línea de máxima pendiente de la cara de banco.

**Ángulo inter-rampa:** Generalmente solo se encuentra en minas de gran dimensión, y corresponde a la inclinación entre las rampas o pistas de acceso hacia el fondo de la corta.

**Ángulo de talud final de explotación:** Corresponde al que se mide desde el fondo de la corta hasta la coronación de la misma. Se caracteriza por ser el ángulo más bajo de los 3 analizados.

En la figura 2.13 se ilustran todos los parámetros para el diseño a cielo abierto.



**Figura 2.13** Geometría de taludes mineros  
**Fuente:** Duncan & Mah, 2004

## 2.2. Ubicación geográfica

El área minera de Calizas Huayco, se encuentra ubicado al oeste de la ciudad de Guayaquil, en el Km. 12 de vía a la costa. El área de explotación de la cantera comprende una extensión de casi 2.5 Km., a lo largo del tren montañoso de Chongón-Colonche.



**Figura 2.14** Ubicación de Estaciones Geomecánicas de estudio  
**Fuente:** Google Earth, 2017

Las concesiones mineras sobre las que se desarrolla la presente investigación son las de: Lérída, Fraga y Decal. Las estaciones geomecánicas propuestas para la realización de este estudio son cuatro; tres de las cuales se encuentran sobre la formación San Eduardo, con el fin de caracterizar la caliza tipo 4 y la última, sobre la formación Guayaquil con el fin de caracterizar la Lutita. Con estas cuatro estaciones se estudiarían las dos litologías, presentes en los taludes finales del proyecto, de acuerdo al marco geológico local.

En la figura 2.14 se nota el área de estudio, además de las estaciones de análisis y el sector de diseño. En la tabla II se muestra la localización geográfica de las estaciones en PSAD 56.

**Tabla III.** Localización geográfica de las estaciones geomecánicas

<b>Estaciones</b>	<b>Litología</b>	<b>Este</b>	<b>Norte</b>	<b>Cota</b>
<b>E1</b>	Caliza IV	611702	9759755	129
<b>E2</b>	Caliza IV	612911	9760307	50
<b>E3</b>	Caliza IV	612700	9760288	80
<b>E4</b>	Lutita	611116	9759572	110

**Fuente:** Añazco, L., 2016

### **2.3. Marco geológico**

#### **2.3.1. Geología regional**

La cantera de Calizas Huayco, se halla sobre un dominio netamente sedimentario, del tipo calcáreo y silicificado. Las formaciones dominantes dentro de la jurisdicción de Huayco son: Guayaquil y San Eduardo con la presencia de depósitos Coluviales sobre el macizo en la coronación y en las laderas del cerro. En el ANEXO C, se presenta el mapa geológico a nivel regional del área de estudio.

#### **Formación Guayaquil (Maastrichtiano)**

La localidad tipo está en la cantera frente al puente sobre el estero *Salado*, en la salida W de Guayaquil. Los afloramientos siguen en las canteras del Cerro Santa Ana. Forman una banda paralela al flanco S de la Cordillera Chongón Colonche hasta unos 80 Km al WNW de Guayaquil (Bristow, 1977). Consiste de estratificaciones delgadas a masivas, de color gris, habano, verdoso oscuro, gris, y negro, con ínter estratificaciones de lutitas silicosas, arcillita y tobas localmente

deformadas, con estructuras sin-sedimentarias y rizaduras (slumps). (Nuñez del Arco, 2003).

La parte superior de la formación es calcárea y contiene más lutitas y arcilla que la parte baja. Su carácter calcáreo puede ser secundario, debido, a la presencia de las calizas San Eduardo. La formación Guayaquil, se caracteriza por concreciones de Chert en bandas alternantes de color gris claro a gris oscuro y negro de aproximadamente 0.5 centímetros de ancho. Estas concreciones varían en su tamaño, de unos pocos centímetros, a por lo menos 1 metro de diámetro. El espesor de los horizontes de chert varía, alrededor de 90 metros, en la localidad tipo, hasta cerca de 260 metros, en la parte noroeste de la cordillera de Chongón – Colonche. Posee varias estructuras primarias como pliegues de carga, boudinage, estratificación gradada y laminación. (Thalman, 1946).

### **Formación San Eduardo (Eoceno medio)**

La localidad tipo está en la cantera San Eduardo de la empresa Holcim, en la autopista vía a la costa, prov. del Guayas, 2 Km al W del cerro San Eduardo. Desde allí bordea el flanco S de la cordillera Chongón - Colonche hasta unos 40 Km al W de Guayaquil. Afloramientos esporádicos de calizas tipo San Eduardo ocurren en Manabí (Pacoche,

La Travesía, Santa Marianita) y se extienden hasta Esmeraldas (Businga, Río Verde, Punta Ostiones).

Está constituida por una calcarenita turbidítica hasta calc-crudita bien estratificada. Contiene algas y clastos de calcilutitas y chert (Frey & Mills, 1968). Descansa sobre el miembro Guayaquil en forma aparentemente concordante pero las respectivas edades sugieren un hiato sedimentario, entre ellas buza hacia el W debajo de la formación Las Masas o en su ausencia debajo de depósitos del Mioceno. Su espesor bordea los 200 m (Bristow, 1977).

### **Formación Las Masas (Eoceno medio al tardío)**

Se extiende desde las canteras San Eduardo, 23 km NW de Chongón hasta el río Paco en el NNW. Está formada por lodolitas semiduras, estratificadas, verde amarillas, localmente calcáreas. El contacto inferior con la formación San Eduardo es transicional (Frey & Mills, 1968).

### **Depósitos Coluviales**

Se hallan sobre la ladera del tren estructural de Chongón - Colonche, generalmente de hasta un par de decenas de espesor promedio. Su composición es limosa a arenosa, con presencia de arcilla compactada y de material orgánico, los espesores representativos se hallan en la

coronación del cerro Azul, aunque en las faldas del mismo cerro, es posible encontrar ciertos depósitos representativos.

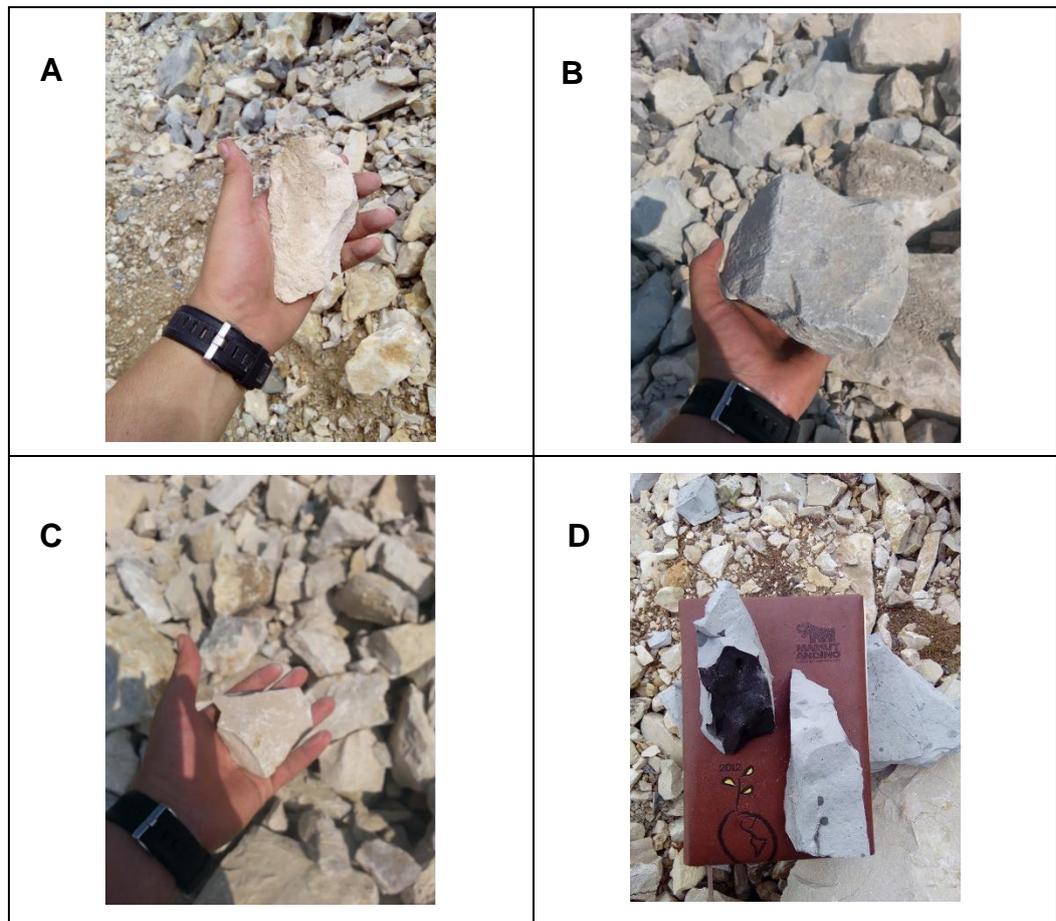
### **2.3.2. Geología local**

A nivel local todo el desarrollo del proyecto, se basa en el estudio y caracterización geomecánica de la caliza tipo IV, de la formación San Eduardo y de la lutita silíceo de la formación Guayaquil.

#### **Caliza de San Eduardo**

El paquete calcáreo de San Eduardo dentro de la cantera, se subdivide en 4 tipos, basados principalmente en la pureza de la roca para su explotación, esto es caliza tipo I, II, III y IV respectivamente.

La presencia y el contenido de arcilla negra para cada tipo de caliza, es el que le da su color característico. De forma general la caliza tipo I y III son las unidades más claras y de mayor pureza, en contraste con la caliza tipo II y IV, que son las que mayor contenido de arcilla negra presentan. En la figura 2.15, se muestran los 4 tipos de caliza presentes en la zona, A, B, C y D que corresponden a la caliza tipo I, II, III y IV respectivamente.

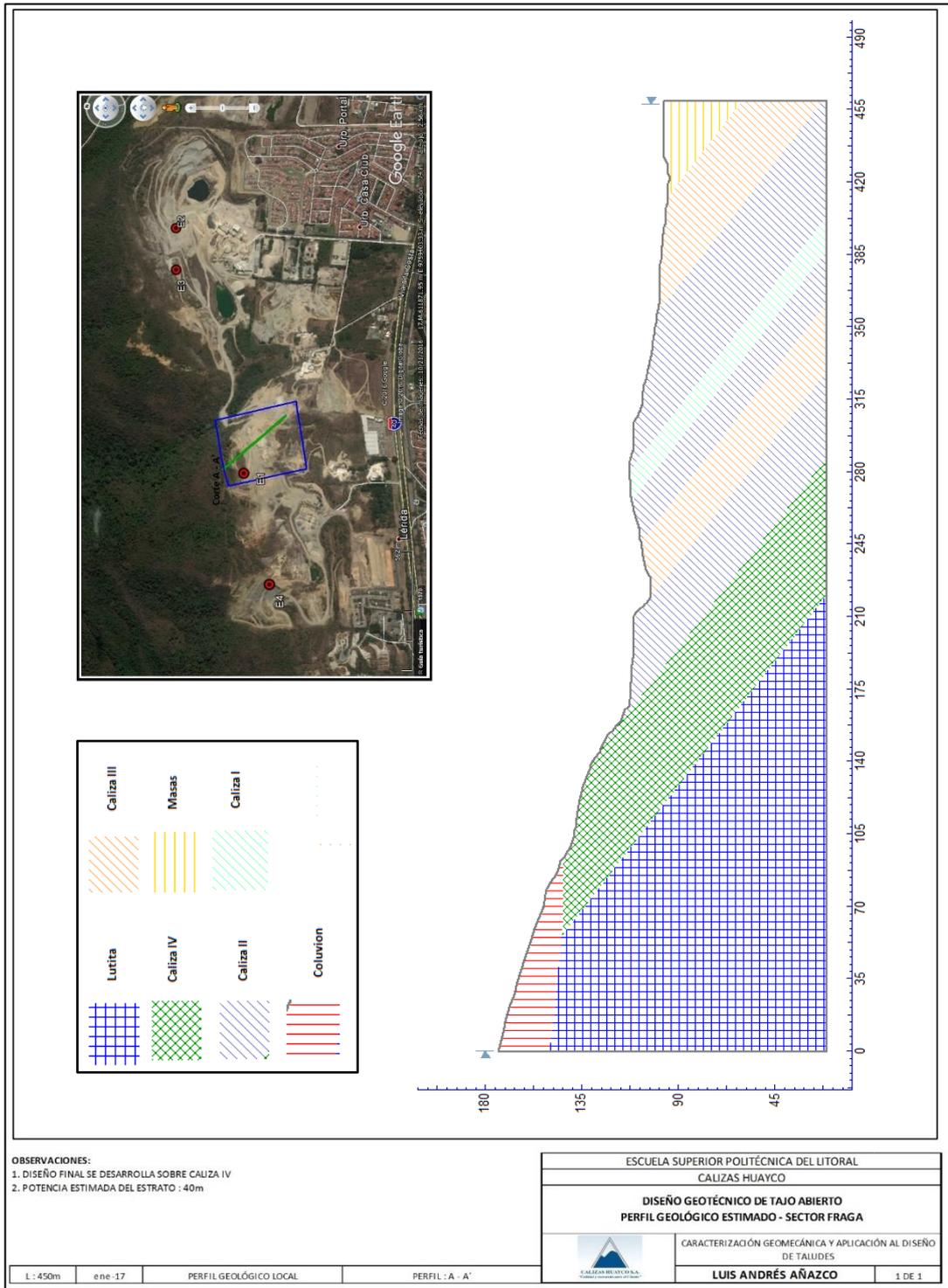


**Figura 2.15** Tipos de caliza presentes en la zona de estudio  
**Fuente:** Añazco, L., 2016

### **Lutita silíceea**

La unidad geológica base del estudio, es la lutita de la formación Guayaquil, de alto contenido en sílice, generalmente de un color grisáceo claro a oscuro y de alta dureza, debido al sílice presente en su estructura. En general el macizo rocoso, presenta intercalaciones de un relleno de arcilla negra compacta, con espesores de hasta 40 cm.

A continuación, se presenta el perfil geológico, en donde es visible la disposición de los estratos con respecto al talud natural.



**Figura 2.16** Perfil Geológico estimado para el Sector de Diseño  
**Fuente:** Añazco, L., 2016

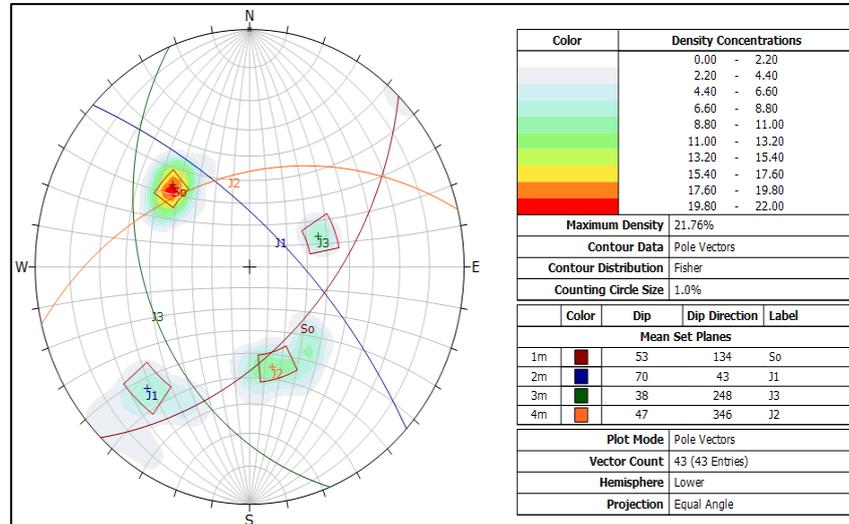
### **2.3.3. Geología estructural**

La estribación sur de la cordillera Chongón - Colonche representa la cuesta homoclinal formada por las calizas de la formación San Eduardo y las lutitas-calcareas de la formación Guayaquil. Es decir que el relieve está condicionado por la estructura homoclinal, la cual presenta un rumbo promedio de entre N 110° y un buzamiento promedio entre 35° a 50° hacia el sur (Benítez, 1995).

Dentro del sector de diseño, la presencia de un anticlinal con rumbo de N 30°, hace que el estrato de caliza, cambie de rumbo a N 45°, representando una situación favorable que disminuye el riesgo de falla planar dentro del estrato de caliza.

Al este del sector de diseño se tiene la presencia de una falla con rumbo aproximado de N 50° que influye en menor medida que el anticlinal sobre el sector de diseño. El rumbo de la falla local sigue hasta la quebrada Vidal, sobre las unidades II y III de caliza. Ambas estructuras se evidencian en el mapa de geología regional en el ANEXO C.

## Caracterización estructural



**Figura 2.17** Familias de juntas principales Caliza IV  
Fuente: Rocscience Inc., 2016

La unidad IV de San Eduardo, caracterizada por caliza grisácea, debido a la presencia de arcilla de color negra, presenta un set de discontinuidades conformado por la estratificación ( $S_0$ ) y discontinuidades principales ( $J_1$ ,  $J_2$  y  $J_3$ ). Visible en la figura 2.17 y en resumen en la tabla III.

**Tabla IVV.** Set de discontinuidades principales de unidad caliza IV

Set	Caliza IV	
	Dip.Dir.	Dip.
<b>S<sub>0</sub></b>	134	53
<b>J<sub>1</sub></b>	43	70
<b>J<sub>2</sub></b>	346	47
<b>J<sub>3</sub></b>	248	38

Fuente: Añazco, L., 2016

#### **2.3.4. Dominios geotécnicos**

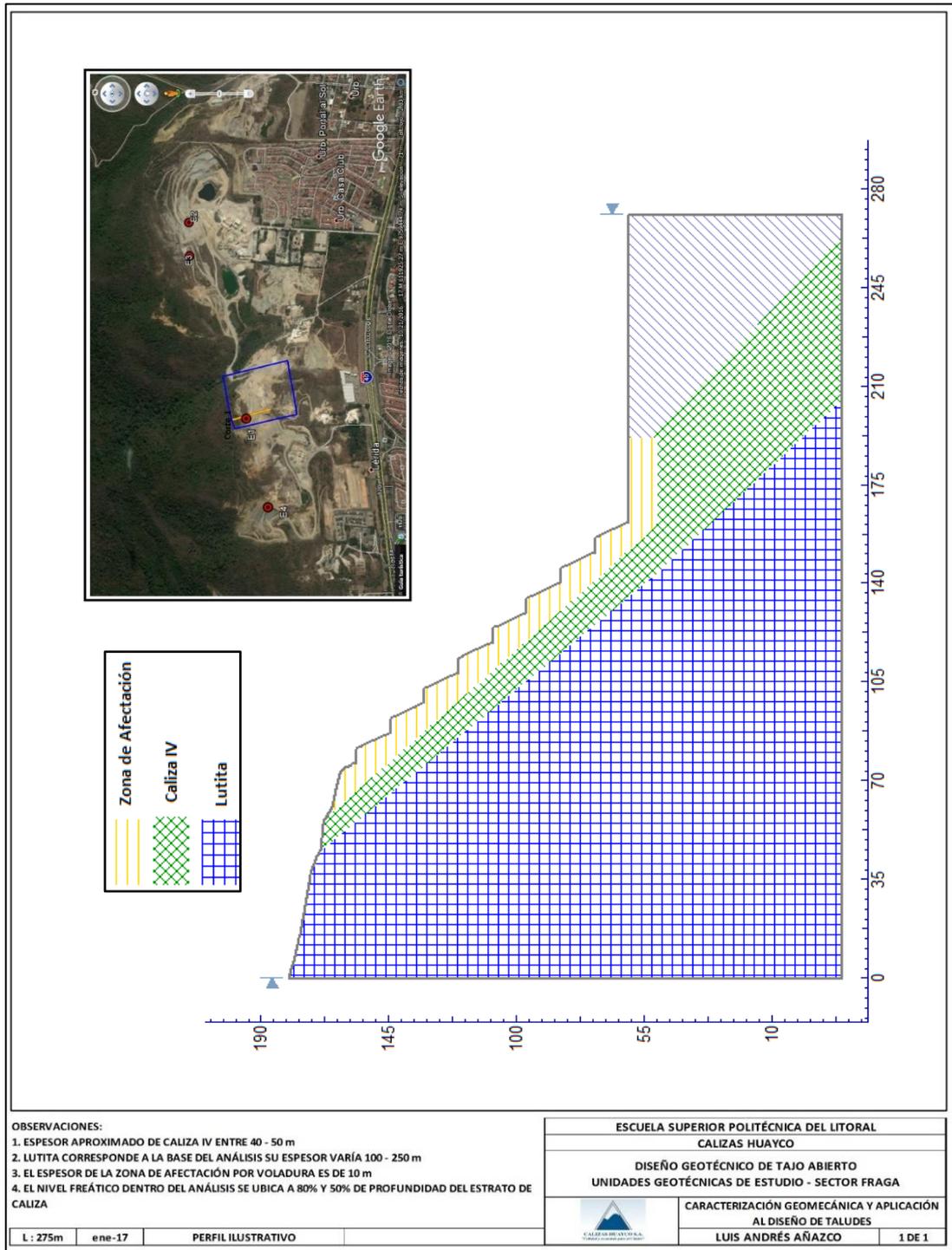
Las unidades geológicas presentes en el área de estudio fueron agrupadas en 3 dominios geotécnicos, en función del análisis estructural y de la geología local. La caracterización de la sobrecarga del tipo coluvial, no es motivo del presente estudio, a pesar de ser representativa dentro del análisis.

**Caliza tipo IV:** Con menor contenido de carbonatos, representa la unidad de menor pureza, con presencia de arcilla negra en su composición, que le dan su color característico, su espesor varía de 40 a 50 metros. El macizo rocoso presenta intercalaciones de arcilla negra compacta, de varios centímetros de espesor, que representan planos de debilidad bien diferenciados.

**Lutita:** De composición silíceo y calcárea, su espesor estimado es de 100 a 250 metros y corresponde a la unidad base de nuestro análisis.

Del mismo modo el macizo rocoso presenta intercalaciones de arcilla negra compacta, de hasta 40 cm de espesor, que representan planos de debilidad bien diferenciados. El contacto con la caliza IV es graduado, con la presencia de una zona de transición de igual resistencia.

**Zona de afectación por voladura:** Corresponde al macizo rocoso, afectado por las voladuras de producción. El factor de perturbación D, se estima en 1 para esta zona y el espesor promedio para el presente estudio en 10 m, que corresponde a una altura de talud promedio de 100 m (Knight Piésold Consulting, 2012).



**Figura 2.18** Unidades geotécnicas de estudio

Fuente: Añazco, L., 2016

### **2.3.5. Hidrogeología**

La unidad hidrogeológica Guayas, se encuentra ubicada al oeste de las estribaciones occidentales de la cordillera occidental. Abarca una superficie de unos 28000 Km<sup>2</sup>. Geomorfológicamente se caracteriza por un relieve relativamente plano, con amplias planicies conformada por terrazas y aluviones cuaternarios. Al norte el relieve cambia hacia una zona de montaña.

El sistema hidrográfico se concentra en dos grandes cursos fluviales: el río Daule, que recibe el aporte de los ríos Macul, Peripa, Pescadillo, Cajones y La Esperanza. Hacia el este, el río Babahoyo, cuyos tributarios principales son los ríos Vinces, Tintos, Quevedo, Milagro y Catarama. Los caudales registrados de varios pozos, varían de entre los 0.2 litros/segundo a 96 litros/segundo en época invernal.

Para el presente estudio al no tener datos fiables de la condición del nivel freático ni de la presión de poros en el macizo rocoso, se evaluarán 2 situaciones: al 50% y al 80% de la altura de talud máxima, ambas a una profundidad de 5 m sobre la cara del talud.

### 2.3.6. Sismicidad

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

Para la ciudad de Guayaquil el valor de la PGA (peak ground acceleration) promedio, es de 0.4 g, del cual se hace uso para el análisis pseudoestático; este valor, mostrado en la tabla IV, se encuentra establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, y corresponde a una caracterización de riesgo alta.

En el ANEXO D, se presenta el mapa en donde se reconoce el hecho de que la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana, que es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallas local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

**Tabla V.** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor de factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

---

**sísmica**

---

**Fuente:** (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2011)

### 2.3.7. Criterios de validación de FoS

Las configuraciones recomendadas para los taludes en minas open pit, fueron desarrolladas basadas en análisis de resultados e interpretación de los modelos geológicos, características del macizo rocoso y condiciones inferidas de agua subterránea. A continuación, en la figura 2.20 se presentan los rangos de FoS requeridos para el diseño de minas a cielo abierto.

Slope Scale	Consequences of Failure	Acceptance Criteria		
		FOS (min) (Static)	FOS (min) (Dynamic)	POF (max) P[FOS≤1]
Bench	Low to High	1.1	N/A	25% - 50%
Inter-ramp	Low	1.15 - 1.2	1.0	25%
	<b>Medium</b>	<b>1.2</b>	<b>1.0</b>	<b>20%</b>
	High	1.2 - 1.3	1.1	10%
Overall	Low	1.2 - 1.3	1.0	15% - 20%
	<b>Medium</b>	<b>1.3</b>	<b>1.05</b>	<b>5% - 10%</b>
	High	1.3 - 1.5	1.1	≤5%

**Figura 2.19** Criterios de Aceptación de FoS

**Fuente:** Read & Stacey, 2009

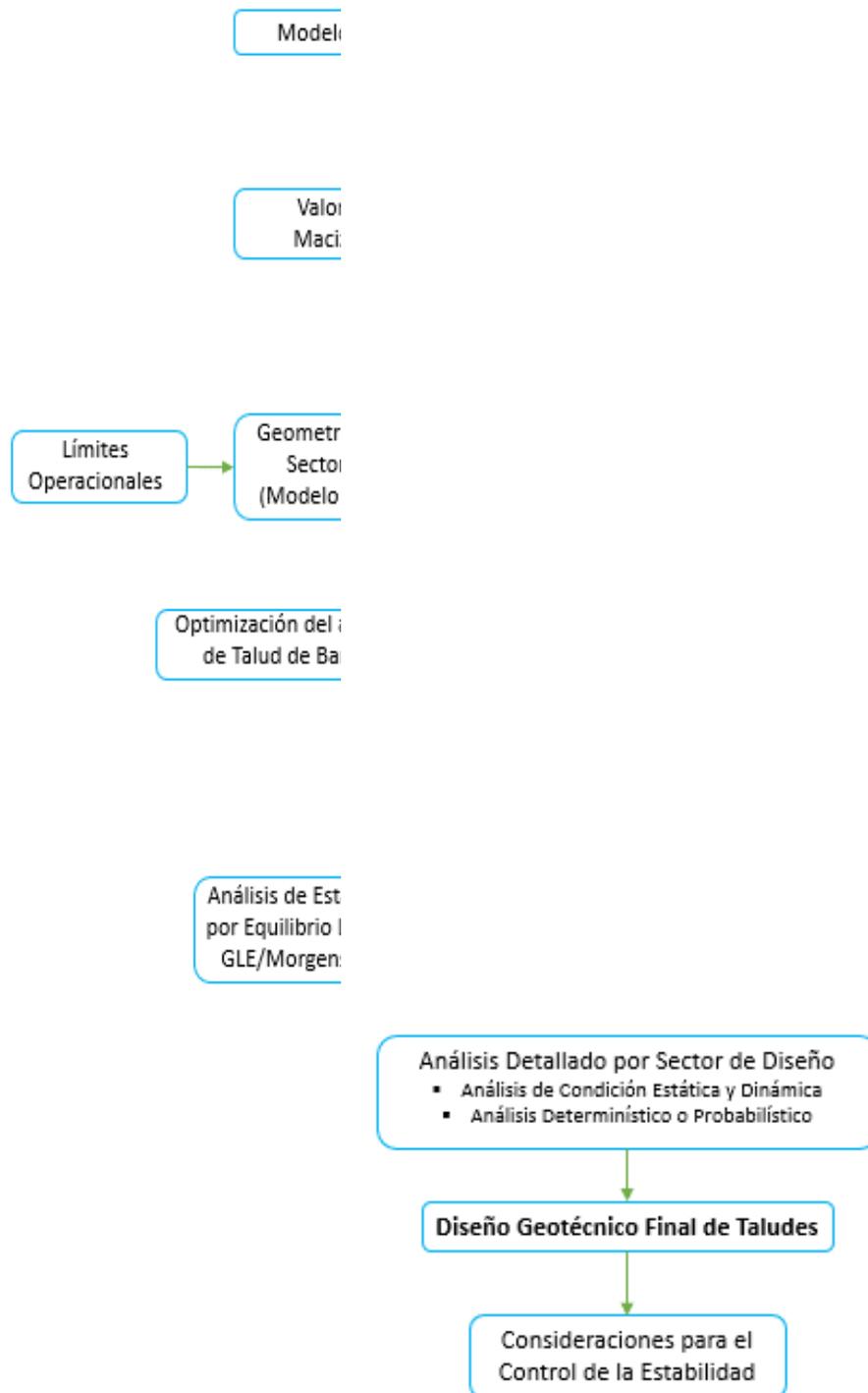
Para el análisis de ángulo de talud de banco, un FoS con una POF < 0.3, es requerido para la validación de resultados, para el caso de análisis de talud global, es requerido un FoS estático 1.3 y FoS dinámico de 1.05, que son los valores típicos para el pre-diseño de taludes de mina (Duncan & Mah, 2004).

Para la validación de los FoS del análisis de ángulo de talud global, los métodos de Morgenstern-Price y SRF son los más usados para la evaluación por métodos de equilibrio límite y elementos finitos en Slide y Phase2 respectivamente (Knight Piésold Consulting, 2012).

## **2.4. Metodología**

La metodología general se basa en una aplicación del método científico, pasando de una investigación teórica o básica a una documental. La metodología a continuación descrita se basa en el estudio y diseño geotécnico de taludes a nivel mundial.

- Recopilación de estudios previos de levantamiento geológico local y regional
- Mapeo geomecánico y censado de discontinuidades
- Determinación de las propiedades de resistencia del macizo rocoso y de las juntas
- Análisis cinemático de taludes y optimización del ángulo de cara de banco
- Validación del ángulo de talud global mediante el análisis de estabilidad en equilibrio límite y elementos finitos.
- Propuesta de diseño final
- Medidas a tener en cuenta para el control de la estabilidad de taludes



**Figura 2.20** Metodología del diseño de taludes  
**Fuente:** Añazco, L., 2016

# **CAPÍTULO 3**

## **ANÁLISIS DE RESULTADO**

### 3.1. Calidad del macizo rocoso

#### 3.1.1. Rock Mass Rating (RMR)

La calidad de la caliza tipo IV es de media a buena respectivamente, los valores promedio de RMR van de 56 a 70, de acuerdo a los valores de RMR básico obtenidos, los cuales se presentan como resumen a continuación, además en el ANEXO E, se describen las estaciones geomecánicas realizadas, para la caracterización del macizo.

**Tabla VI.** Resultados de la valoración del RMR para la E1

RMR <sub>básico</sub> E <sub>1</sub> Caliza IV		Valoración Mínima		Valoración Máxima		
		Resumen	Valoración	Resumen	Valoración	
RMR1	RCS (MPa)	49	4		7	
RMR2	RQD (%)	78	17	78	17	
RMR3	Espaciado (mm)	60 - 200	8	200 - 600	10	
RMR4	Estado de las Juntas	Persistencia (m)	3 - 10	2	1 - 3	4
		Apertura (mm)	1 - 5	1	1 - 5	1
		Rugosidad	Ligeramente Rugosa	3	Rugosa	5
		Relleno (mm)	Duro < 5	4	Ninguno	6
		Alteración	Moderado	3	Ligero	5
		Total		13		21
RMR5	Presencia de Agua	Seco	15	Seco	15	
<b>Rango RMR<sub>básico</sub></b>			<b>57</b>	<b>--</b>	<b>70</b>	

Fuente: Añazco, L., 2016

**Tabla VII.** Resultados de la valoración del RMR para la E2

RMR <sub>básico</sub> E <sub>2</sub> Caliza IV		Valoración Mínima		Valoración Máxima		
		Resumen	Valoración	Resumen	Valoración	
RMR1	RCS (MPa)	65	7	65	7	
RMR2	RQD (%)	64	13	64	13	
RMR3	Espaciado (mm)	200 - 600	10	200 - 600	10	
RMR4	Estado de las Juntas	Persistencia (m)	10 - 20	1	3 - 10	2
		Apertura (mm)	1 - 5	1	1 - 5	1
		Rugosidad	Ligeramente Rugosa	3	Ligeramente e Rugosa	3
		Relleno (mm)	Duro < 5	4	Ninguno	6
		Alteración	Ligera	5	Ligera	5
		Total		14		17
RMR5	Presencia de Agua	Seco	15	Seco	15	
<b>Rango RMR<sub>básico</sub></b>			<b>59</b>	<b>--</b>	<b>62</b>	

Fuente: Añazco, L., 2016

**Tabla VIII. Resultados de la valoración del RMR para la E3**

RMR <sub>básico</sub> E <sub>3</sub> Caliza IV		Valoración Mínima		Valoración Máxima		
		Resumen	Valoración	Resumen	Valoración	
<b>RMR1</b>	RCS (MPa)	55	<b>7</b>	55	<b>7</b>	
<b>RMR2</b>	RQD (%)	71	<b>13</b>	71	<b>13</b>	
<b>RMR3</b>	Espaciado (mm)	200 - 600	<b>10</b>	600 - 2000	<b>15</b>	
<b>RMR4</b>	Estado de las Juntas	Persistencia (m)	3 - 10	2	3 - 10	2
		Apertura (mm)	1 - 5	1	1 - 5	1
		Rugosidad	Ligeramente Rugosa	3	Rugosa	5
		Relleno (mm)	Duro > 5	2	Duro > 5	2
		Alteración	Moderado	3	Moderado	3
		Total		<b>11</b>		<b>13</b>
<b>RMR5</b>	Presencia de Agua	Seco	<b>15</b>	Seco	<b>15</b>	
<b>Rango RMR<sub>básico</sub></b>			<b>56</b>	--	<b>63</b>	

Fuente: Añazco, L., 2016

**Tabla IX. Resultados de la valoración del RMR para la E4**

RMR <sub>básico</sub> E <sub>4</sub> Lutita		Valoración Mínima		Valoración Máxima		
		Resumen	Valoración	Resumen	Valoración	
<b>RMR1</b>	RCS (MPa)	60	<b>7</b>	60	<b>7</b>	
<b>RMR2</b>	RQD (%)	60	<b>13</b>	60	<b>13</b>	
<b>RMR3</b>	Espaciado (mm)	60 - 200	<b>8</b>	200 - 600	<b>10</b>	
<b>RMR4</b>	Estado de las Juntas	Persistencia (m)	10 - 20	1	10 - 20	1
		Apertura (mm)	>5	0	1 - 5	1
		Rugosidad	Rugosa	5	Rugosa	5
		Relleno (mm)	Duro > 5	2	Duro > 5	2
		Alteración	Inalterado	6	Inalterado	6
		Total		<b>14</b>		<b>15</b>
<b>RMR5</b>	Presencia de Agua	Seco	<b>15</b>	Seco	<b>15</b>	
<b>Rango RMR<sub>básico</sub></b>			<b>57</b>	--	<b>60</b>	

Fuente: Añazco, L., 2016

En las tablas V, VI, VII y VIII se presentan los resultados del análisis de las estaciones geomecánicas por RMR.

Como resumen, se presenta la valoración promedio del RMR obtenido, para ambas unidades geológicas, mediante las estaciones de campo en tabla IX.

**Tabla X.** Valores promedio de RMR

Unidad	RCS	RQD	RMR mín.	RMR máx.
Caliza IV	56	71	57	65
Lutita	60	60	57	60

**Fuente:** Añazco, L., 2016

### 3.1.2. Geological Strength Index (GSI)

La variación del índice para cada unidad geotécnica es significativa, a continuación, se muestra los resultados del GSI en la tabla X.

**Tabla XII.** Valores promedio de GSI obtenidos

Unidad	Estación	Rango		Promedio
		Mín.	Máx.	
Caliza IV	E1	30	50	50
	E2	40	60	
	E3	50	60	
Lutita	E4	60	70	65

**Fuente:** Añazco, L., 2016

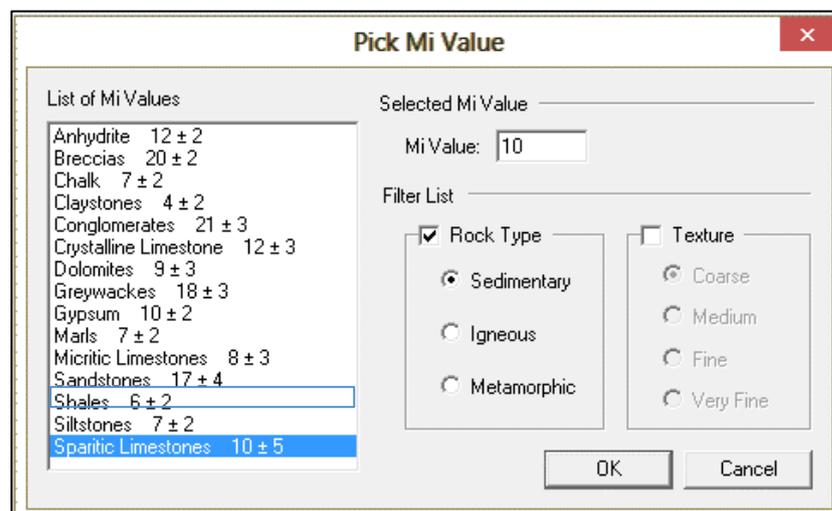
### 3.1.3. Factor de perturbación D

Por motivo de análisis el factor de perturbación por voladura del macizo rocoso, se lo estima en 0.85, valor que el válido para el diseño y pre-

diseño de taludes en minas open pit. El valor D, cambia para la zona de perturbación del macizo, el cual se aproxima a 1.

### 3.1.4. Constante mi

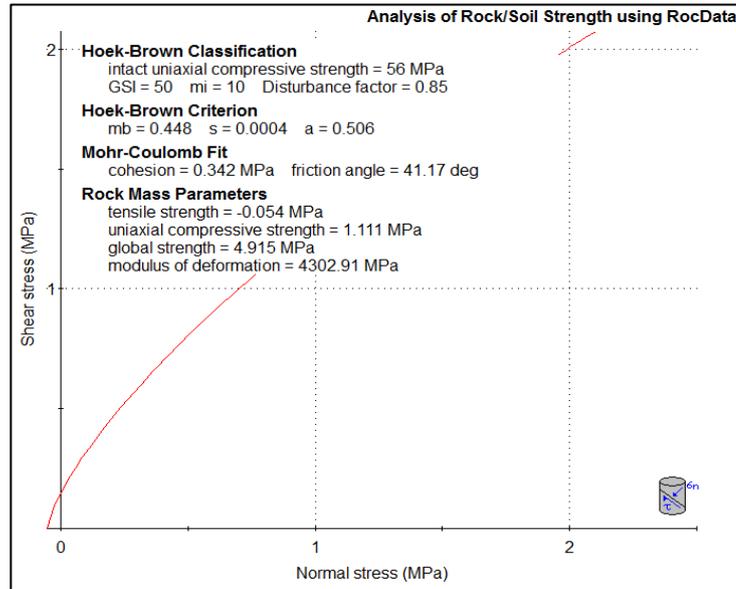
El valor de la constante, se la obtiene mediante el ábaco de Hoek, para la roca intacta, en este caso el valor es 10 para la caliza y 6 para la lutita.



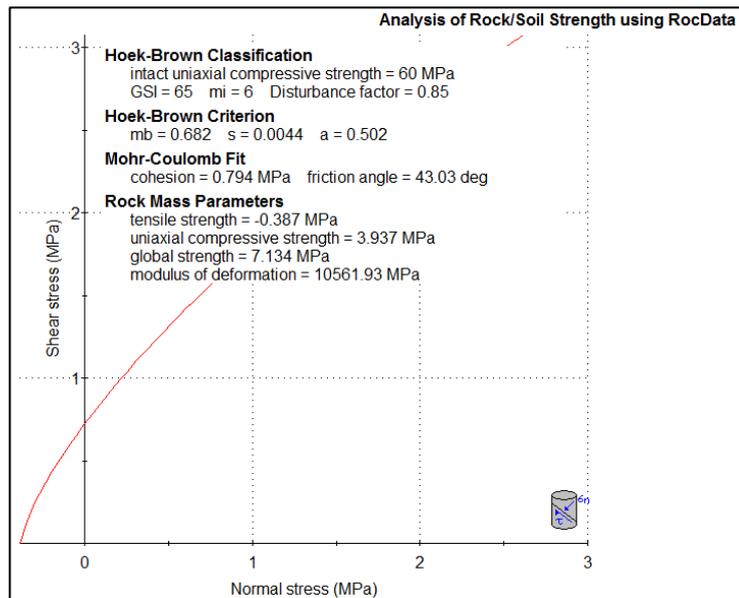
**Figura 3.1** Selección de la constante mi para la roca intacta  
**Fuente:** Hoek, E., 2000

### 3.1.5. Pasaporte de resistencia

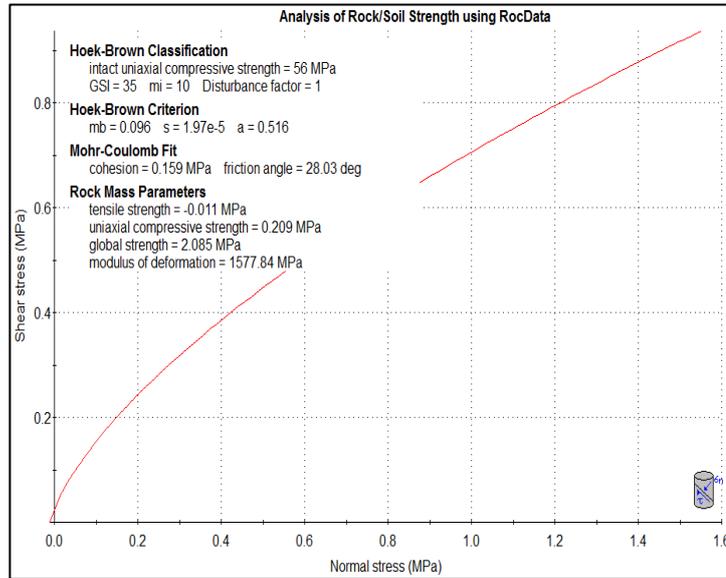
Los parámetros de resistencia del macizo, para las unidades geotécnicas analizadas, se obtuvieron mediante el software RocData, a continuación, se ilustran la envolvente de acuerdo al criterio de Hoek & Brown en las figuras 3.2, 3.3 y 3.4 para la caliza IV, lutita y zona de afectación.



**Figura 3.2** Envolvente de Hoek & Brown para la caliza tipo IV  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016



**Figura 3.3** Envolvente de Hoek & Brown para la Lutita  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016



**Figura 3.4** Envoltura de Hoek & Brown para la zona de afectación  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016

Finalmente, los parámetros de resistencia de las unidades geotécnicas analizadas, se presentan a continuación a modo de resumen en la tabla XI.

**Tabla XII.** Resumen de las propiedades de resistencia del macizo rocoso

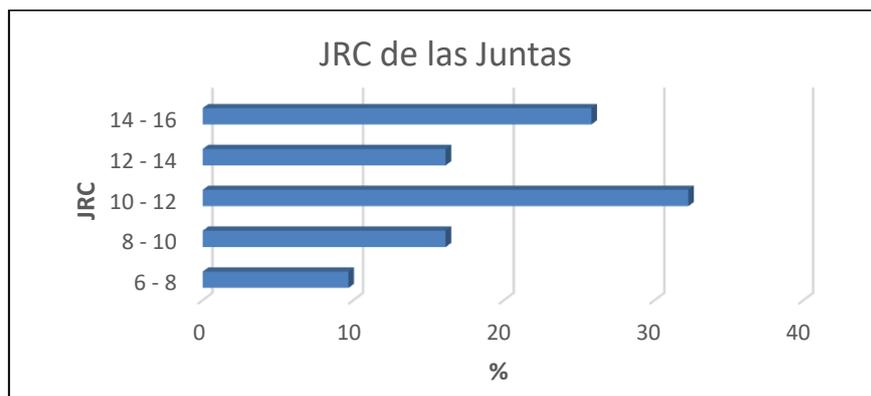
Material	Dominio geotécnico	Peso unitario	RCS	RMR	GSI	mi	Módulo elástico	Módulo de Poisson	Ángulo de fricción	Cohesión
			KN/M3	MPa						
Fm. San Eduardo	Caliza tipo IV	24	56	61	50	10	22	0.1 a 0.2	41	340
	Zona de afectación por voladura	24	56	-	35	10	22	0.1	28	160
Fm. Guayaquil	Lutita	24	60	59	65	6	19	0.1 a 0.2	43	790

**Fuente:** Añazco, L., 2016

### 3.1.6. Resistencia de las juntas

Aplicando el principio de Barton-Bandis, obtenemos los valores de  $JRC_n$  y  $JCS_n$ . El valor de  $L_n$  o persistencia media de las discontinuidades es 10 m. El valor de  $L_0$  es 10 cm, correspondiente a la longitud del peine de Barton.

El índice de rugosidad JRC, se obtuvo para cada familia de juntas, a continuación, se presenta el resumen en la figura 3.5.



**Figura 3.5** Índice de rugosidad JRC de las Juntas  
**Fuente:** Añazco, L., 2016

La RCS, de las paredes de las discontinuidades, es evaluada mediante el uso del esclerómetro, los valores del rebote del martillo, se presentan a continuación en la tabla XII.

**Tabla XIII.** Medidas del rebote del esclerómetro sobre las juntas

MEDIDAS ESCLERÓMETRO					MEDIA	JCS (MPa)
32	18	15	34	22		
30	32	34	28	24		
28	31	21	26	31		
30	28	32	26	38	<b>28</b>	<b>24</b>
25	25	30	32	29		
32	41	15	35	30		
20	25	32	21	25		

**Fuente:** Añazco, L., 2016

De la figura obtenemos que el valor medio del JRC de las juntas es de 10 a 12, por lo que el valor medio 11, se tomará para efectos del análisis. El valor de  $JCS_0$  para las paredes de discontinuidades es de 20 MPa. Finalmente reemplazando todos estos valores en las ecuaciones 2.4 y 2.5 respectivamente, tenemos:

$$JRC_{10} = 11 * \left(\frac{10}{0.10}\right)^{-0.02*11}$$

$$JRC_{10} = 11 * 0.36 = 4$$

$$JCS_{10} = 24 * \left(\frac{10}{0.10}\right)^{-0.03*11}$$

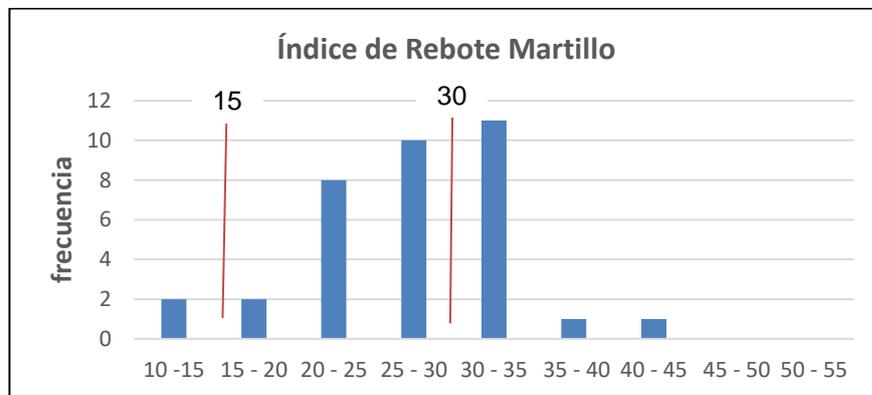
$$JCS_{10} = 24 * 0.22 = 5 \text{ MPa}$$

### 3.1.7. Ángulo de fricción residual

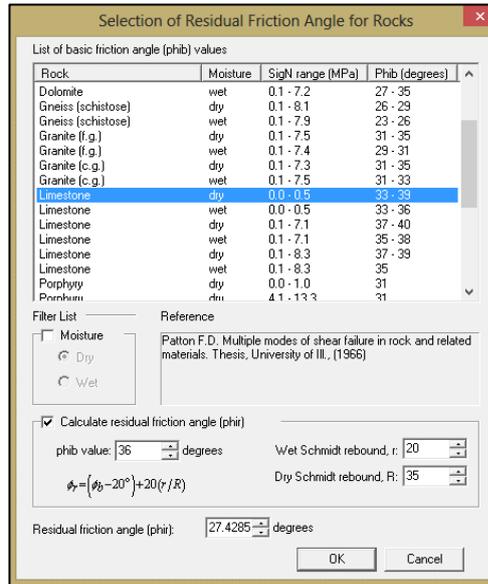
Previamente es necesario determinar los índices de rebote en discontinuidades húmedas y seca denotadas como los valores de r y R

respectivamente, para lo cual se establecen las familias de rebote del martillo. Siendo estos valores  $r=15$  y  $R=30$ , tal como se puede ver en la figura 3.6.

El valor de  $\varphi_b$ , lo obtenemos de la base de datos de RocData, este valor es 36 para la caliza, tal como se observa en la figura 3.7.



**Figura 3.6** Índice de rebote martillo Schmidt  
**Fuente:** Añazco, L., 2016



**Figura 3.7** Angulo de fricción residual de la caliza

**Fuente:** Patton, 1966

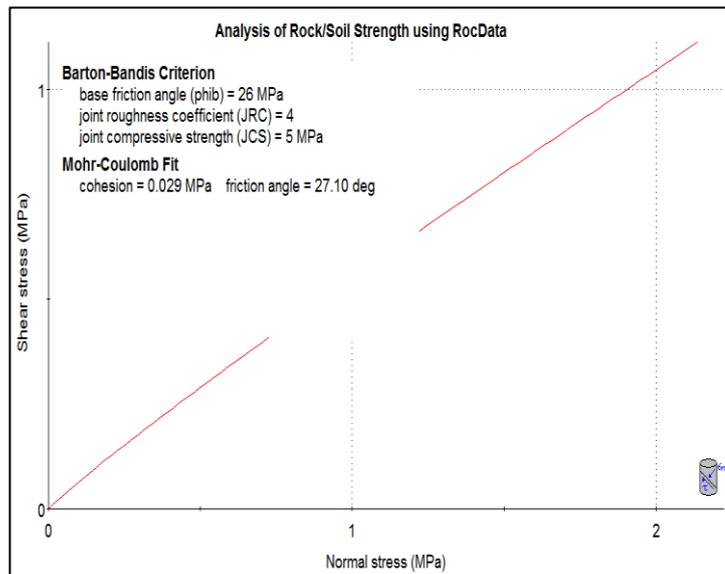
Manualmente, reemplazando estos valores en la ecuación 2.3, obtenemos el valor del ángulo de fricción residual o  $\varphi_r$  para las juntas.

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20 \left( \frac{r}{R} \right)$$

$$\varphi_r = (36 - 20) + 20 \left( \frac{15}{30} \right)$$

$$\varphi_r = 26$$

El valor de  $JRC_{10}$  es 4 y el valor de  $JCS_{10}$  es 5 MPa, por lo que el valor de la cohesión y ángulo de fricción de las juntas, se estimaron para un estado tensional a 80 m de talud en roca, la densidad de la caliza se tomó a  $24 \text{ KN/m}^3$ .



**Figura 3.8** Análisis de esfuerzos para juntas  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016

En la figura 3.8 se muestra el análisis de esfuerzos para las juntas. Los parámetros de resistencia de las juntas, se detallan a continuación:

**Tabla XIVV.** Propiedades de resistencia de las juntas

Caliza IV	Cohesión (MPa)	Ángulo de fricción (°)
Discontinuidades	0.029	27

**Fuente:** Añazco, L., 2016

### 3.2. Análisis cinemático

En nuestro caso el sector de diseño se resume a uno solo, con una dirección de buzamiento preliminar de 170°, la inclinación de talud de banco para esta zona se estima en 70° como una aproximación inicial la cual debe ser optimizada en los análisis posteriores. En la tabla XIV, se presenta el resumen de los parámetros de diseño modelo conservativo.

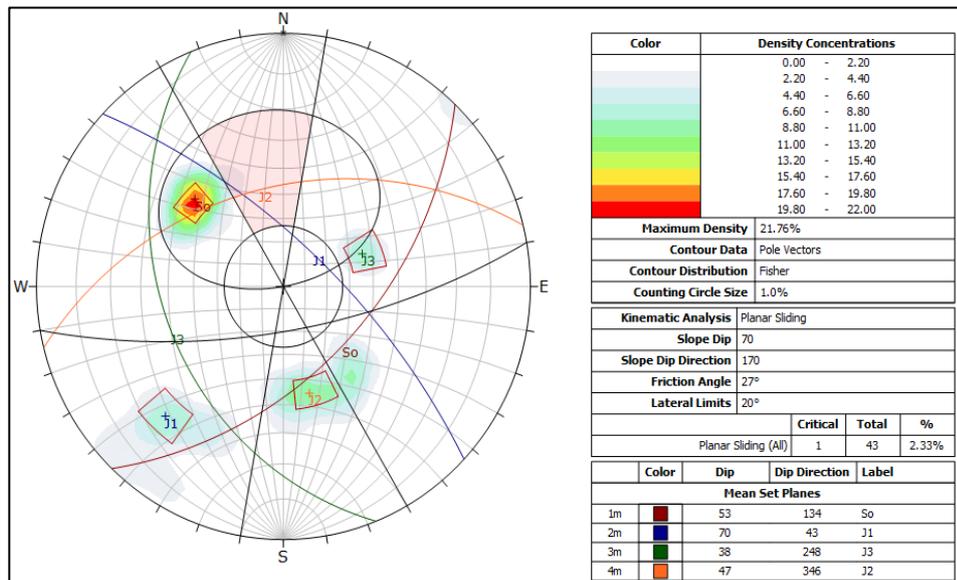
**Tabla XV.** Resumen del sector de diseño preliminar

Sector	Altura de talud máxima (m)	Dip/Dir de talud (Preliminar) (°)	Ángulo de talud (Preliminar) (°)	Dominio geotécnico
Fraga	100	170	70	Caliza IV

Fuente: Añazco, L., 2016

### Falla planar

De acuerdo al análisis cinemático, y dada la dirección de talud indicada existe poca probabilidad de falla planar. La probabilidad de falla aumenta cuando el talud tiende al SE. En la figura 3.9 se muestra el resultado del análisis estereográfico.



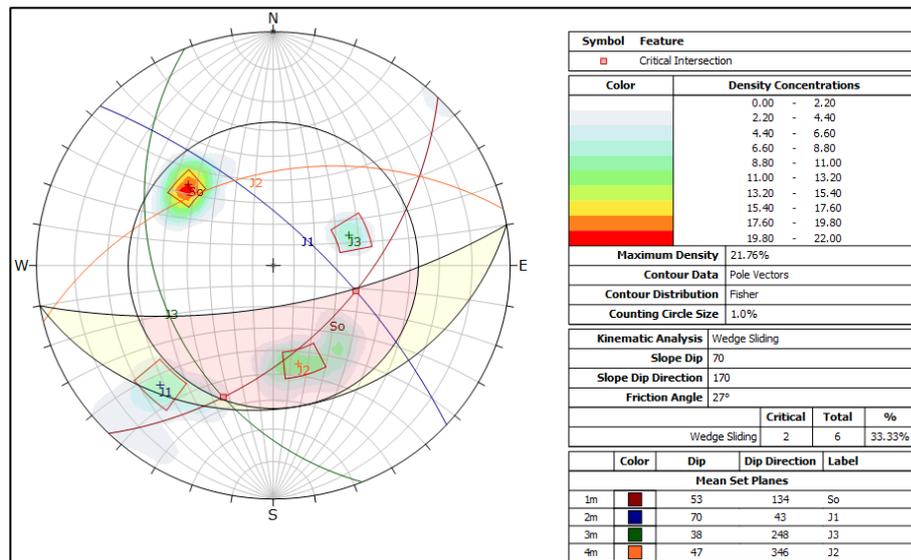
**Figura 3.9** Resultado del análisis estereográfico para falla plana

Fuente: Rocscience Inc., 2016

### Falla cuña

De acuerdo al análisis cinemático, existe una alta probabilidad de falla en cuña entre las familias de juntas S<sub>0</sub> y J<sub>3</sub> y S<sub>0</sub> y J<sub>1</sub>, en un 35% de falla de

tipo multi-banco y por caída de bloques. La orientación es favorable a la formación de cuñas de gran dimensión. En la figura 3.10 se muestra el resultado del análisis estereográfico.

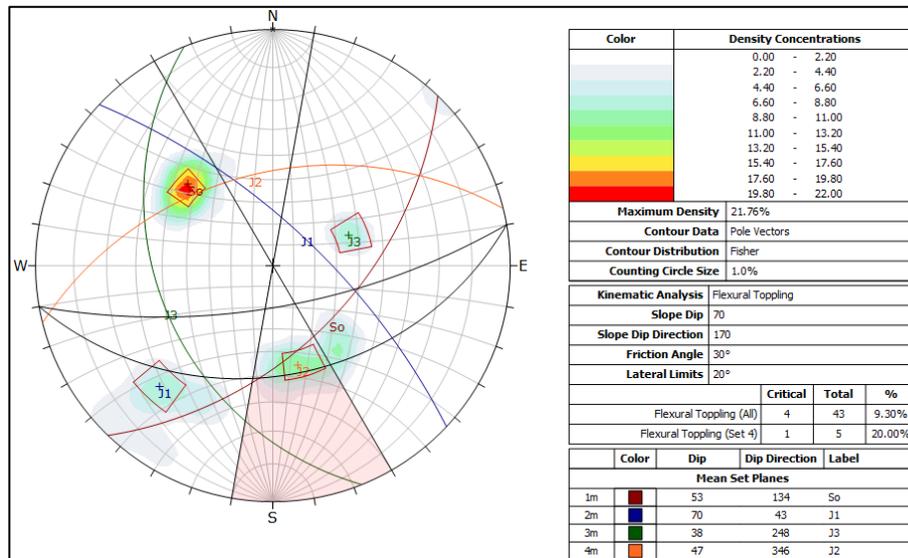


**Figura 3.10** Resultado del análisis estereográfico para falla en cuña  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016

### Vuelco de estratos

Dado el ángulo de talud inicial de 70°, existe la probabilidad de falla flexural para la familia de juntas J<sub>2</sub>, asimismo con un 20% de probabilidades aproximadamente. Con un ángulo de talud menor, se disminuye notablemente esta probabilidad de falla.

Dentro de este aspecto, existe la probabilidad de toppling, debido a la presencia de discontinuidades aleatorias, que presentan una tendencia hacia J<sub>2</sub>, mas sin embargo difieren significativamente con la familia J<sub>2</sub>.



**Figura 3.11** Resultado del análisis estereográfico para vuelco de estratos  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016

### Resumen del análisis estereográfico

El sector de diseño, 70/170 presenta una mayor probabilidad de falla en cuña del tipo multi-banco, planar y en menor porcentaje vuelco de estratos, este último presente para juntas aleatorias visible en la figura 3.11 del análisis anterior.

Se recomiendan ángulos de talud global y de banco bajos para el sector de diseño. La dirección de talud de 170° resulta la más favorable para disminuir la probabilidad de falla planar con respecto a la estratificación. La aproximación inicial de 70° resulta favorable para el diseño, aunque dicho valor es optimizado a continuación.

**Tabla XVII. Resumen del sector de diseño**

Sector	Dominio geotécnico	Sets de discontinuidades	Orientación de talud (°)	Bfa planar	Bfa cuña	Bfa toppling
		<b>Probabilidad falla</b>		<b>3 %</b>	<b>35 %</b>	<b>20 %</b>
<b>Fraga</b>	Caliza IV	Sets S <sub>0</sub> : 53/134 J <sub>1</sub> : 70/43 J <sub>2</sub> : 47/346 J <sub>3</sub> : 38/248	170	S <sub>0</sub>	S <sub>0</sub> /J <sub>3</sub>	J <sub>2</sub>

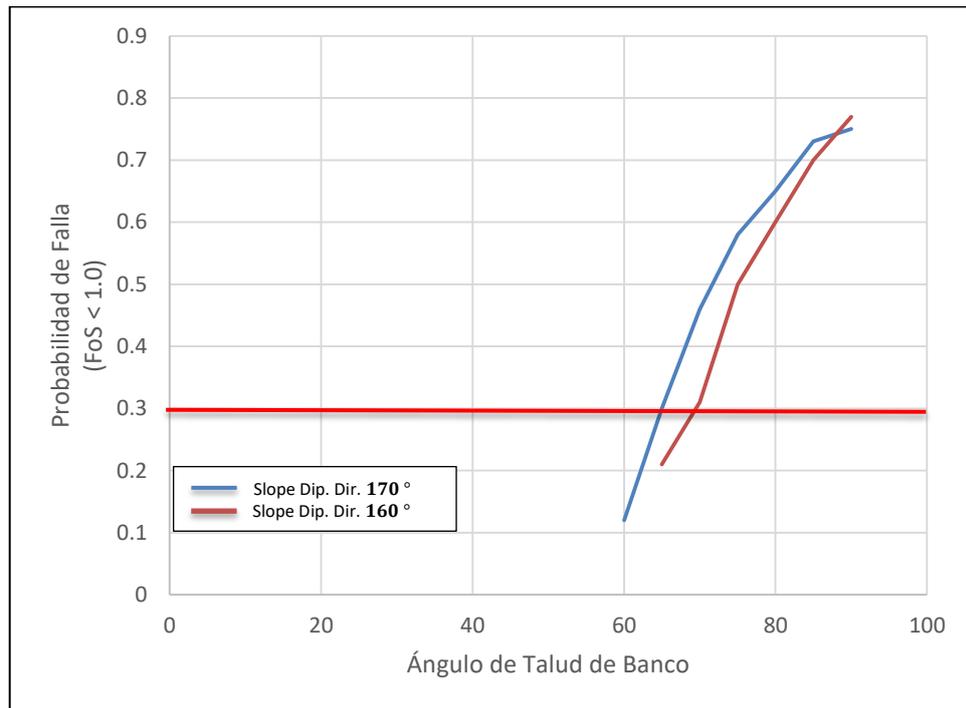
**Fuente:** Añazco, L., 2016

### 3.3. Ángulo de talud de banco

Para el análisis de optimización del ángulo de banco, se utilizó el software Swedge, la altura de banco establecida para el análisis se precisa en 12 m, que es la unidad actual de explotación de la cantera, el ancho de berma se estimó en 5 m.

El análisis para el set S<sub>0</sub> y J<sub>1</sub> presenta valores de FoS = 0, es decir una PoF = 1 lo que implica que las cuñas caigan naturalmente, dada la geometría de las juntas, las cuñas que se forman por este set de juntas son muy pequeñas para ser considerado en este análisis.

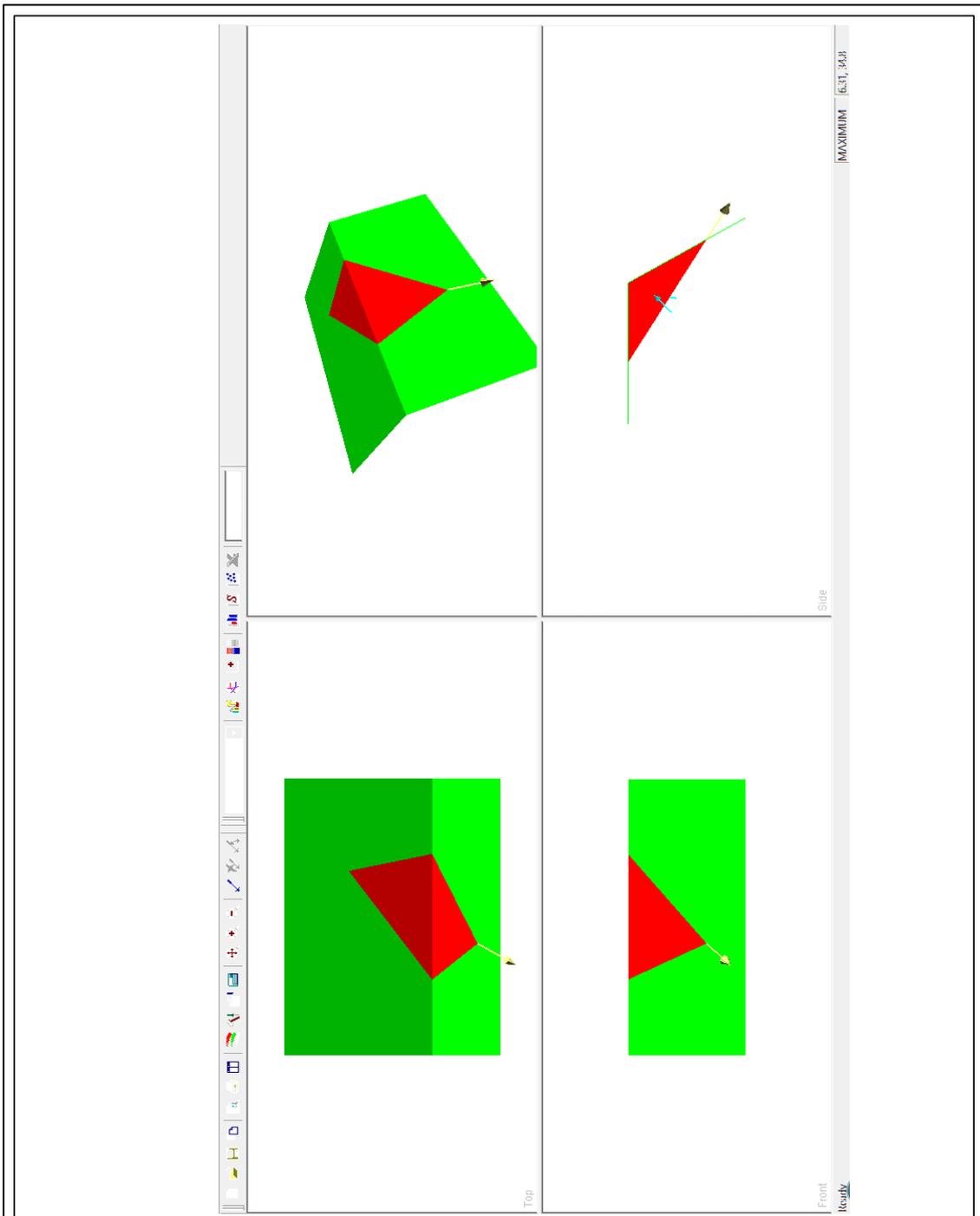
De acuerdo al análisis en SWEDGE, y dadas las juntas S<sub>0</sub> y J<sub>3</sub>, el ángulo de talud de banco debe de ser de 65°, para la orientación de talud de 170°, que es igual a la orientación de talud preliminar establecida para el análisis cinemático de taludes. En la figura 3.12 es visible el análisis para 2 orientaciones de talud favorables.



**Figura 3.12** Análisis del ángulo de talud de banco So y J3  
**Fuente:** Añazco, L., 2016

Este ángulo de talud de banco con respecto al análisis cinemático, representa una situación favorable con baja probabilidad de falla en cuña (< 35%). El ángulo de talud global es dictado por la geometría de taludes descrita en esta sección, obteniendo el valor de 48°.

En el ANEXO F se muestran los resultados en SWEDGE, para la orientación de talud de 160°. A continuación, se muestran los resultados obtenidos del proceso de optimización de ángulo de talud de banco en Swedge para la orientación de talud establecida de 170°.



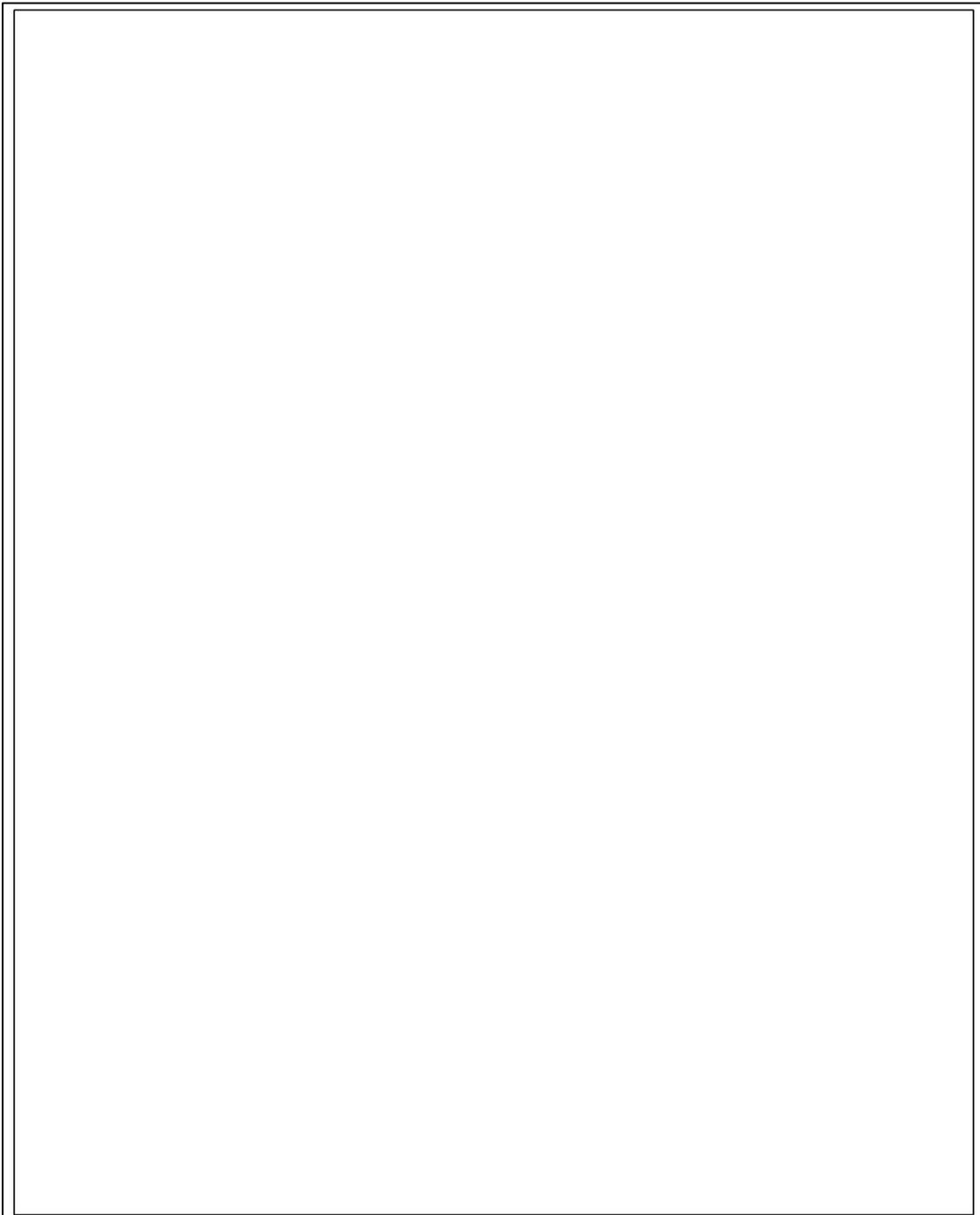
**OBSERVACIONES:**

1. EL SOFTWARE SWEDGE 4.0 ES USADO PARA EL ANÁLISIS
2. COHESION DE 30 kPa Y A. FRICCIÓN DE 27°, CALCULADOS POR BARTON-BANDIS
3. ANÁLISIS PARA DISCONTINUIDADES  $S_0$  Y  $J_3$ .
4. ANÁLISIS DE NIVEL FREÁTICO A 50% DE RELLENO DE LAS JUNTAS Y  $A : 0.23G$
5. ESCENARIO DE 1000 SIMULACIONES POR MÉTODO DE MONTE-CARLO

FoS : 1.05	ene-17	OPTIMIZACIÓN DE ÁNGULO	ÁNGULO DE TALUD : 60°
------------	--------	------------------------	-----------------------

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL CALIZAS HUAYCO	
DISEÑO GEOTÉCNICO DE TAJO ABIERTO ANÁLISIS DE ÁNGULO DE TALUD DE BANCO - SECTOR FRAGA	
	CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA Y APLICACIÓN AL DISEÑO DE TALUDES
CALIZAS HUAYCO S.A. <small>CONSTITUCIÓN 1997</small>	LUIS ANDRÉS AÑAZCO
1 DE 7	

**Figura 3.13** Análisis en Swedge para 60°  
 Fuente: Rocscience Inc., 2016



**OBSERVACIONES:**

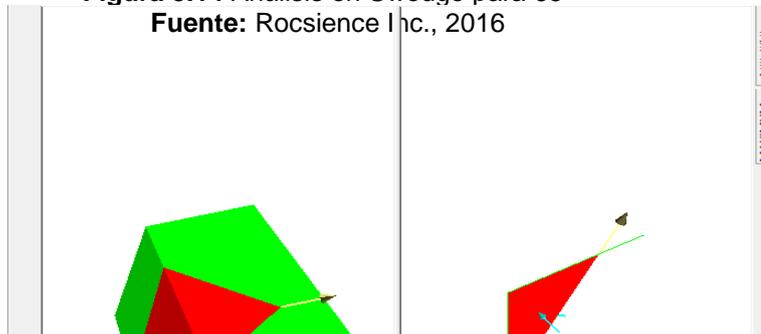
1. EL SOFTWARE SWEDGE 4.0 ES USADO PARA EL ANÁLISIS
2. COHESION DE 30 kPa Y A. FRICCIÓN DE 27°, CALCULADOS POR BARTON-BANDIS
3. ANÁLISIS PARA DISCONTINUIDADES S<sub>0</sub> Y J3.
4. ANÁLISIS DE NIVEL FREÁTICO A 50% DE RELLENO DE LAS JUNTAS Y A : 0.23G
5. ESCENARIO DE 1000 SIMULACIONES POR MÉTODO DE MONTE-CARLO

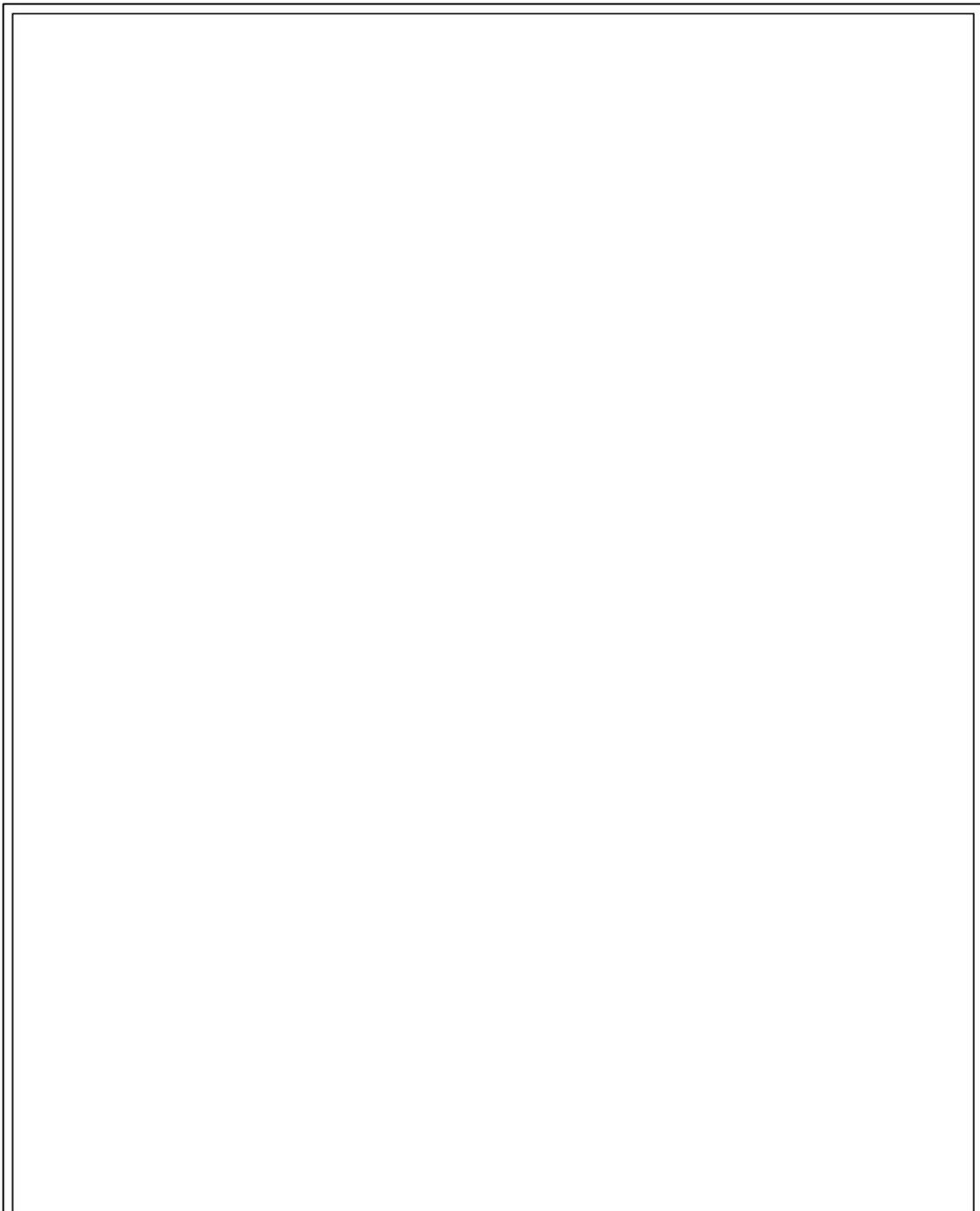
<b>ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL</b> <b>CALIZAS HUAYCO</b>	
<b>DISEÑO GEOTÉCNICO DE TAJO ABIERTO</b> <b>ANÁLISIS DE ÁNGULO DE TALUD DE BANCO - SECTOR FRAGA</b>	
	<b>CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA Y APLICACIÓN</b> <b>AL DISEÑO DE TALUDES</b>
<b>LUIS ANDRÉS AÑAZCO</b>	<b>2 DE 7</b>

FoS : 1.02	ene-17	OPTIMIZACIÓN DE ÁNGULO	ÁNGULO DE TALUD : 65°
------------	--------	------------------------	-----------------------

**Figura 3.14** Análisis en Swedge para 65°

Fuente: Rocscience Inc., 2016





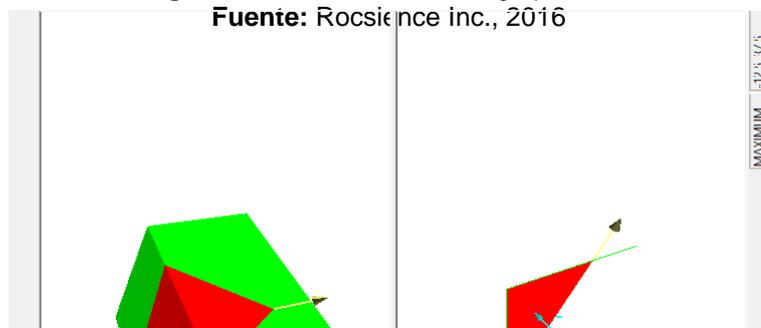
- OBSERVACIONES:
1. EL SOFTWARE SWEDGE 4.0 ES USADO PARA EL ANÁLISIS
  2. COHESION DE 30 kPa Y A. FRICCIÓN DE 27°, CALCULADOS POR BARTON-BANDIS
  3. ANÁLISIS PARA DISCONTINUIDADES So Y J3.
  4. ANÁLISIS DE NIVEL FREÁTICO A 50% DE RELLENO DE LAS JUNTAS Y A : 0.23G
  5. ESCENARIO DE 1000 SIMULACIONES POR MÉTODO DE MONTE-CARLO

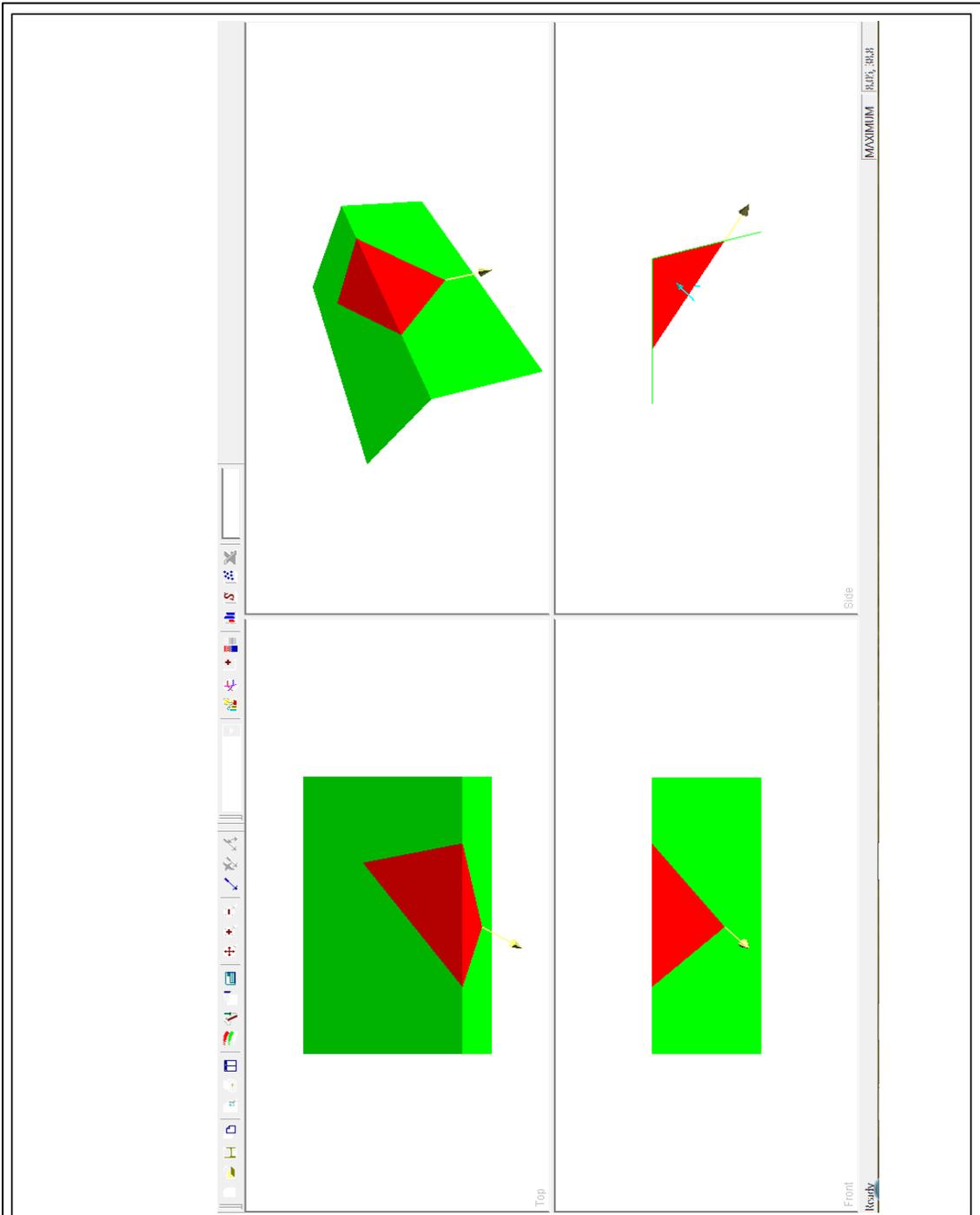
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL	
CALIZAS HUAYCO	
DISEÑO GEOTÉCNICO DE TAJO ABIERTO	
ANÁLISIS DE ÁNGULO DE TALUD DE BANCO - SECTOR FRAGA	
	CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA Y APLICACIÓN AL DISEÑO DE TALUDES
	LUIS ANDRÉS AÑAZCO 3 DE 7

FoS : 1.00	ene-17	OPTIMIZACIÓN DE ÁNGULO	ÁNGULO DE TALUD : 70°
------------	--------	------------------------	-----------------------

**Figura 3.15** Análisis en Swedge para 70°

Fuente: Rocscience inc., 2016





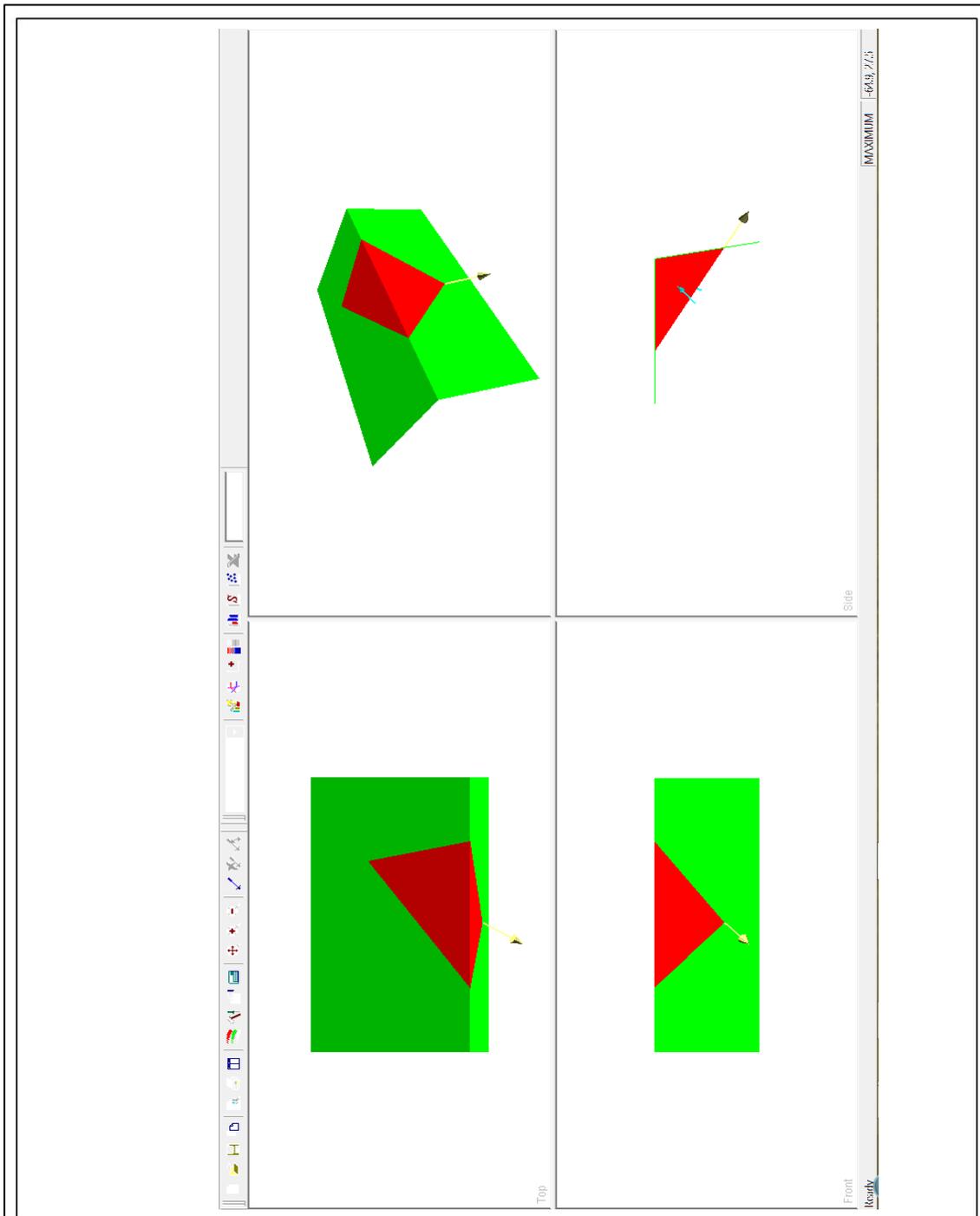
**OBSERVACIONES:**

1. EL SOFTWARE SWEDGE 4.0 ES USADO PARA EL ANÁLISIS
2. COHESION DE 30 kPa Y A. FRICCIÓN DE 27°, CALCULADOS POR BARTON-BANDIS
3. ANÁLISIS PARA DISCONTINUIDADES So Y J3.
4. ANÁLISIS DE NIVEL FREÁTICO A 50% DE RELLENO DE LAS JUNTAS Y A : 0.23G
5. ESCENARIO DE 1000 SIMULACIONES POR MÉTODO DE MONTE-CARLO

FoS : 0.98    ene-17    OPTIMIZACIÓN DE ÁNGULO    ÁNGULO DE TALUD : 75°

<b>ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL</b> <b>CALIZAS HUAYCO</b>	
<b>DISEÑO GEOTÉCNICO DE TAJO ABIERTO</b> <b>ANÁLISIS DE ÁNGULO DE TALUD DE BANCO - SECTOR FRAGA</b>	
	<b>CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA Y APLICACIÓN</b> <b>AL DISEÑO DE TALUDES</b>
<b>LUIS ANDRÉS AÑAZCO</b>	<b>4 DE 7</b>

**Figura 3.16** Análisis en Swedge para 75°  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016



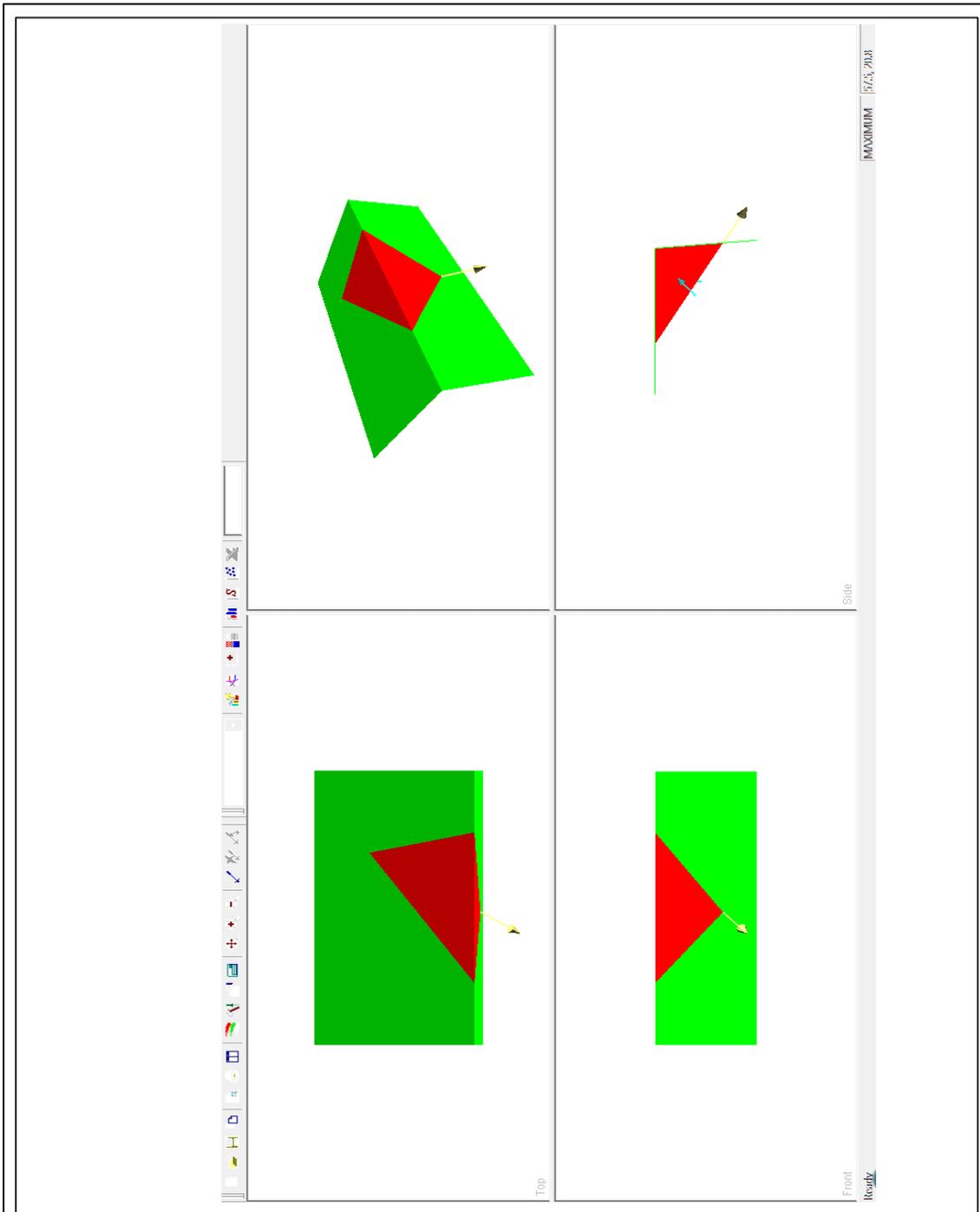
**OBSERVACIONES:**

1. EL SOFTWARE SWEDGE 4.0 ES USADO PARA EL ANÁLISIS
2. COHESION DE 30 kPa Y A. FRICCIÓN DE 27°, CALCULADOS POR BARTON-BANDIS
3. ANÁLISIS PARA DISCONTINUIDADES S<sub>0</sub> Y J<sub>3</sub>.
4. ANÁLISIS DE NIVEL FREÁTICO A 50% DE RELLENO DE LAS JUNTAS Y A : 0.23G
5. ESCENARIO DE 1000 SIMULACIONES POR MÉTODO DE MONTE-CARLO

<b>ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL</b> <b>CALIZAS HUAYCO</b>	
<b>DISEÑO GEOTÉCNICO DE TAJO ABIERTO</b> <b>ANÁLISIS DE ÁNGULO DE TALUD DE BANCO - SECTOR FRAGA</b>	
	<b>CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA Y APLICACIÓN</b> <b>AL DISEÑO DE TALUDES</b>
<b>LUIS ANDRÉS AÑAZCO</b>	<b>5 DE 7</b>

FoS : 0.97	ene-17	OPTIMIZACIÓN DE ÁNGULO	ÁNGULO DE TALUD : 80°
------------	--------	------------------------	-----------------------

**Figura 3.17** Análisis en Swedge para 80°  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016



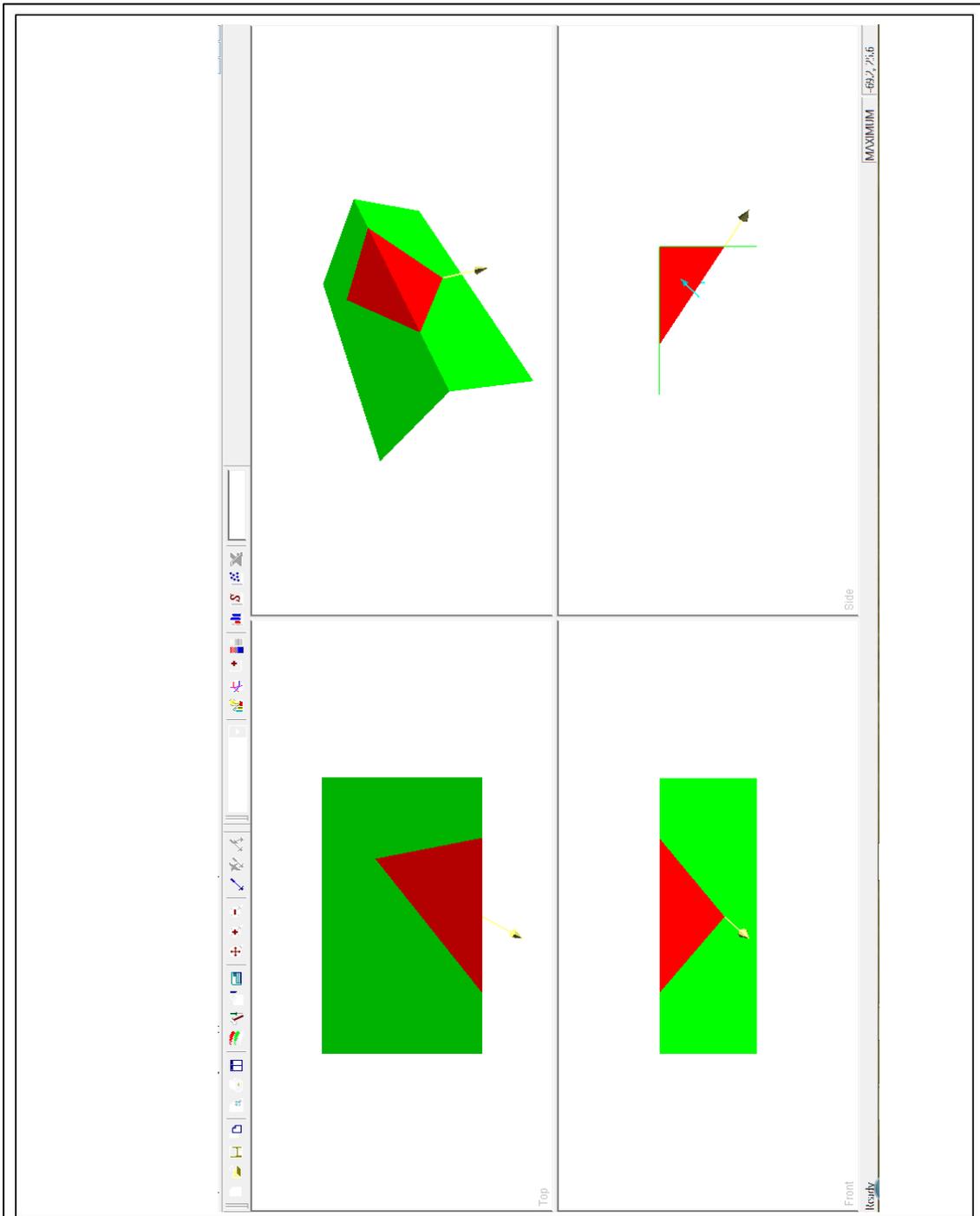
**OBSERVACIONES:**

1. EL SOFTWARE SWEDGE 4.0 ES USADO PARA EL ANÁLISIS
2. COHESION DE 30 kPa Y A. FRICCIÓN DE 27°, CALCULADOS POR BARTON-BANDIS
3. ANÁLISIS PARA DISCONTINUIDADES S<sub>0</sub> Y J<sub>3</sub>.
4. ANÁLISIS DE NIVEL FREÁTICO A 50% DE RELLENO DE LAS JUNTAS Y A : 0.23G
5. ESCENARIO DE 1000 SIMULACIONES POR MÉTODO DE MONTE-CARLO

<b>ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL</b> <b>CALIZAS HUAYCO</b>	
<b>DISEÑO GEOTÉCNICO DE TAJO ABIERTO</b> <b>ANÁLISIS DE ÁNGULO DE TALUD DE BANCO - SECTOR FRAGA</b>	
	<b>CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA Y APLICACIÓN</b> <b>AL DISEÑO DE TALUDES</b>
<small>UNIVERSIDAD DEL LITORAL</small> <small>UNIVERSIDAD DEL LITORAL</small>	<b>LUIS ANDRÉS AÑAZCO</b> <b>6 DE 7</b>

FoS : 0.96	ene-17	OPTIMIZACIÓN DE ÁNGULO	ÁNGULO DE TALUD : 85°
------------	--------	------------------------	-----------------------

**Figura 3.18** Análisis en Swedge para 85°  
**Fuente:** Rocscience Inc., 2016



**OBSERVACIONES:**

1. EL SOFTWARE SWEDGE 4.0 ES USADO PARA EL ANÁLISIS
2. COHESION DE 30 kPa Y A. FRICCIÓN DE 27°, CALCULADOS POR BARTON-BANDIS
3. ANÁLISIS PARA DISCONTINUIDADES S<sub>0</sub> Y J3.
4. ANÁLISIS DE NIVEL FREÁTICO A 50% DE RELLENO DE LAS JUNTAS Y A : 0.23G
5. ESCENARIO DE 1000 SIMULACIONES POR MÉTODO DE MONTE-CARLO

<b>ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL</b> <b>CALIZAS HUAYCO</b>	
<b>DISEÑO GEOTÉCNICO DE TAJO ABIERTO</b> <b>ANÁLISIS DE ÁNGULO DE TALUD DE BANCO - SECTOR FRAGA</b>	
	<b>CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA Y APLICACIÓN</b> <b>AL DISEÑO DE TALUDES</b>
<b>LUIS ANDRÉS AÑAZCO</b>	<b>7 DE 7</b>

FoS : 0.95 | ene-17 | OPTIMIZACIÓN DE ÁNGULO | ÁNGULO DE TALUD : 90°

**Figura 3.19** Análisis en Swedge para 90°

**Fuente:** Rocscience Inc., 2016

### **3.4. Análisis de estabilidad global**

Para el análisis de estabilidad global se presentan los resultados en equilibrio límite y elementos finitos.

El factor de afectación por voladura ( $D = 1$ ) es aplicado a la cara de talud, la sección de afectación del macizo se extendió 10 m, horizontalmente dentro de la cara de talud. La zona de alteración fue expandida cerca de la base del talud para reflejar el incremento de los esfuerzos causados por la relajación y rebote de la roca o material volado durante el desarrollo o excavación del pit en 30 m.

Dos condiciones de nivel de agua subterránea fueron modeladas para simular la presión de agua sobre el talud, al 50% y al 80% de la altura de talud global. En ambas simulaciones el nivel freático se halla a 5 m de profundidad de la cara de talud para simular la presencia de despresurización horizontal por medio de drenes.

Los resultados se muestran en la tabla XVI, en donde se cumple lo planteado inicialmente en los criterios de aceptación de los FoS por MEL. El perfil 1 corresponde al más crítico lógicamente por la mayor carga litoestática que este representa, en condición pseudoestática, y en nivel

freático alto presenta un FoS: 1.08, que permanece ligeramente por encima del FoS objetivo de 1.05.

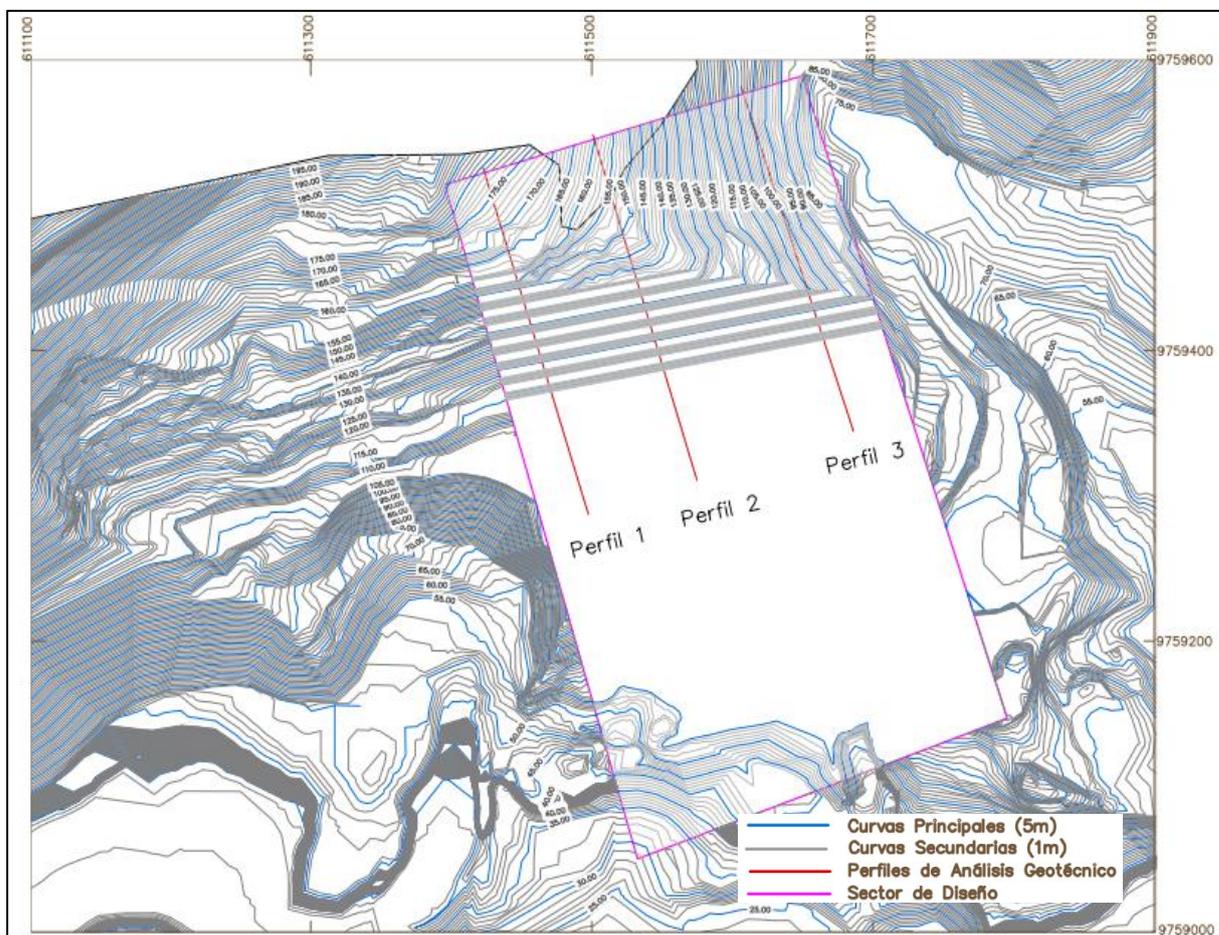
Por elementos finitos, la situación cambia notablemente el análisis realizado comprende al perfil crítico 1, en el cual para el análisis pseudoestático y en presencia de nivel freático alto, no se cumplimenta con los requerimientos del análisis, obteniendo un FoS de 1.03.

En la figura 3.20, se visualiza la ubicación de los perfiles para análisis geotécnico. A continuación se muestran los resultados obtenidos del análisis de estabilidad global.

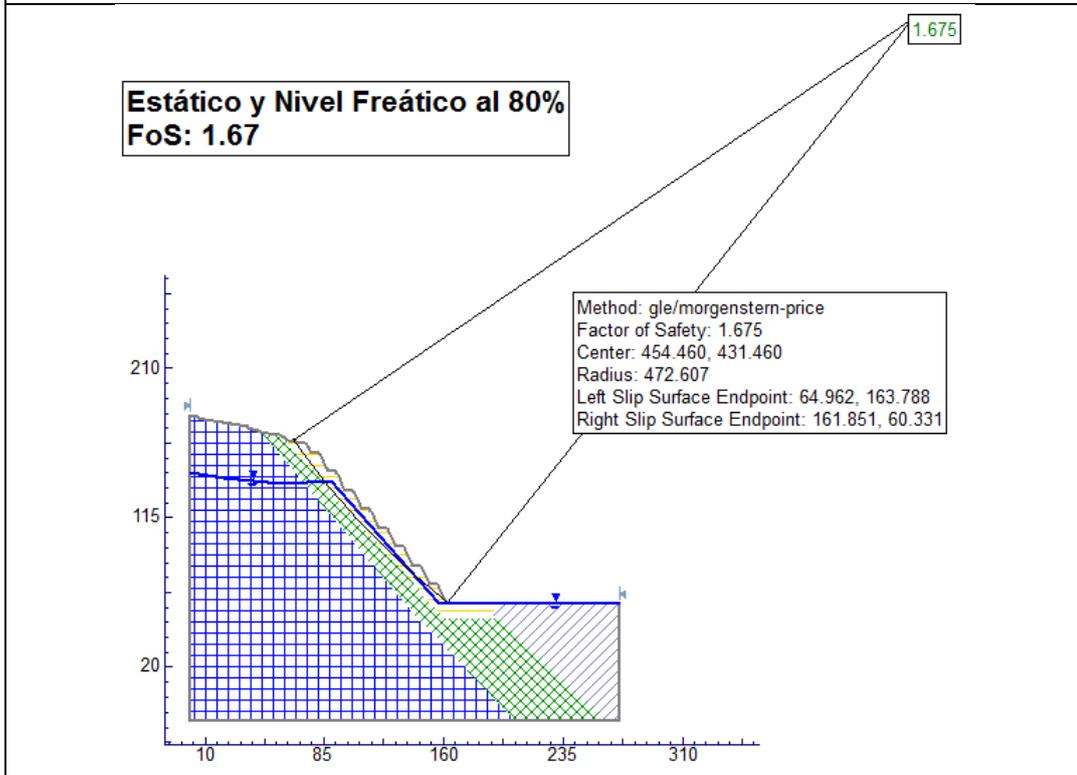
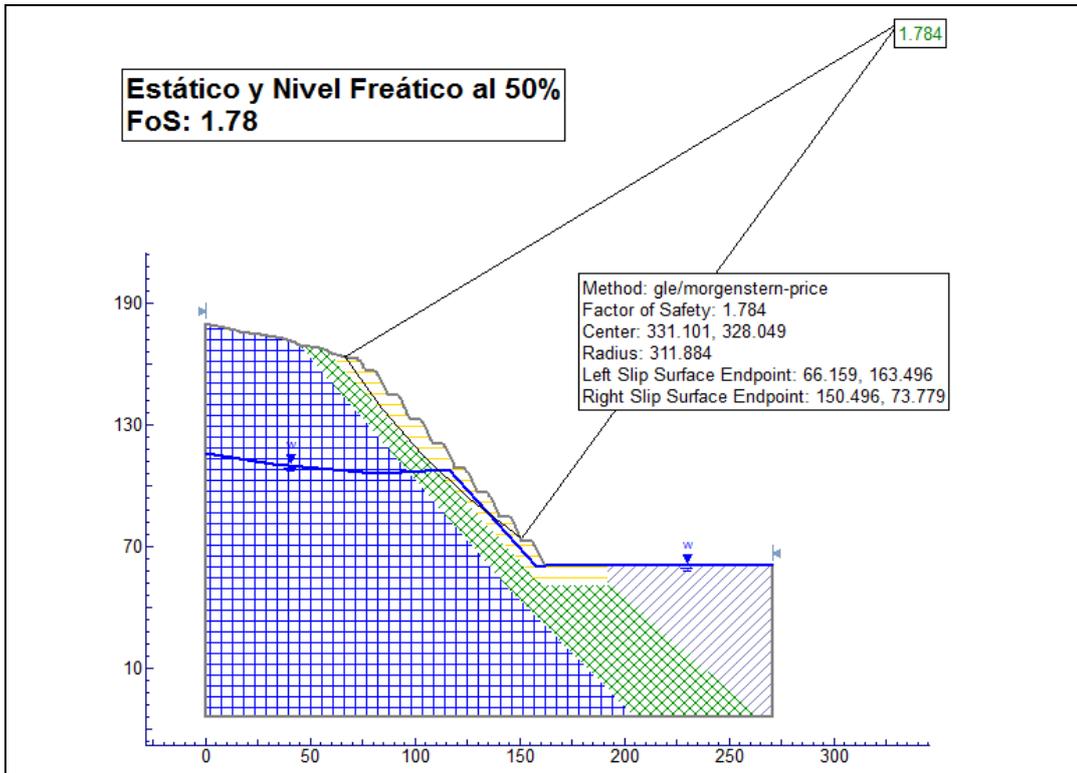
**Tabla XVII.** Resumen del análisis de estabilidad de talud global

Método de análisis	Perfil analizado	Altura de talud (m)	Angulo de talud global (°)	Espesor de la zona de afectación (m)	Agua subterránea, nivel freático	FoS Situación estática	FoS Situación dinámica (0.4g)
<b>Método de Equilibrio Límite</b>	1	100	48	10	50 % caliza IV	1.78	1.13
					80 % caliza IV	1.67	1.08
	50 % caliza IV				1.90	1.27	
	80 % caliza IV				1.76	1.14	
<b>Método de Elementos Finitos</b>	3	100	48	10	50 % caliza IV	1.95	1.27
					80 % caliza IV	1.82	1.25
	1				50 % caliza IV	1.57	1.08
					80 % caliza IV	1.42	1.03

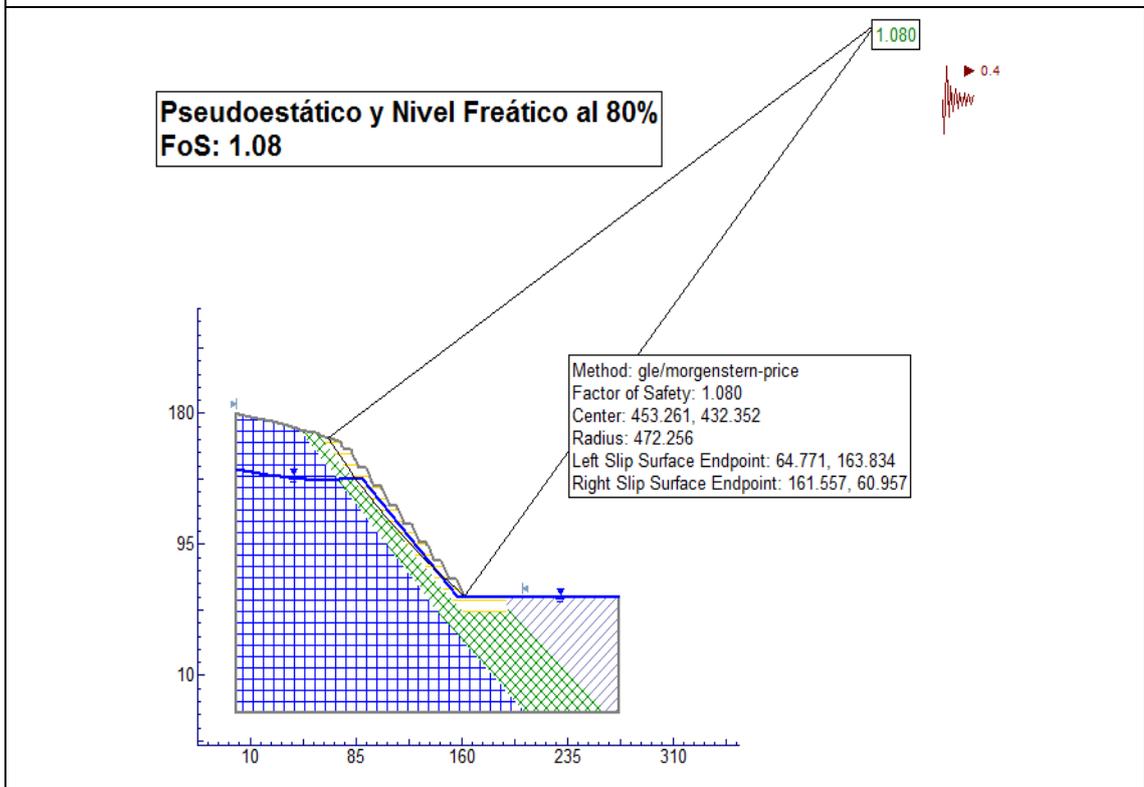
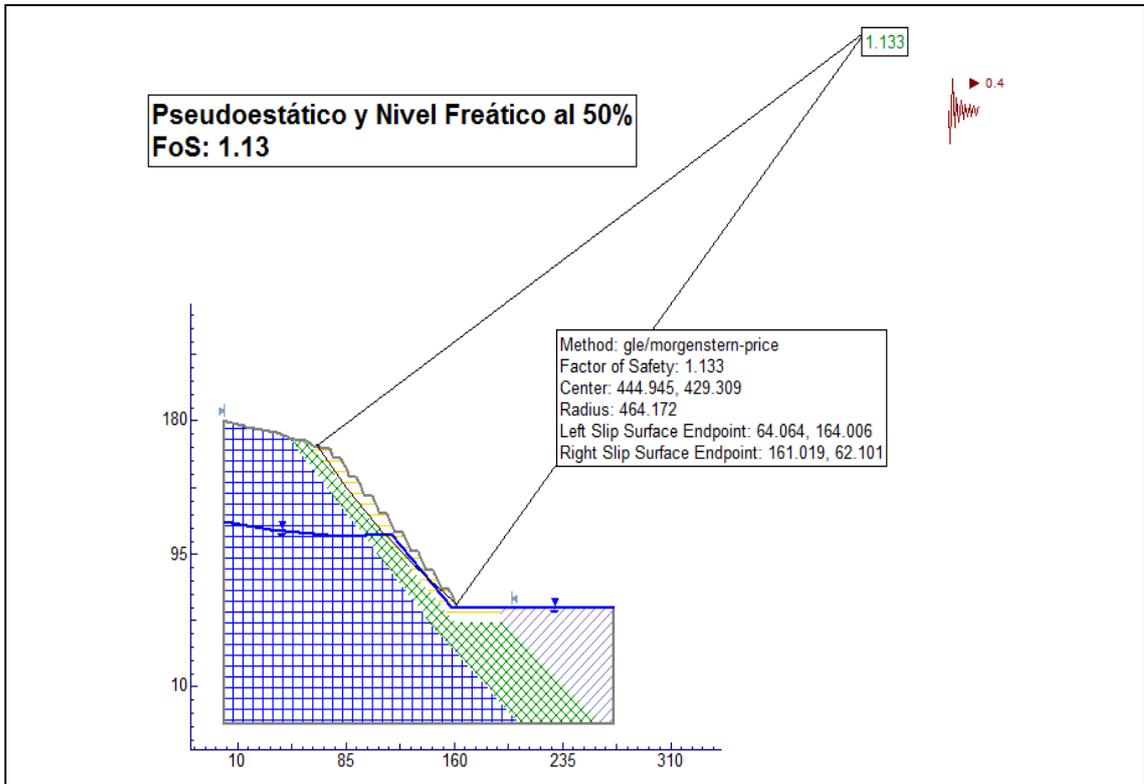
**Fuente:** Añazco, L., 2016



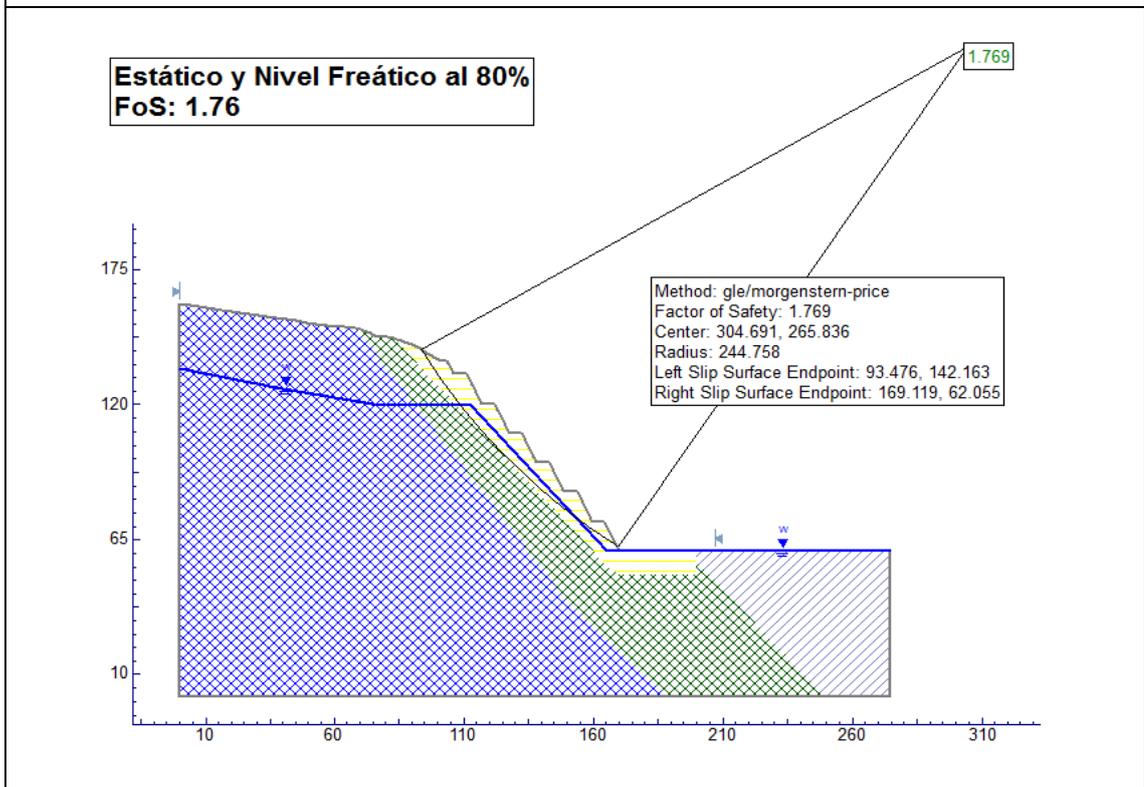
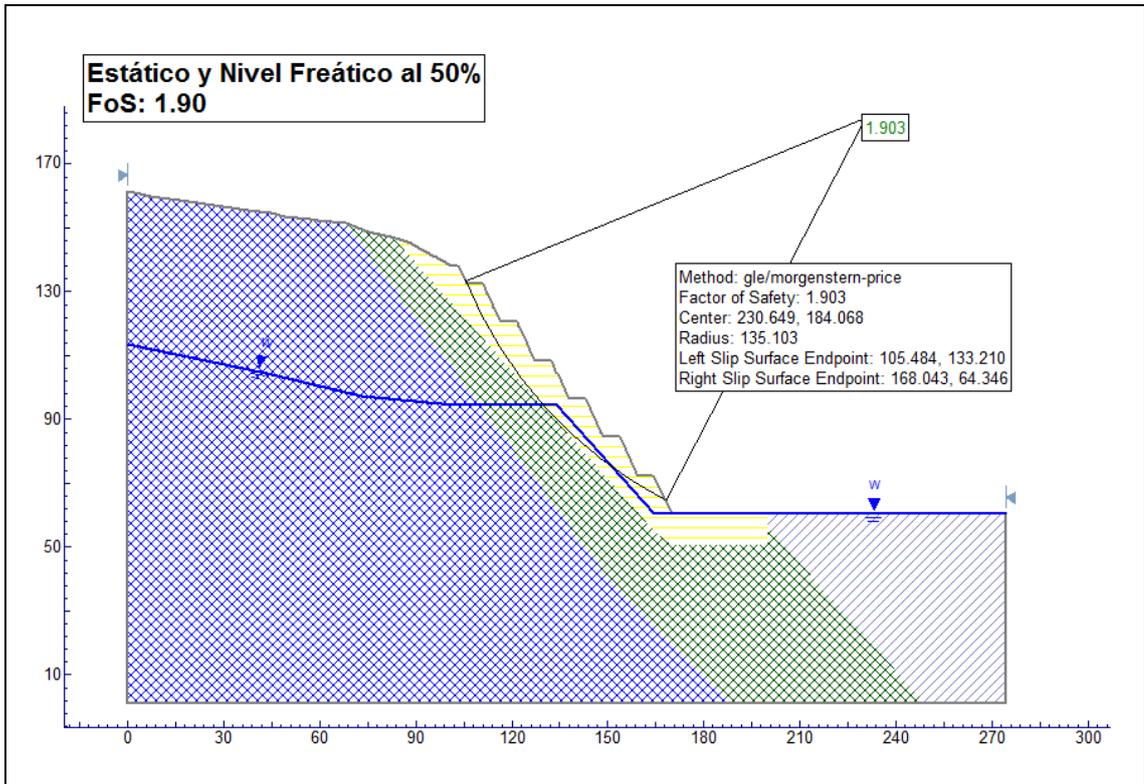
**Figura 3.20** Mapa en planta de los perfiles geotécnicos  
**Fuente:** Añazco, L., 2016



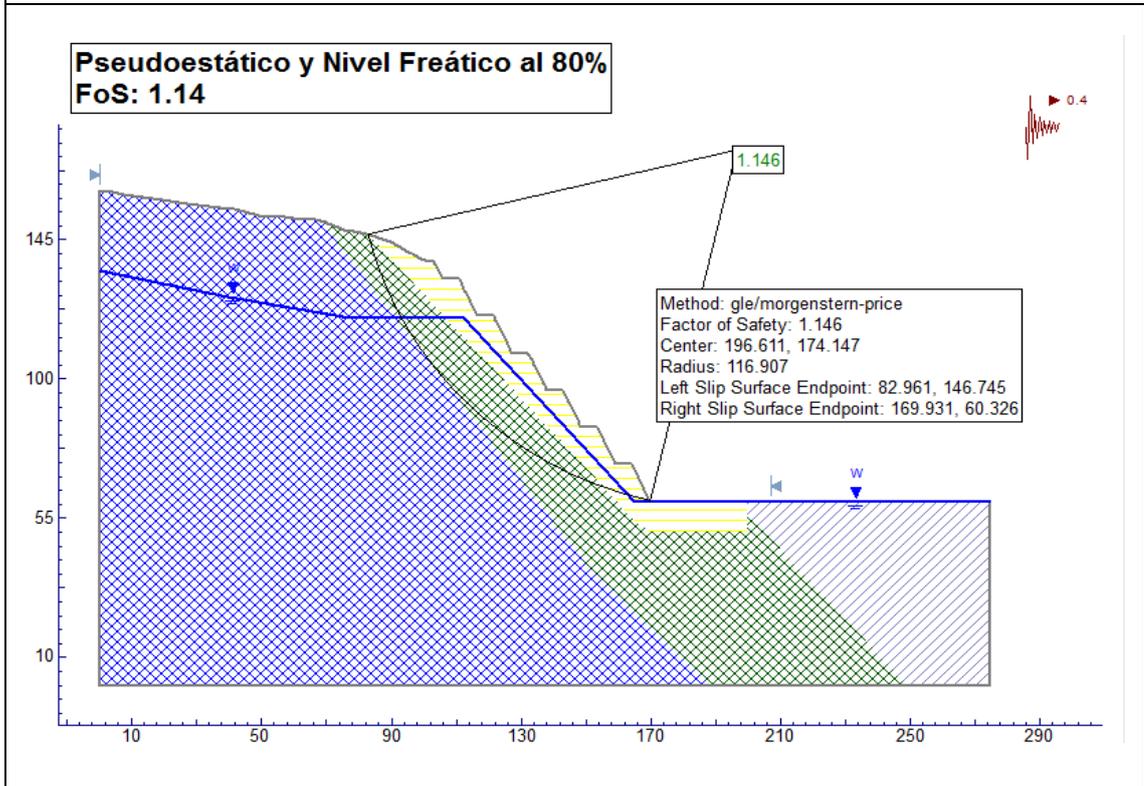
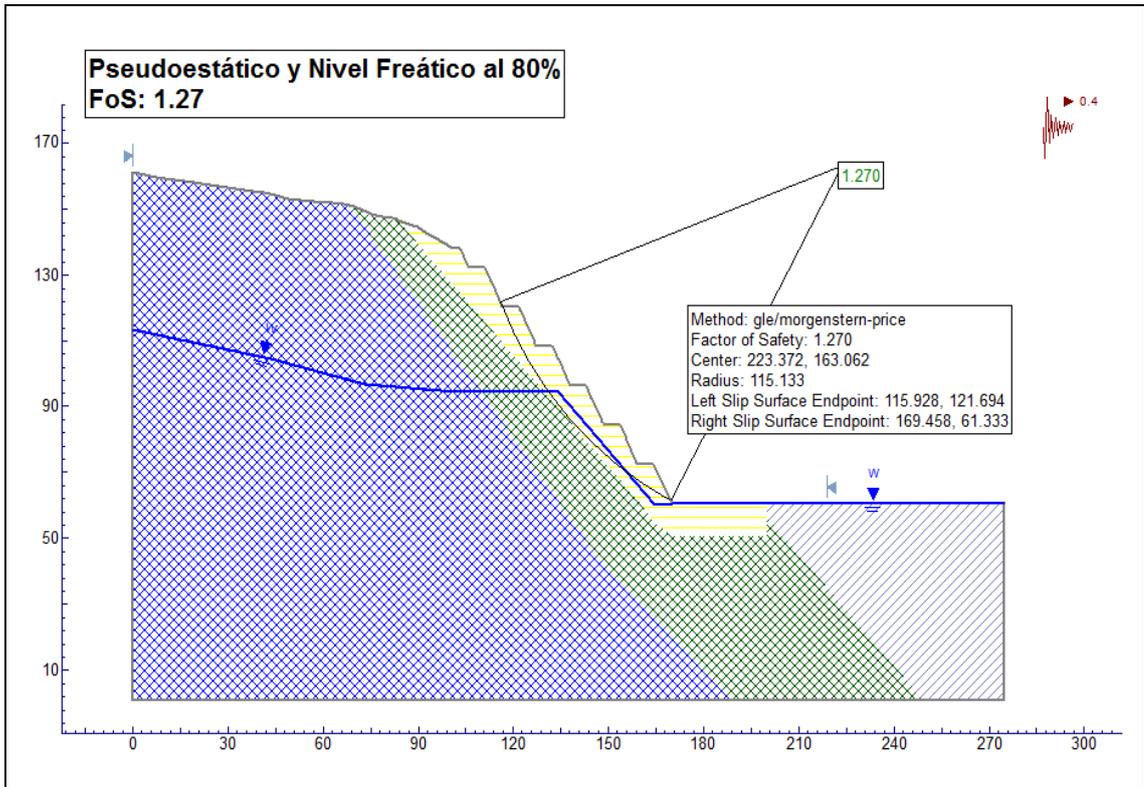
**Figura 3.21** Análisis de estabilidad global condición estática Perfil 1  
**Fuente:** Añazco, L., 2016



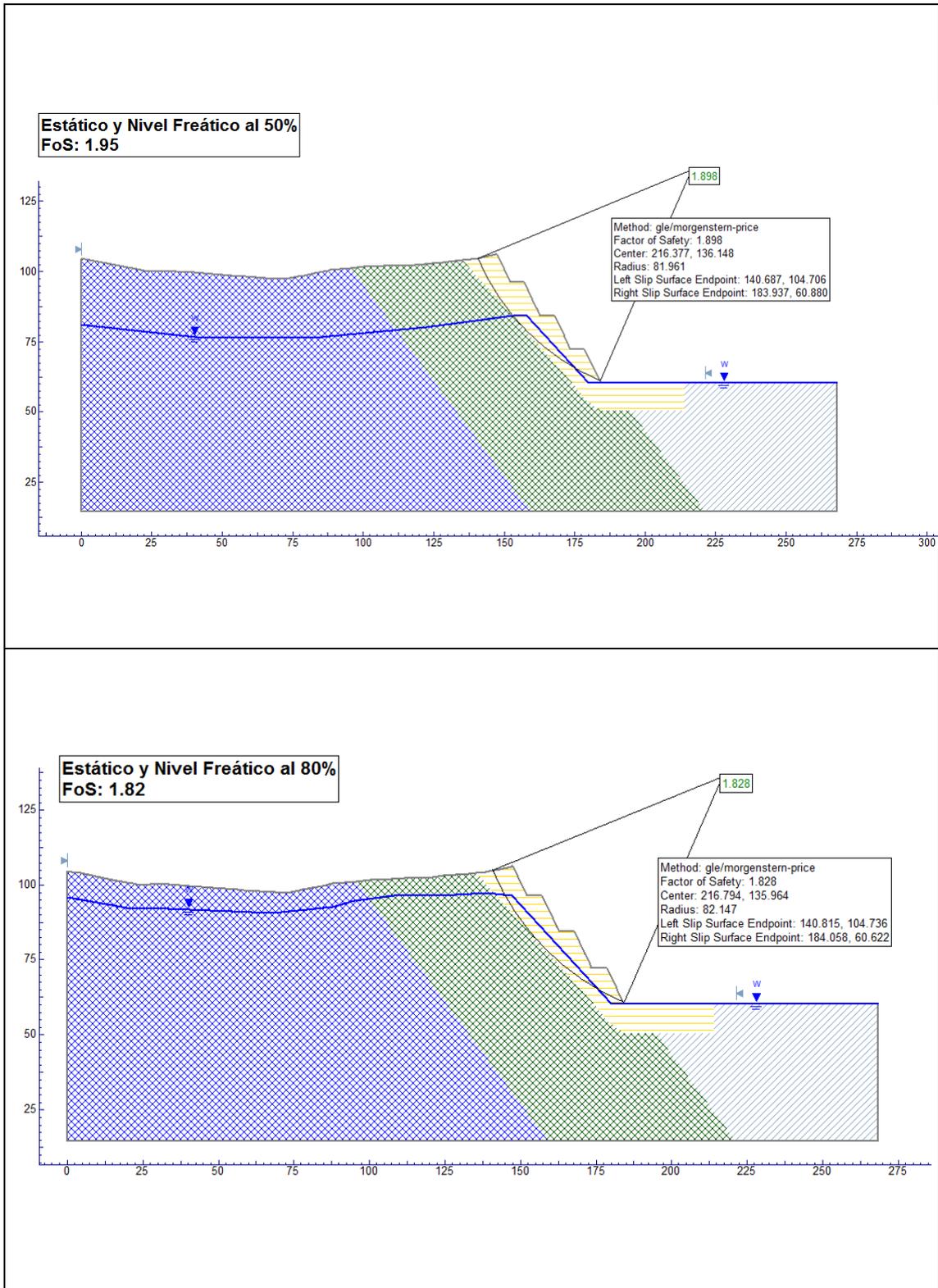
**Figura 3.22** Análisis de estabilidad global condición dinámica Perfil 1  
**Fuente:** Añazco, L., 2016



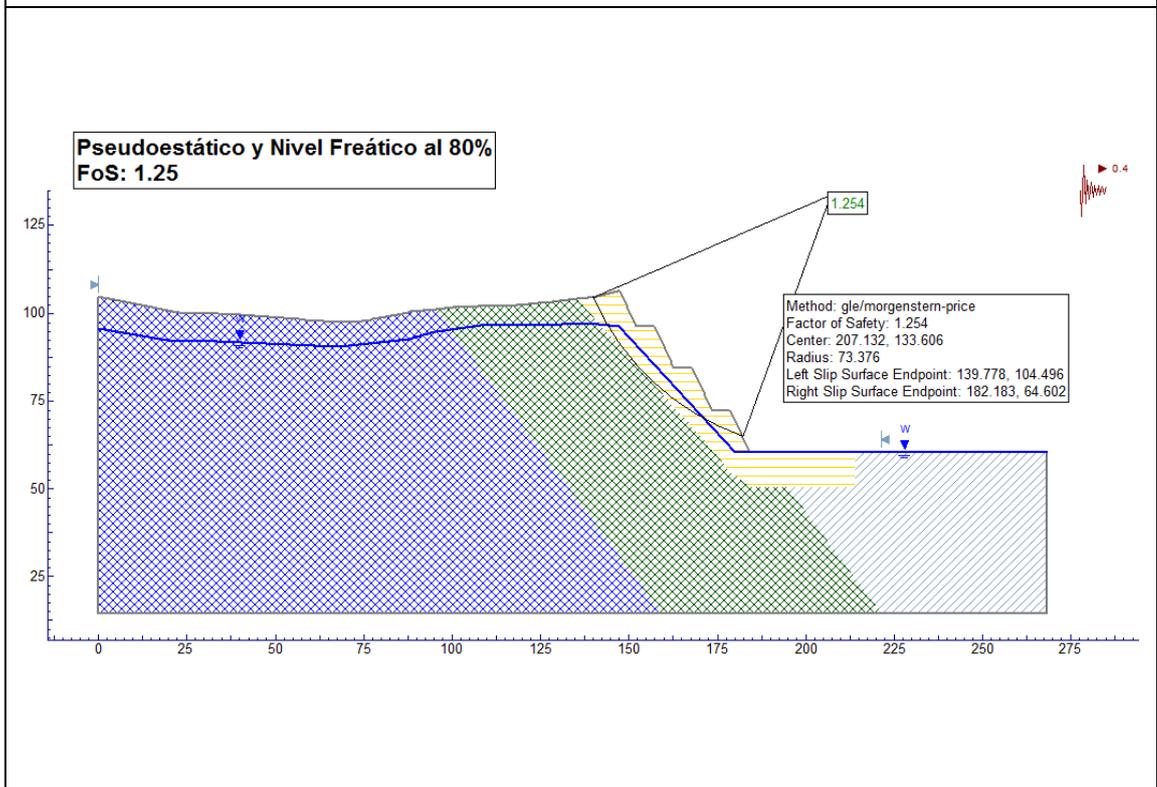
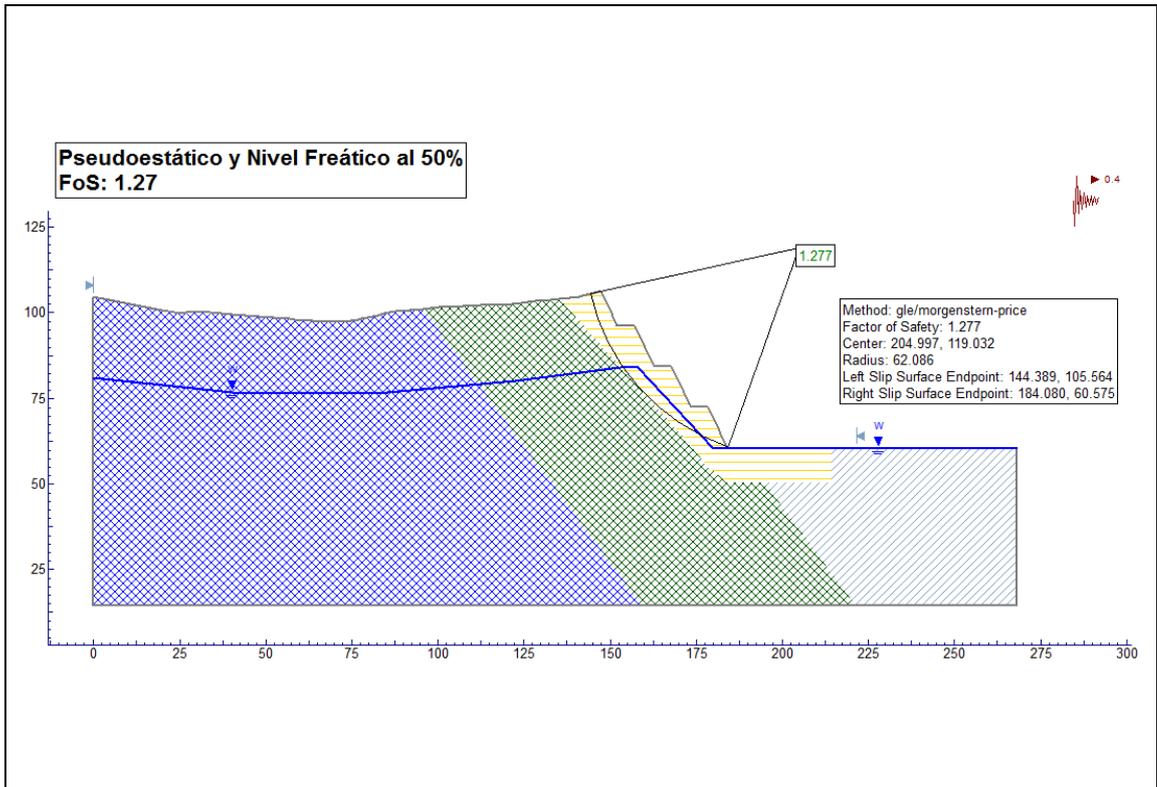
**Figura 3.23** Análisis de estabilidad global condición estática Perfil 2  
**Fuente:** Añazco, L., 2016



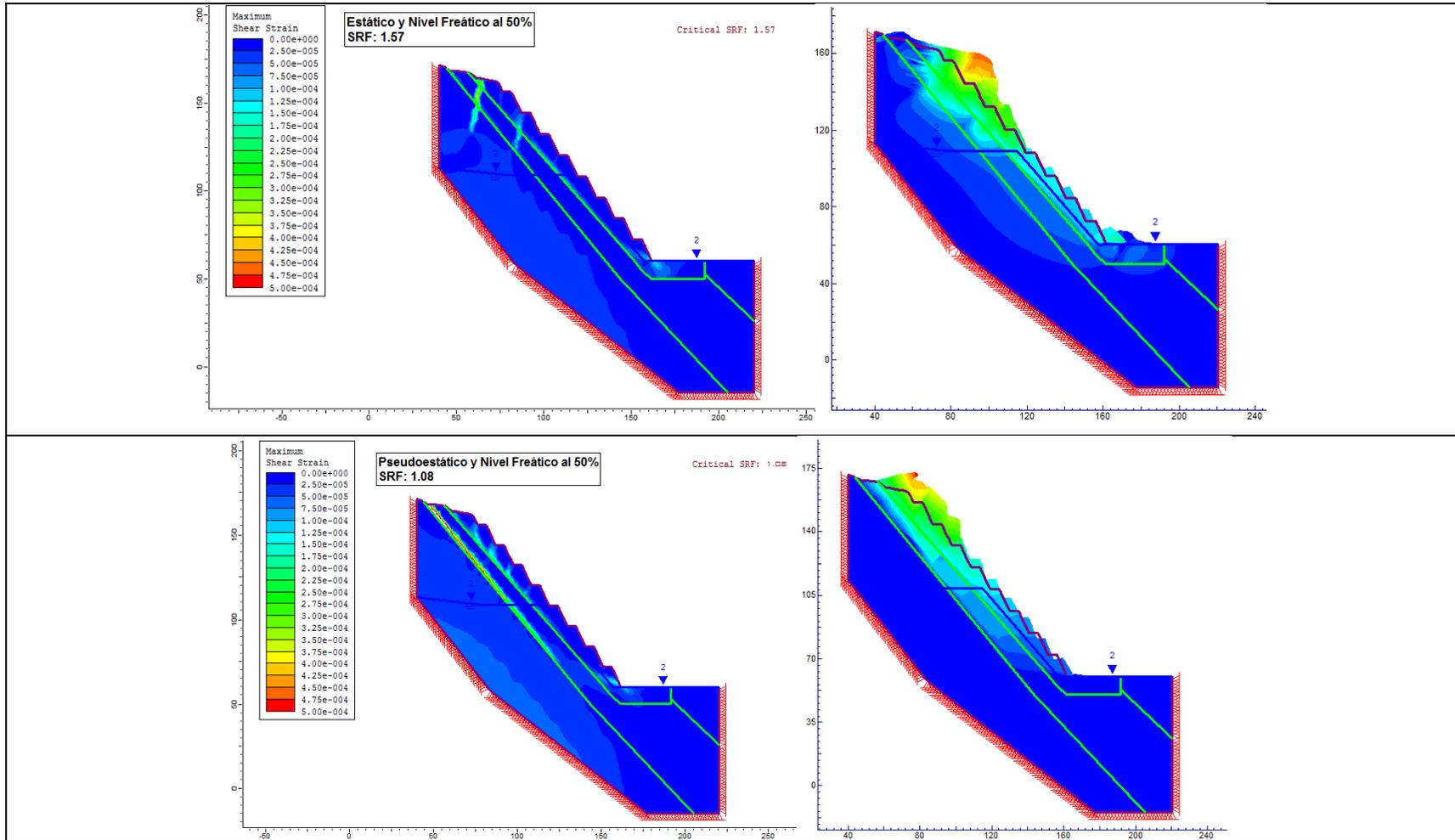
**Figura 3.24** Análisis de estabilidad global condición dinámica Perfil 2  
Fuente: Añazco, L., 2016



**Figura 3.25** Análisis de estabilidad global condición estática Perfil 3  
Fuente: Añazco, L., 2016

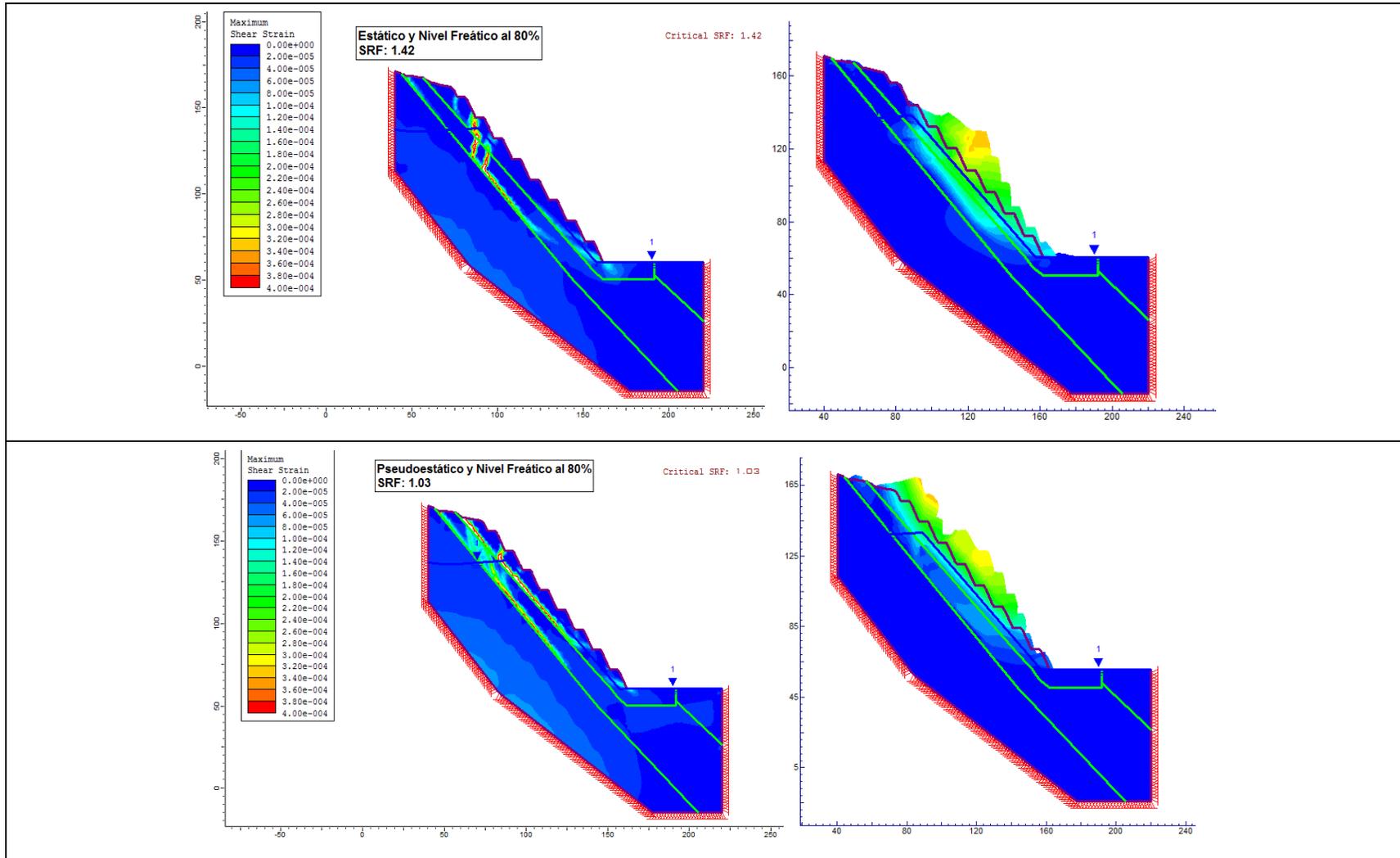


**Figura 3.26** Análisis de estabilidad global condición dinámica Perfil 3  
**Fuente:** Añazco, L., 2016



**Figura 3.27** Resistencia al cortante y posible deslizamiento en condición de nivel freático bajo para el perfil crítico 1

**Fuente:** Añazco, L., 2016



**Figura 3.28** Resistencia al cortante y posible deslizamiento en condición de nivel freático alto para el perfil crítico 1  
**Fuente:** Añazo, L., 2016

### **3.5. Implementación y diseño de taludes**

El diseño minero se extiende por aproximadamente 100 m de altura del talud máxima hacia el oeste del sector de diseño, la topografía hace que el diseño en su extensión hacia el este decrezca hasta los 30 m de talud. Las consideraciones operacionales relacionadas con los ángulos de diseño son incluidas en esta sección.

#### **3.5.1. Ángulos de talud recomendados**

La geometría de banco y los ángulos de talud recomendados, se resumen en la tabla XVII. Estas recomendaciones se basan en los resultados del análisis cinemático de taludes y del análisis de estabilidad global.

##### **Geometría de banco**

La geometría de los bancos generalmente se selecciona para reducir el riesgo potencial de que discontinuidades formen cuñas y bloques inestables, que puedan afectar la integridad de la cara de banco. El ángulo de talud de banco se deriva del análisis cinemático de taludes y su optimización de las herramientas digitales usadas para el diseño. La disposición del talud hace que preferentemente, se de la ocurrencia inestabilidad por cuñas y por vuelco de estratos, esta última de forma ocasional.

Los bancos se diseñaron de 12 m de altura y de 5 m de ancho de berma. El análisis cinemático en este estudio indica que el ángulo de talud de banco de 65° se espera que se alcance para el sector de diseño.

**Tabla XVIII.** Resumen de parámetros del diseño recomendados

Sector de diseño	Altura de talud máx. (m)	Geología de pared	Ángulo de talud de banco (°)	Altura de banco (m)	Ancho de berma (m)	Ángulo de talud global (°)
FRAGA	100	*Caliza IV *Zona de afectación	65	12	5	48

**Fuente:** Añazco, L., 2016

### Talud global

El ángulo de talud global es dictado mayormente por la geometría de bancos, descrita en la sección anterior, parámetros del macizo rocoso, presión de agua, factor de a perturbación del macizo por voladuras y restringido típicamente por los ángulos de inter-rampa.

Para nuestro caso, el ángulo de talud es de 48°, aunque este ángulo puede ser reducido mediante la implementación de bermas intermedias de mayor dimensión, para precautelar la ocurrencia de caída de bloques y mejorar la estabilidad global del diseño.

En el ANEXO G se presenta los planos de la propuesta del diseño final de taludes con perfiles cada 40 m, que sirvan como referencia para la etapa constructiva del mismo.

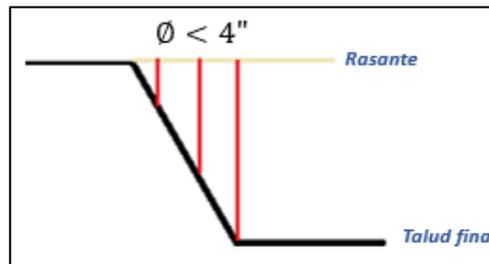
### **3.5.2. Consideraciones operacionales**

#### **Voladuras controladas**

El factor de perturbación del talud por voladura es uno de los factores más importantes a controlar, pues afecta de gran forma a los parámetros de resistencia del macizo rocoso y por ende a la estabilidad global del talud. Las inestabilidades en los taludes son provocadas por la progresiva meteorización de la cara de talud y este proceso generalmente comienza por la caída de pequeños bloques de roca del talud. La preservación del macizo rocoso durante las operaciones mineras es de suma importancia para prevenir las fallas progresivas y es requerido para lograr ángulos de banco más empinados.

Prácticas cuidadosas de voladuras de producción controladas son recomendadas para los muros de los taludes finales, puesto que a medida que se reduce el daño sobre la cara del mismo, ángulos de talud más empinados son logrados. Es importante el desarrollo de voladuras por barrenos escalonados, a medida que se acerca al talud final, estos barrenos no deben interceptar al talud final. Se

recomiendan voladuras de prueba a medida, que las propiedades del macizo cambian para poder evaluar y optimizar los parámetros de voladura.



**Figura 3.29** Esquema de perforación escalonada sobre/cerca de diseño final  
**Fuente:** Añazco, L., 2016

### **Excavación y control**

Es de gran importancia que los bancos se mantengan limpios y las caras de los taludes superiores sean mantenidas regularmente durante las operaciones mineras. El control del cumplimiento de la geometría de bancos establecida es una parte importante durante la operación minera y es conducida después de las voladuras cerca de la cara de banco final, con el objetivo de que los bancos y bermas no sean reducidos en su área y volumen por los procesos de producción. El control debe ser rutinario en este proceso durante la operación minera.

### **Despresurización horizontal del talud**

El agua subterránea es el parámetro más importante a tener en cuenta para el análisis de estabilidad global. Una alta presión de agua se espera dentro de las paredes de los taludes, producto de un elevado nivel freático al que se expone el macizo rocoso, especialmente en época invernal.

Se recomienda la construcción de canales de desagüe sobre la base de cada banco con el fin de evitar que el agua superficial se infiltre sobre el talud. Drenes horizontales son requeridos para su implementación sistemática, en una longitud que no debe ser menor a los 5 m de profundidad sobre la cara del talud.

### **Monitoreo del talud**

El monitoreo geotécnico debe ser constante durante todas las etapas del diseño, e incluir el mapeo de grietas de tensión y el monitoreo de los desplazamientos superficiales en deslizamientos activos y sobre el diseño. Es fundamental la pronta identificación de los desplazamientos superficiales sobre los taludes, por lo se requiere reportes de los estatus de la estabilidad de los taludes los cuales deben ser analizados regularmente por el personal operativo.

Los reportes que se darán durante el desarrollo del proyecto, se implementan como una medida de control y como una forma de

asistencia al cuerpo ingenieril en sus esfuerzos de optimizar aún más el diseño de los taludes finales del proyecto y mejorar el desarrollo de los programas de voladuras controladas.

La constante actualización del marco geológico, en especial del mapeo de las macro-estructuras presentes en la zona de estudio, como fallas y plegamientos y el control de su afectación sobre la dirección de buzamiento de la estratificación debe ser constante, en especial para reducir las probabilidades de falla planar para el diseño. Las prácticas recomendadas, para el monitoreo geotécnico del talud de diseño, es presentado en la tabla XVIII.

**Tabla XIX.** Prácticas recomendadas para el monitoreo geotécnico

Sistemas de monitoreo	Requerimientos	Frecuencia sugerida	
		Área minera ACTIVA	Área minera INACTIVA
Inspección Visual	N/A	Diario	Semanal
Mapeo Geotécnico	Todos los bancos nuevos	Mensual	2 veces por mes
Superficial por Prisma	Ubicación sistemática	Semanal	2 veces por mes
Nivel Freático	Eventual (etapa invernal)	2 veces por mes	Mensual

**Fuente:** Añazco, L., 2016

### 3.5.3. Prácticas precedentes

La estabilidad de los taludes, depende de una variedad de factores específicos de cada lugar de trabajo, como: la estructura geológica del macizo, alteración de la roca, condiciones de agua subterránea, orientación y propiedades de las juntas, la geometría del tajo,

operaciones de voladuras, estado tensional, condiciones climáticas y el definitiva el tiempo, lo que hace difícil el realizar comparaciones con otras operaciones mineras.

Sin embargo, es de suma utilidad analizar los sucesos y problemas ocurridos en otras operaciones mineras para poder así reconocer los pros y los contras del diseño propuesto. En la figura 3.29 se presenta un resumen de la profundidad del pit vs el ángulo de talud logrado en varias operaciones mineras alrededor del mundo.

A la altura de talud máxima de 100 m, el presente diseño dentro de Calizas Huayco, representa la propuesta de taludes más alta dentro del proyecto de cantera. A pesar de que los precedentes del diseño a nivel mundial se desarrollan para taludes de gran dimensión, es decir de 500 m en adelante, y que la información para operaciones de cantera a nivel mundial y local es muy limitada, resulta necesario el análisis para evaluar el grado de estabilidad y comparar así los taludes finales del diseño con otros proyectos.

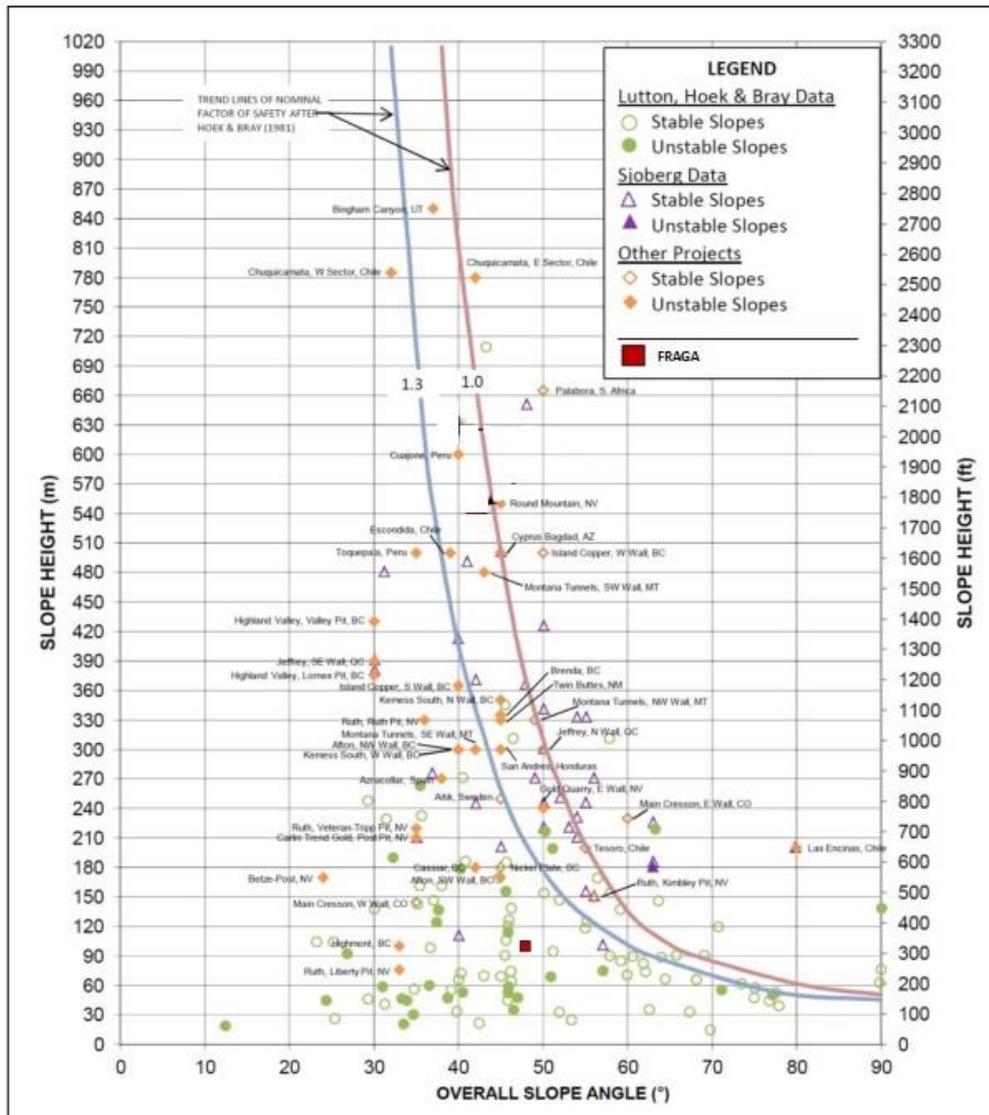


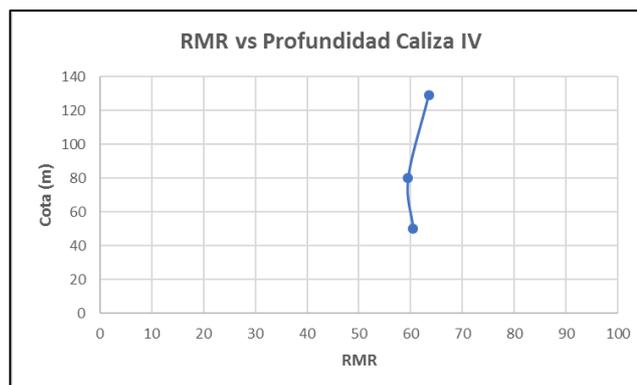
Figura 3.30 Altura de talud vs Ángulo de talud global  
Fuente: Knight Piesold Consulting, 2012

# **CAPÍTULO 4**

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## Conclusiones

1. La caracterización estructural y geológica dentro de un estudio de campo es fundamental para la determinación de los resultados, dentro del presente estudio la presencia del anticlinal dentro de la zona de estudio, hace que el estrato de caliza cambie de dirección de buzamiento a un promedio de  $134^\circ$ , disminuyendo notablemente el riesgo de falla planar, aumentando sin embargo la probabilidad de falla en cuña.
2. La caracterización del macizo rocoso, mediante el RMR, presenta un bajo rango de variabilidad con respecto a la profundidad, debido a que la condición de las juntas presentó en general pequeñas variaciones. El rango permanece de entre 60 a 70 hasta el piso 50m, tal como se aprecia en la figura 4.1.



**Figura 4.1** Variación del RMR vs Profundidad para caliza IV

Los parámetros de resistencia del macizo rocoso, se estimaron para cada unidad geotécnica analizada, mediante el principio de Hoek-Brown. Las

propiedades de las juntas, válidas para el análisis cinemático se estimaron mediante el principio de Barton-Bandis, obteniendo valores de cohesión y ángulo de fricción de  $3 \text{ t/m}^2$  y  $27^\circ$ .

3. Los resultados del análisis cinemático de taludes demuestran que, para la geometría del sector de diseño, y en base a la caracterización estructural del macizo, existe una mayor probabilidad de falla en cuña (35%) que falla planar ( $< 5\%$ ), debido fundamentalmente a la variación de la dirección de buzamiento de la estratificación en esta zona. Los resultados de toppling o falla por vuelco de estratos, no son concluyentes debido a la presencia de juntas aleatorias que provocan que en los análisis exista la probabilidad de este tipo de ruptura tal como se evidencia en el análisis estereográfico.
4. El análisis de optimización del ángulo de talud de banco, mediante SWEDGE, revela que el ángulo de talud de banco se recomienda para el sector de diseño es  $65^\circ$  a la dirección de buzamiento establecida de  $170^\circ$ , disminuyendo así las probabilidades de falla en cuña. Resulta factible también el análisis a  $160^\circ$ , aunque para esta Dip/Dir, aumenta considerablemente la PoF planar, debido a que nos acercamos a la Dip/Dir de la estratificación ( $140^\circ$  aproximadamente).

5. Los resultados del análisis de estabilidad global indican que a mayor carga litoestática decrecen los FoS, tal como sucede para el perfil 1, en el que se obtienen los menores FoS y para el cual se evalúa en elementos finitos.
6. Para el perfil crítico 1, los valores de FoS para la situación estática y dinámica por MEL, se cumplimentan con las condiciones establecidas para el diseño, es decir se obtienen FoS por encima de 1.3 y 1.05 respectivamente.
7. Los resultados por MEF, difieren a los resultados obtenidos por MEL, en menor medida, para el perfil crítico 1, no se cumplimenta con lo establecido para la situación dinámica obteniendo un FoS de 1.03. El resultado en elementos finitos no es concluyente debido al error en las estimaciones realizadas para obtener los parámetros de resistencia del macizo rocoso necesarios para este tipo de análisis, como son: el de módulo de Young y el de Poisson.
8. Por MEL, la propuesta de diseño, alcanza una PoF < 10%, lo cual implica un rango de confianza bastante aceptable (por encima del 90%). Para el caso de MEF, se logra un FoS crítico de 1.03, lo que implica que el diseño alcanzaría una PoF < 20%, alcanzando un rango de confianza del 80%.
9. El rango de variabilidad del módulo de Young y de Poisson es del 20% y del 50% respectivamente, debido fundamentalmente a la variación

existente entre las correlaciones para obtener el módulo de Young y Poisson.

10. Sin dudas el factor de mayor afectación a la estabilidad global del macizo son la presión de poros ejercida por la subida del nivel freático en invierno, y la zona de afectación por las voladuras de producción, ambos factores influyen de manera significativa en la obtención de los FoS y por ende en la calidad del macizo rocoso.

11. El nivel freático dentro del diseño debe mantenerse a por lo menos 5 m de profundidad dentro de la cara de talud para no comprometer la estabilidad global del diseño, además de la implementación de canales o cunetas derivadores para prevenir la infiltración de agua superficial sobre el macizo.

## **Recomendaciones**

1. Las voladuras deben ser controladas cerca de los taludes de diseño para prevenir daños sobre la cara de talud. Para prevenir estos inconvenientes, se propone el desarrollo de voladuras escalonadas de diámetro menor a 4", para prevenir daños o afectaciones mayores al macizo rocoso por voladuras.
2. La implementación de medidas de control de deslizamientos superficiales, debe ser una constante dentro del desarrollo del proyecto. Se recomienda la implementación de un programa de control sistemático, de estos deslizamientos, mediante el control topográfico de deslizamientos activos cercanos al sector de diseño y del mismo diseño en sí.
3. Al oeste del sector de diseño de tiene una zona, con un problema geotécnico representativo, es una zona con un deslizamiento activo, por lo que se recomienda realizar otro proyecto investigativo sobre este sector, que permita definir las medidas a tener en cuenta para la estabilización y de esta manera continuar con la propuesta de diseño del presente estudio finalizando así el diseño de taludes finales sobre toda el área de explotación de la cantera.

4. Finalmente se recomienda realizar actualizaciones constantes de la base geológica y estructural de la unidad caliza IV, ya que, al ser la base del diseño, se requieren datos certeros acerca de su comportamiento a profundidad, que permitan modelar y caracterizar de mejor manera al macizo rocoso.

# **ANEXOS**

# ANEXO A

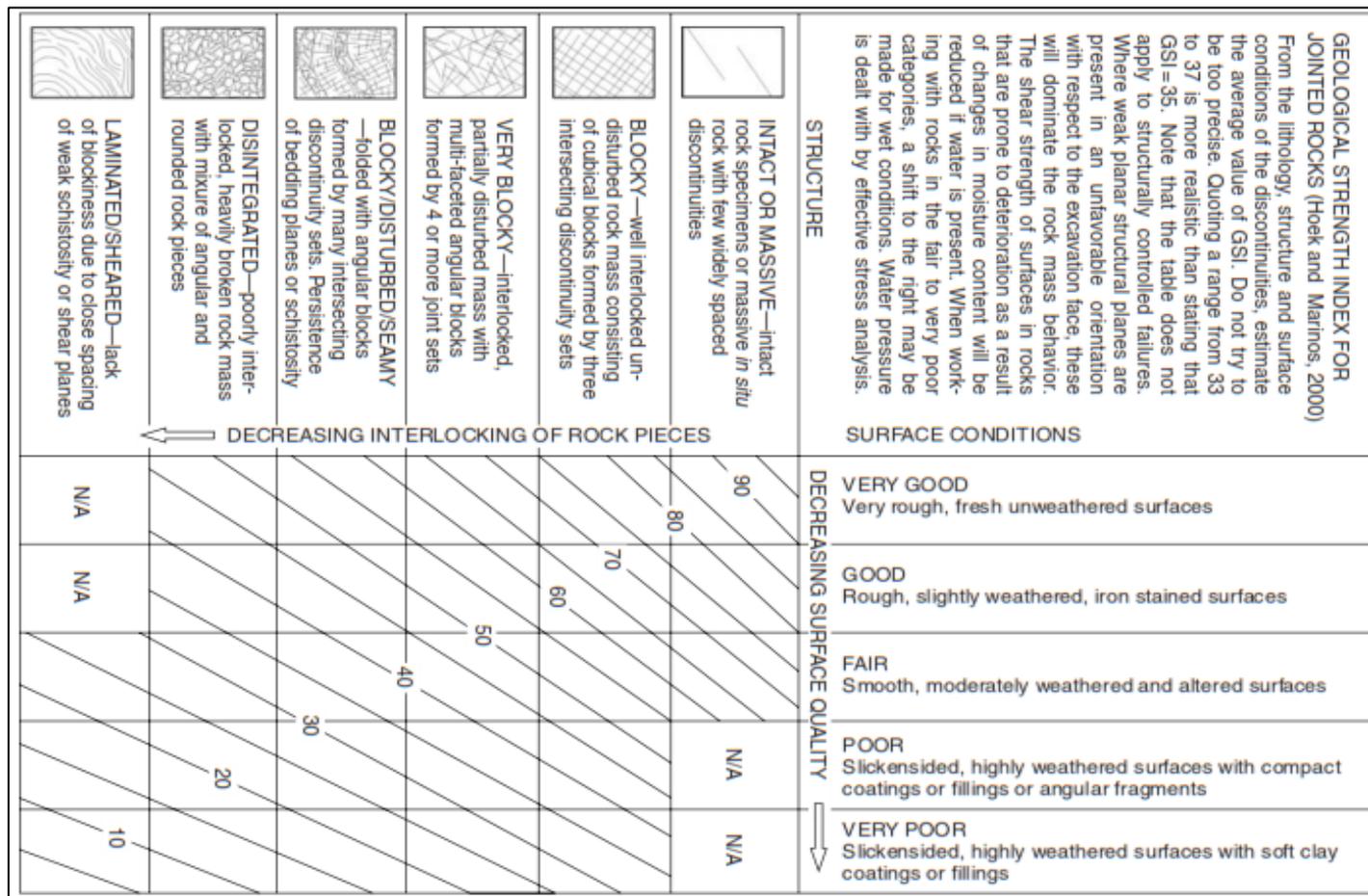


Figura 1 Estimación del GSI (Hoek E. , 2002)

<i>Appearance of rock mass</i>	<i>Description of rock mass</i>	<i>Suggested value of D</i>
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.  Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$  $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$

<i>Appearance of rock mass</i>	<i>Description of rock mass</i>	<i>Suggested value of D</i>
	Small-scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting, and also due to stress relief from overburden removal.  In some softer rocks, excavation can be carried out by ripping and dozing, and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting  $D = 0.7$ Mechanical excavation

**Figura 2** Guía para la estimación del factor de perturbación D (Hoek, 2002)

## ANEXO B

Parámetro		Rango de valores							
1	Resistencia de la roca intacta	Índice de resistencia a carga puntual (Point load index) MPa	>10	4-10	2-4	1-2	Para este rango es preferible el ensayo de compresión uniaxial-		
		Resistencia compresión uniaxial (RCS) MPa	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Valoración	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Valoración		20	17	13	8	3		
3	Espaciado - Separación de discontinuidades		>2 m	0.6-2 m	0.2-0.6 m	0.06-0.2m	<0.06 m		
	Valoración		20	15	10	8	5		
4	Condición de las discontinuidades		Superficies muy rugosas No continuas Sin separación Paredes inalteradas	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1mm Paredes ligeramente alteradas	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1 mm Paredes muy alteradas	Superficies estriadas (slickensided) Ó Relleno de < 5mm espesor Ó Separación 1-5 mm continuas	Rellenos blandos > 5 mm espesor Ó Separación > 5 mm Continuas		
			Valoración		30	25	20	10	0
5	Agua subterránea	Flujo interno por 10 m de longitud de túnel (L/min)	Nulo	<10	10-25	25-125	>125		
		Ratio Presión agua en juntas /tensión principal mayor $\sigma_w/\sigma_1$	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
	Condiciones generales		Completamente seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
Valoración		15	10	7	4	0			

Figura 1 Parámetros de clasificación RMR y su valoración (Bieniawski Z. T., 1989)

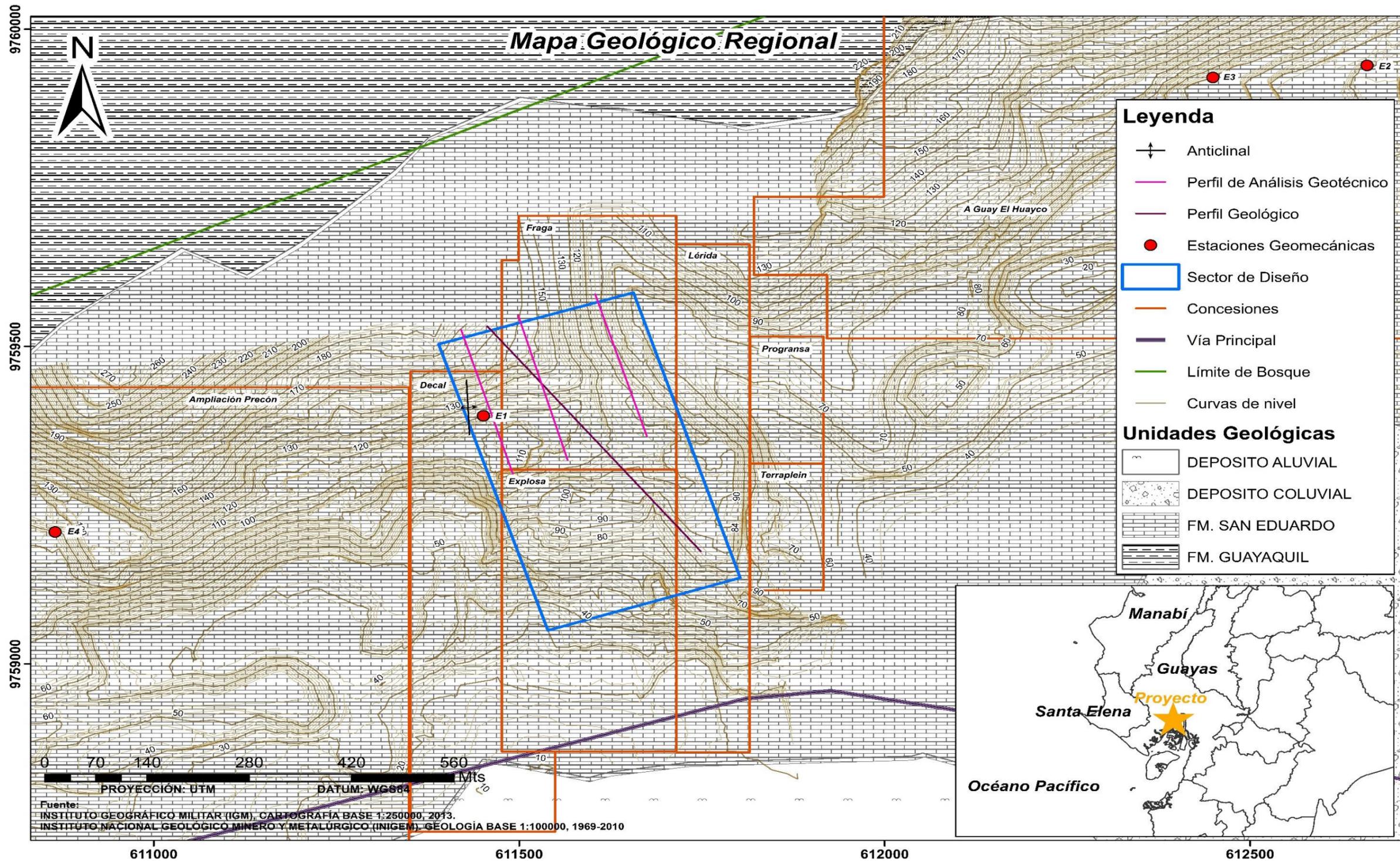
parámetro	valoración				
Longitud de la discontinuidad (Persistencia/continuidad)	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m
	6	4	2	1	0
Separación (apertura)	Nada	<0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	>5 mm
	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Suave	Estriada (slickensided)
	6	5	3	1	0
Relleno	Ninguno	Relleno duro		Relleno blando	
		<5 mm	>5 mm	<5 mm	>5 mm
		6	4	2	2
Alteración	Inalterado	Ligeramente alterado	Moderadamente alterado	Muy alterado	Descompuesto
	6	5	3	1	0

**Figura 2** Caracterización de las discontinuidades (Bieniawski Z. T., 1989)

Orientaciones de rumbo y buzamiento de las discontinuidades		Muy favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy desfavorable
Valoración para	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentación	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

**Figura 3** Corrección por orientación de las juntas (Bieniawski Z. T., 1989)

## ANEXO C



## ANEXO D

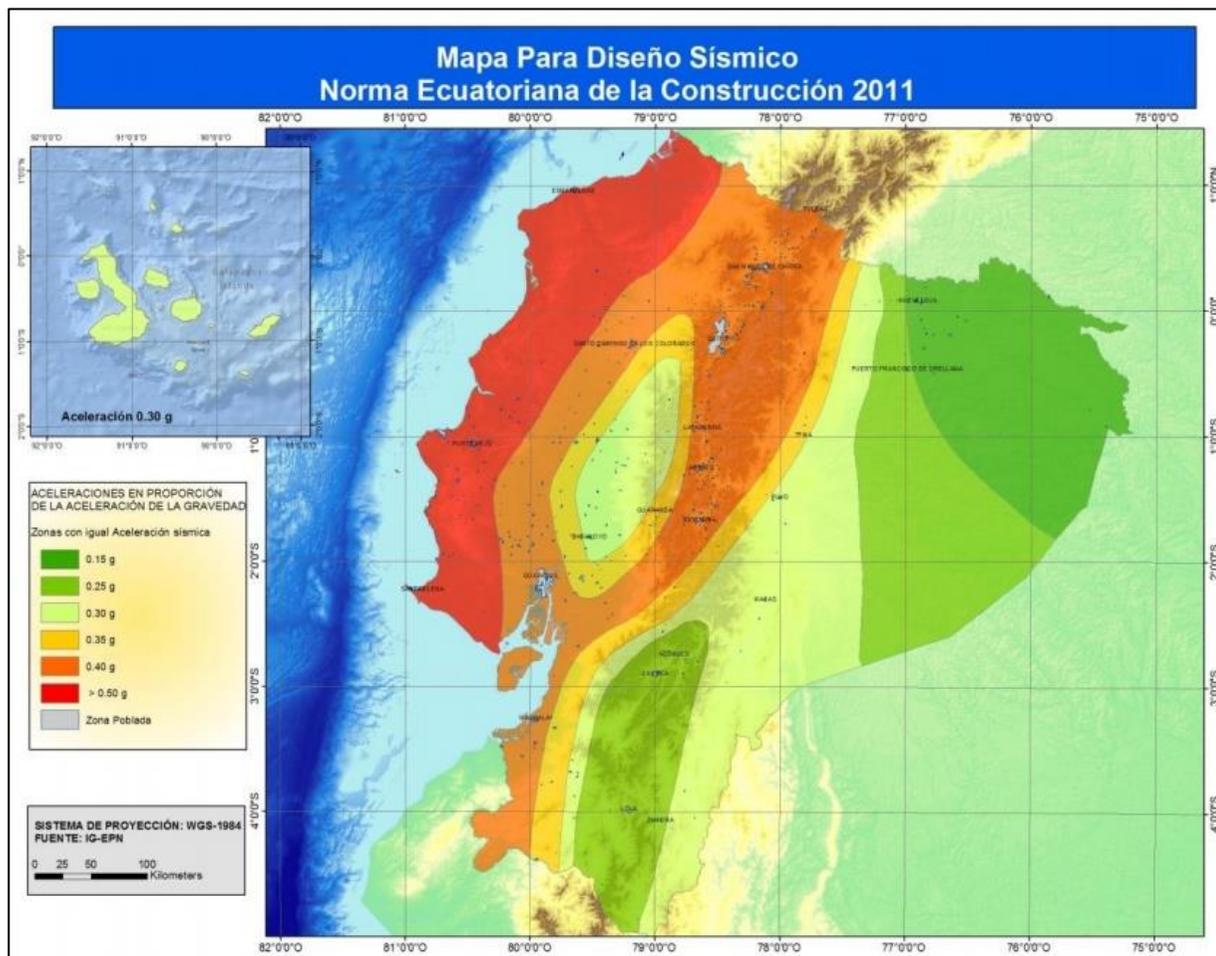


Figura 1 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2011)

## ANEXO E

## Cálculo del $RMR_{básico}$ de las estaciones geomecánicas

### Estación geomecánica 1 (EGM1)

Caracterizando a la caliza tipo IV, presenta un set de discontinuidades complejo, formado por la estratificación  $S_0$  y las juntas ( $J_1$ ,  $J_2$  y  $J_3$ ).

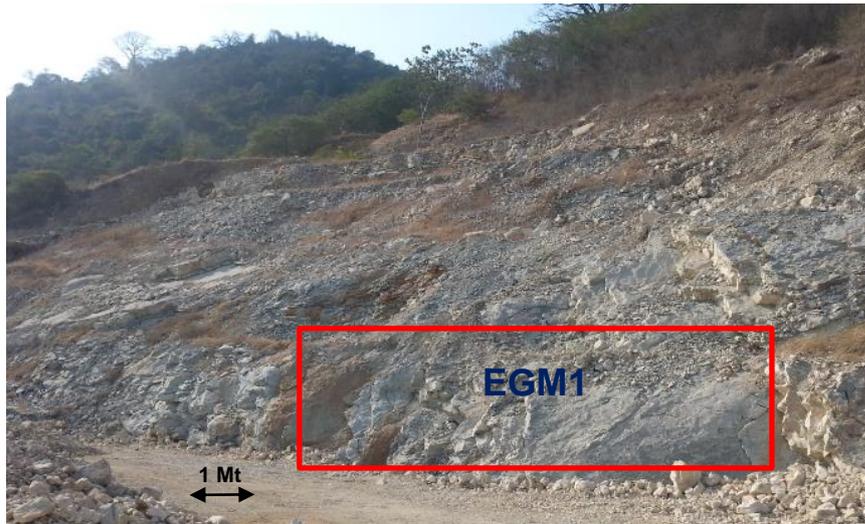


Figura 1: Imagen de Estación geomecánica 1

### Resistencia a compresión simple

La RCS, es evaluada mediante el uso del esclerómetro, los valores del rebote del martillo son:

Tabla 1: Medidas del rebote del martillo sobre roca intacta

Medidas Esclerómetro					Media
40	30	42	45	40	42
54	32	40	42	54	

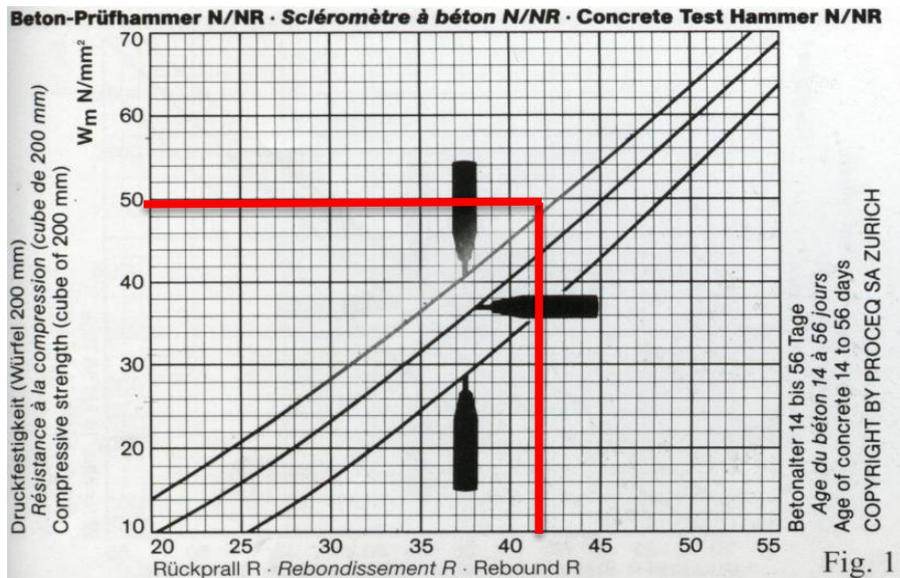


Figura 2: Abaco para la obtención del RCS

La media del rebote del martillo es 42 por lo tanto la RCS de la roca intacta para este dominio geotécnico es de **49 MPa** respectivamente. (Ver figura 2).

### RQD (Rock Quality Designation)

Obtenido a través de la formulación de Priest & Hudson (1981), que relaciona las juntas por metro lineal ( $\lambda$ ) obteniendo el valor teórico del RQD.

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

Por lo tanto, los valores de  $\lambda$  y de RQD en esta EGM son:

Tabla 2: Medidas del índice de juntas/metro

Dominio Geotécnico	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\lambda_4$	Media	RQD
Caliza tipo IV	8	9	7	11	9	78

### Espaciamiento de las Discontinuidades

Del procesamiento de datos obtenemos que para la caliza tipo IV el 55% de las juntas presentan un espaciamiento de entre 20 a 60 cm.

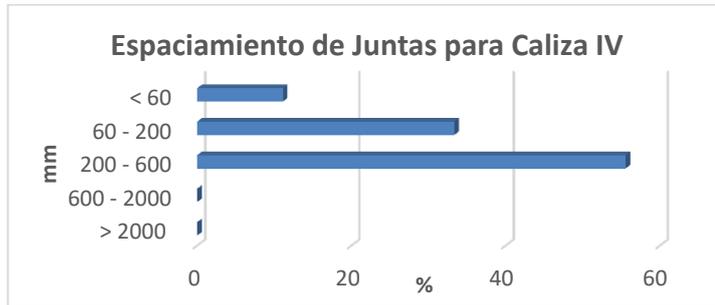


Gráfico 1: Espaciamiento medio de las juntas

### Estado de las diaclasas

#### Persistencia

La continuidad de las juntas para la caliza IV, en general están por los 3 a 10 m. con un 89% de los datos.

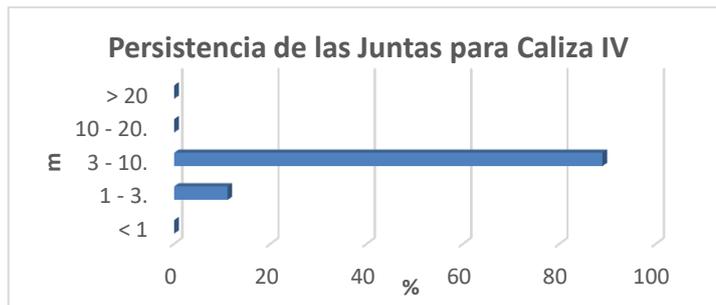


Gráfico 2: Persistencia media de las juntas

#### Apertura

En un 89%, las aperturas de las juntas están en el rango de 1 a 5 mm.

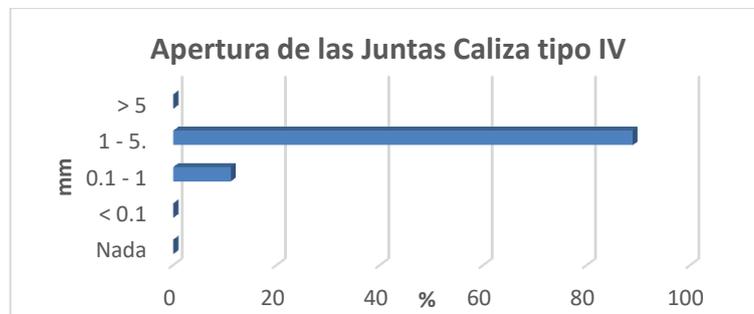


Gráfico 3: Apertura media de las juntas

### Rugosidad

El 78% de las juntas analizadas presentan una ligera rugosidad en las superficies frescas de las discontinuidades.

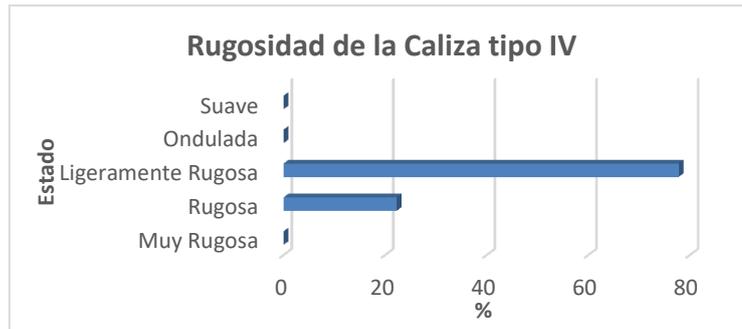


Gráfico 4: Rugosidad media de las juntas

### Relleno

El 56% de las juntas analizadas presentan un relleno duro, de arcilla grisácea a negra de alta compactación, presente en la estratificación  $S_0$  y en el set de discontinuidades  $J_1$ .

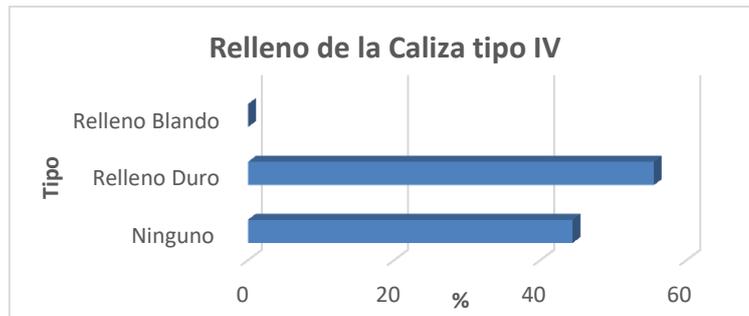


Gráfico 5: Espesor medio de relleno de las juntas

### Meteorización de juntas

El 56% de las juntas analizadas presentan un grado moderado de alteración, con evidencia de alteración férrica en las paredes de las juntas descubiertas o expuestas al mismo intemperismo.



Gráfico 6: Grado de meteorización de las juntas

### Agua

Al momento de realizar el presente análisis no se notó la presencia de agua sobre las paredes de las discontinuidades. Por ende el 100% de los datos analizados se encuentra en estado seco.



Gráfico 7: Medida del nivel de agua en las juntas

### Estación geomecánica 2 (EGM2)

Caracterizando a la caliza tipo IV, presenta un set de discontinuidades complejo, formado por la estratificación  $S_0$  y las juntas ( $J_1$ ,  $J_2$  y  $J_3$ ).



Figura 3: Imagen de estación geomecánica 2

### Resistencia a compresión simple

La RCS, es evaluada mediante el uso del esclerómetro, los valores del rebote del martillo son:

Tabla 3: Medidas del rebote del martillo sobre roca intacta

Medidas Esclerómetro					Media
42	52	60	56	50	53
58	50	54	56	48	

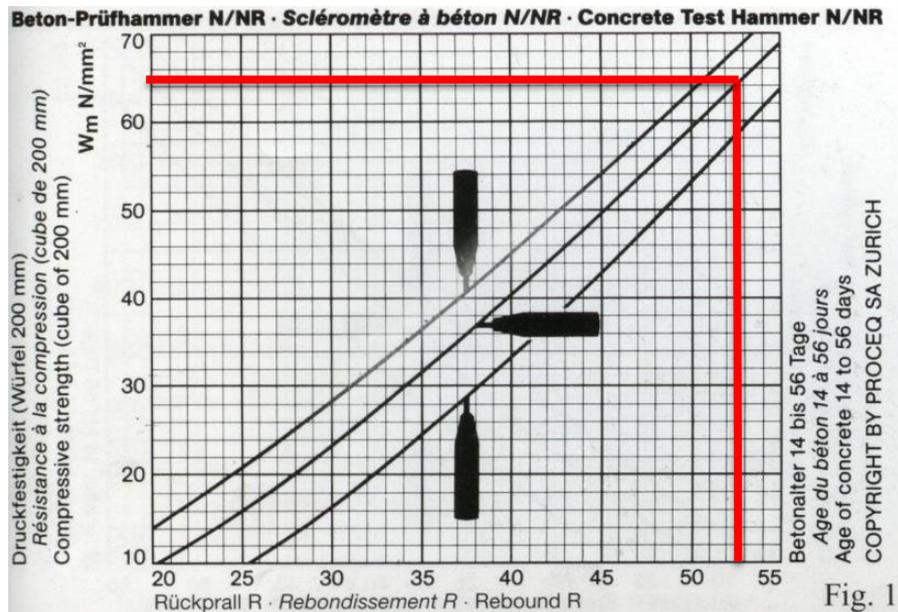


Figura 4: Abaco para la obtención del RCS

La media del rebote del martillo es 53 por lo tanto la RCS de la roca intacta para este dominio geotécnico es de **65 MPa** respectivamente. (Ver figura 11).

### RQD (Rock Quality Designation)

Obtenido a través de la formulación de Priest & Hudson (1981), que relaciona las juntas por metro lineal ( $\lambda$ ) obteniendo el valor teórico del RQD.

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

Por lo tanto, los valores de  $\lambda$  y de RQD en esta EGM son:

Tabla 4: Medidas del índice de juntas/metro

Dominio Geotécnico	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\lambda_4$	Media	RQD
Caliza tipo IV	10	14	13	13	13	64

### Espaciamiento de las discontinuidades

Del procesamiento de datos obtenemos que para la caliza tipo IV el 58% de las juntas presentan un espaciamiento de entre 20 a 60 cm.

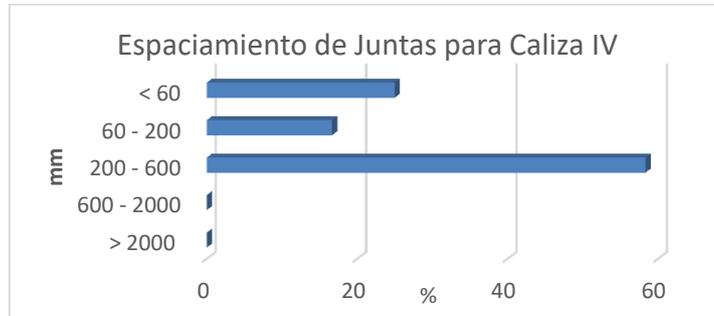


Gráfico 8: Espaciamiento medio de las juntas

### Estado de las diaclasas

#### Persistencia

La continuidad de las juntas para la caliza IV, en general están por los 3 a 10 m. con un 67% de los datos.

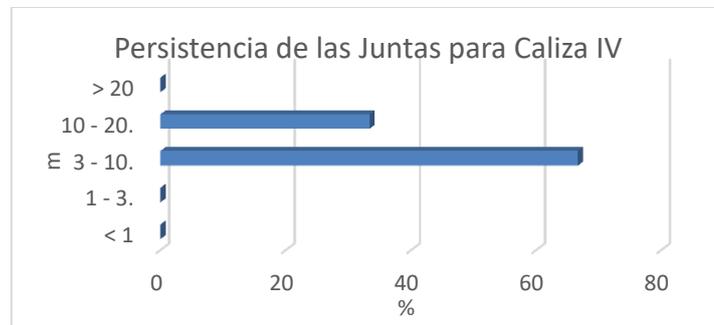


Gráfico 9: Persistencia media de las juntas

### Apertura

En un 83%, las aperturas de las juntas están en el rango de 1 a 5 mm.

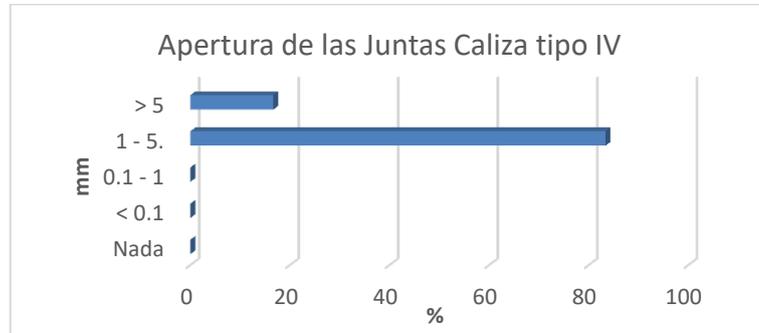


Gráfico 10: Apertura media de las juntas

### Rugosidad

El 67% de las juntas analizadas presentan una ligera rugosidad en las superficies frescas de las discontinuidades.

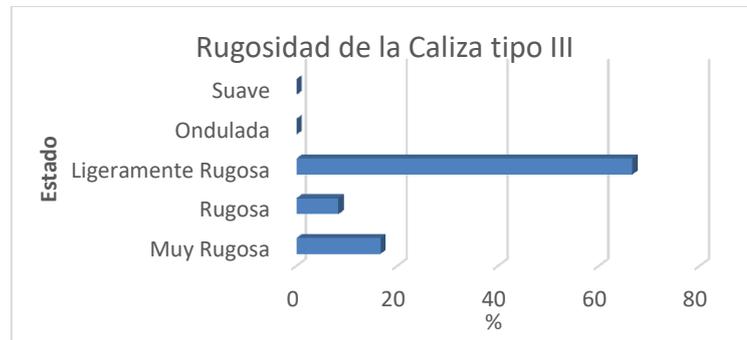


Gráfico 11: Rugosidad media de las juntas

### Relleno

El 58% de las juntas analizadas presentan un relleno duro, de arcilla grisácea a negra de alta compactación, presente en la estratificación  $S_0$  y en el set de discontinuidades  $J_2$ .

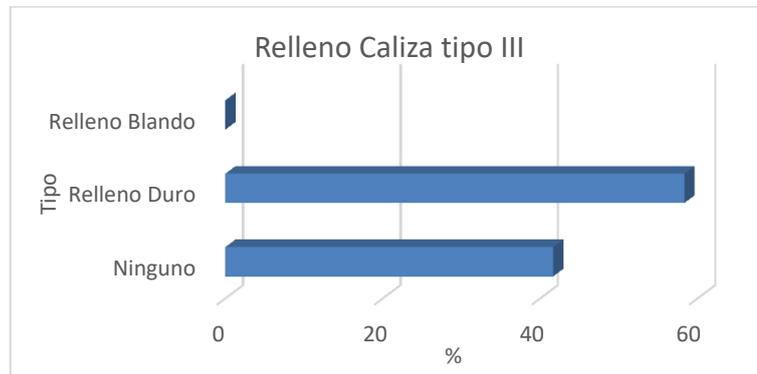


Gráfico 12: Espesor medio de relleno de las juntas

### Meteorización de juntas

El 67% de las juntas analizadas presentan un grado ligero de alteración, con poca evidencia de intemperismo en las paredes de las juntas.



Gráfico 13: Grado de meteorización de las juntas

### Agua

Al momento de realizar el presente análisis no se notó la presencia de agua sobre las paredes de las discontinuidades. Por ende el 100% de los datos analizados se encuentra en estado seco.

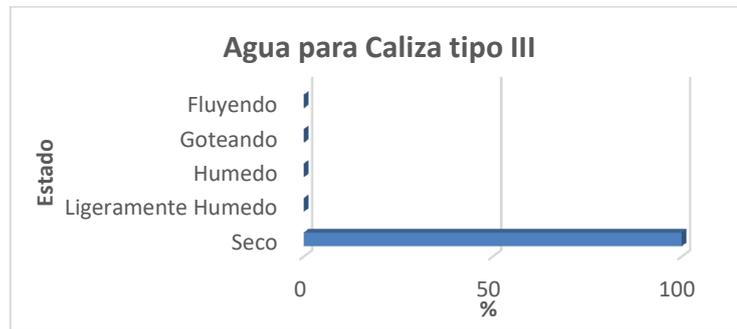


Gráfico 14: Nivel del nivel de agua en las juntas

### Estación geomecánica 3 (EGM3)

Caracterizando a la caliza tipo IV, presenta un set de discontinuidades complejo, formado por la estratificación  $S_0$  y las juntas ( $J_1$ ,  $J_2$  y  $J_3$ ).



Figura 5: Imagen de estación geomecánica 3

### Resistencia a compresión simple

La RCS, es evaluada mediante el uso del esclerómetro, los valores del rebote del martillo son:

Tabla 5: Medidas del rebote del martillo sobre roca intacta

Medidas Esclerómetro					Media
48	48	46	55	48	48
50	51	40	49	45	

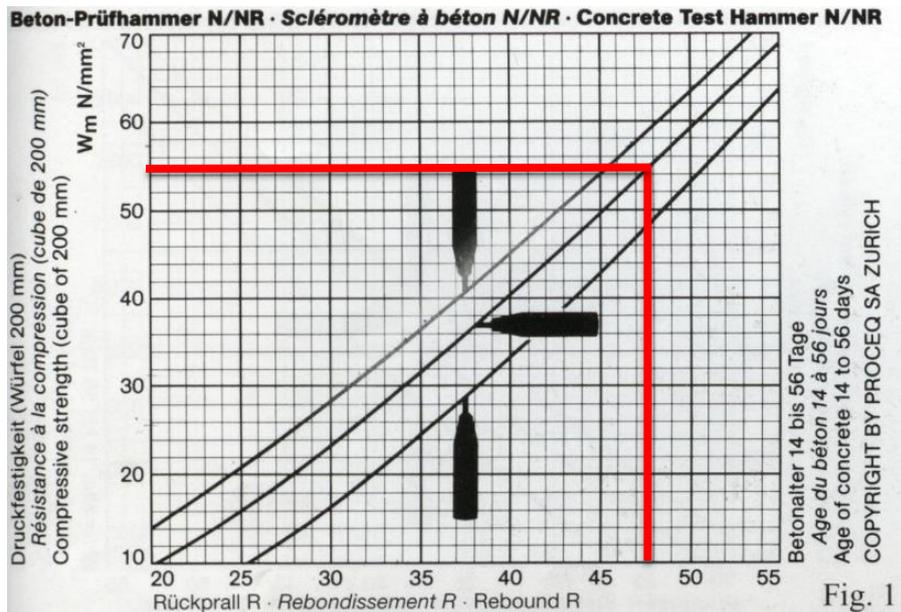


Figura 6: Abaco para la obtención del RCS

La media del rebote del martillo es 48 por lo tanto la RCS de la roca intacta para este dominio geotécnico es de **55 MPa** respectivamente. (Ver figura 20).

### RQD (Rock Quality Designation)

Obtenido a través de la formulación de Priest & Hudson (1981), que relaciona las juntas por metro lineal ( $\lambda$ ) obteniendo el valor teórico del RQD.

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

Por lo tanto, los valores de  $\lambda$  y de RQD en esta EGM son:

Tabla 6: Medidas del índice de juntas/metro

Dominio Geotécnico	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\lambda_4$	Media	RQD
Caliza tipo IV	7	12	13	11	11	71

### Espaciamiento de las discontinuidades

Del procesamiento de datos obtenemos que para la caliza tipo IV el 60% de las juntas presentan un espaciamiento de entre 20 a 60 cm.

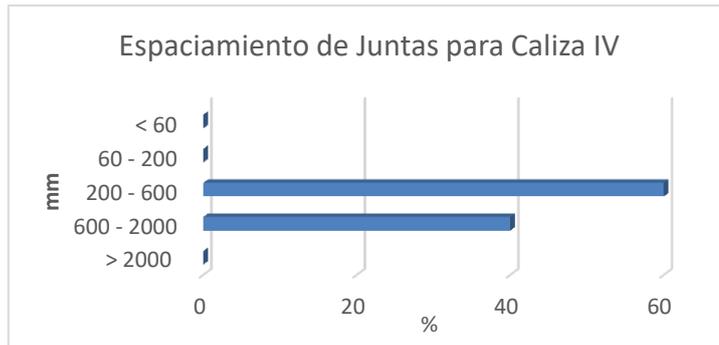


Gráfico 15: Espaciamiento medio de las juntas

### Estado de las diaclasas

#### Persistencia

La continuidad de las juntas para la caliza IV, en general están por los 3 a 10 m. con un 80% de los datos.

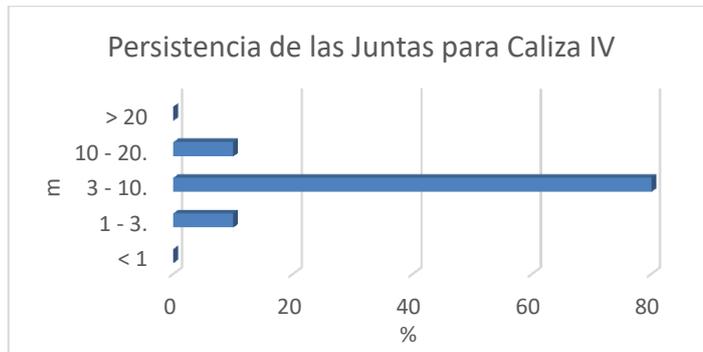


Gráfico 16: Persistencia media de las juntas

#### Apertura

En un 70%, las aperturas de las juntas están en el rango de 1 a 5 mm.

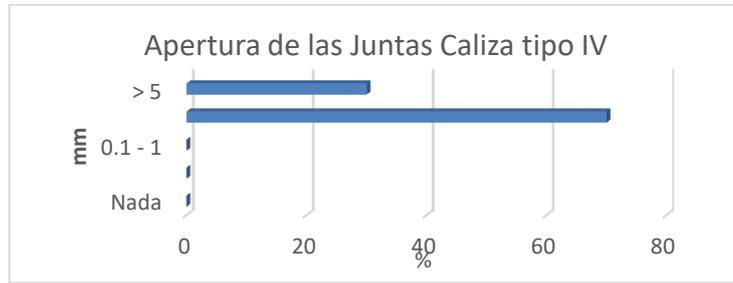


Gráfico 17: Apertura media de las juntas

### Rugosidad

El 50% de las juntas analizadas presentan una ligera rugosidad en las superficies frescas de las discontinuidades.

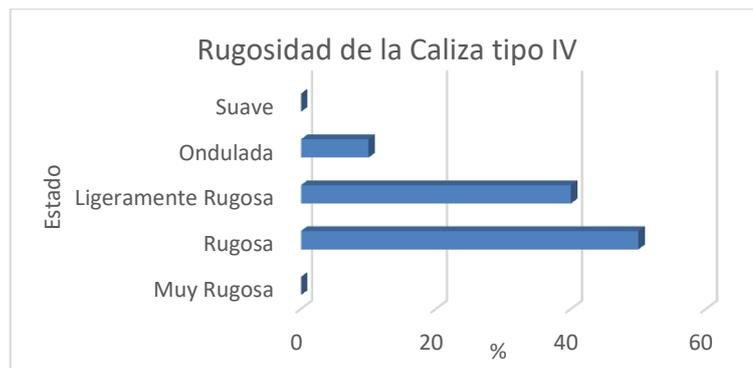


Gráfico 18: Rugosidad media de las juntas

### Relleno

El 70% de las juntas analizadas presentan un relleno duro, de arcilla grisácea a negra de alta compactación, presente en la estratificación  $S_0$  y en el set de discontinuidades  $J_3$ .

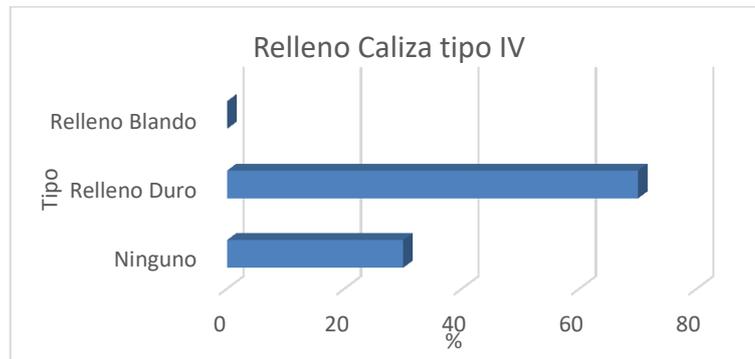


Gráfico 19: Espesor medio de relleno de las juntas

### Meteorización de juntas

El 60% de las juntas analizadas presentan un grado ligero de alteración, con poca evidencia de intemperismo en las paredes de las juntas.

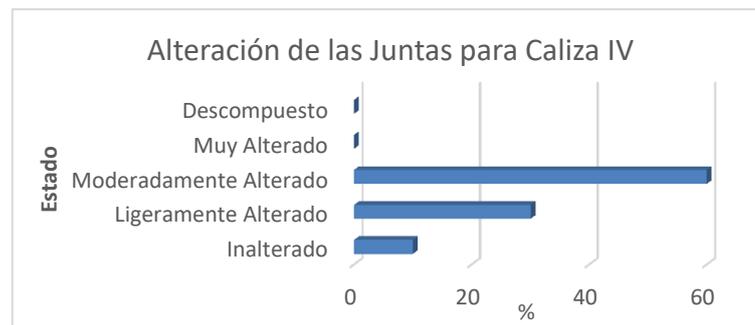


Gráfico 20: Grado de meteorización de las juntas

### Agua

Al momento de realizar el presente análisis no se notó la presencia de agua sobre las paredes de las discontinuidades. Por ende el 100% de los datos analizados se encuentra en estado seco.

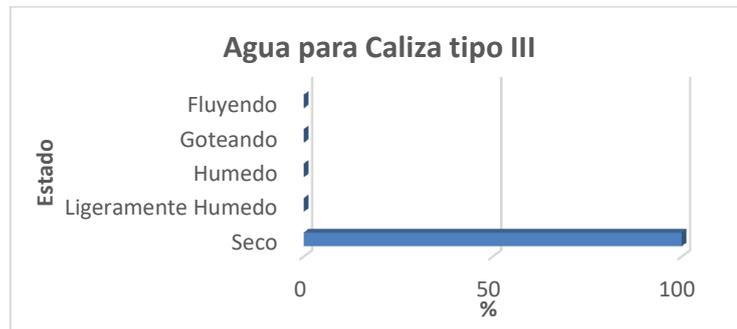


Gráfico 21: Medida del nivel de agua en las juntas

#### Estación geomecánica 4 (EGM4)

Caracterizado por la lutita, presenta un set de discontinuidades complejo, formado por la estratificación  $S_0$  y 3 familia de juntas ( $J_1$ ,  $J_2$  y  $J_3$ ).



Figura 7: Imagen de estacion geomecanica 4

#### Resistencia a compresión simple

La RCS, es evaluada mediante los rebotes del martillo sobre la roca intacta, tenemos:

Tabla 7: Medida del rebote del martillo sobre roca intacta

Medidas Esclerómetro					Media
50	55	40	42	50	50
54	56	50	52	48	

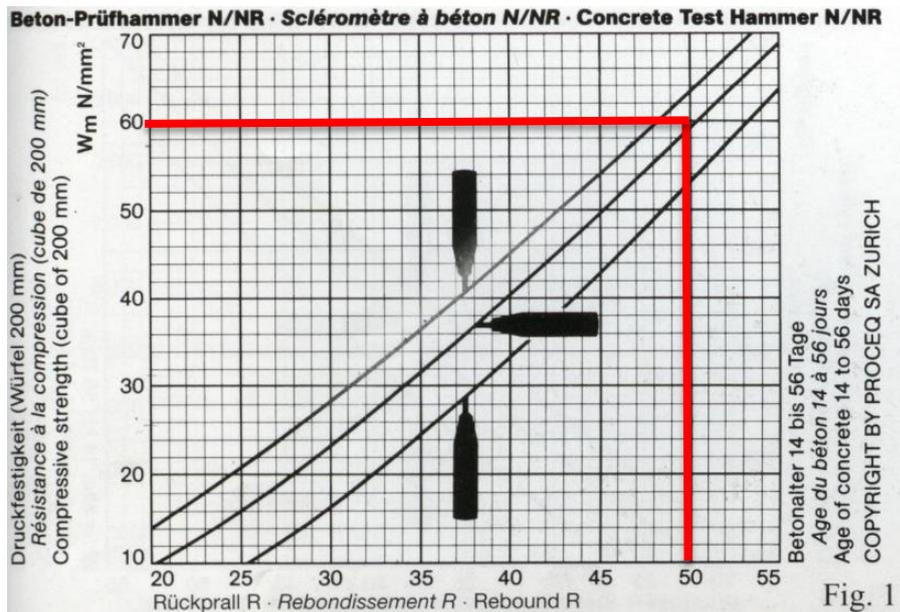


Figura 8: Abaco para la obtención del RCS

La media del rebote del martillo es 50 por lo tanto la RCS de la roca intacta para este dominio geotécnico es de **60 MPa** respectivamente. (Ver figura XX).

### RQD (Rock Quality Designation)

Obtenido a través de la formulación de Priest & Hudson (1981), que relaciona las juntas por metro lineal ( $\lambda$ ) obteniendo el valor teórico del RQD.

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

Por lo tanto, los valores de  $\lambda$  y de RQD en esta EGM son:

Tabla 8: Medidas del índice de juntas/metro

Dominio Geotécnico	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\lambda_4$	Media	RQD
Caliza tipo IV	13	14	15	14	14	60

### Espaciamiento de las discontinuidades

Del procesamiento de datos obtenemos que para la caliza tipo IV el 60% de las juntas presentan un espaciamiento de entre 6 a 20 cm.

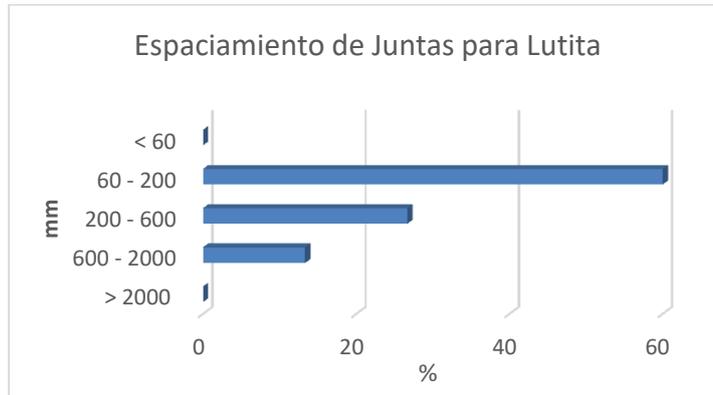


Gráfico 22: Espaciamiento medio de las juntas

### Estado de las diaclasas

#### Persistencia

La continuidad de las juntas para la caliza IV, en general están por los 10 a 20 m. con un 83% de los datos analizados. Es notable en la imagen sobre la familia de juntas So o estratificación.

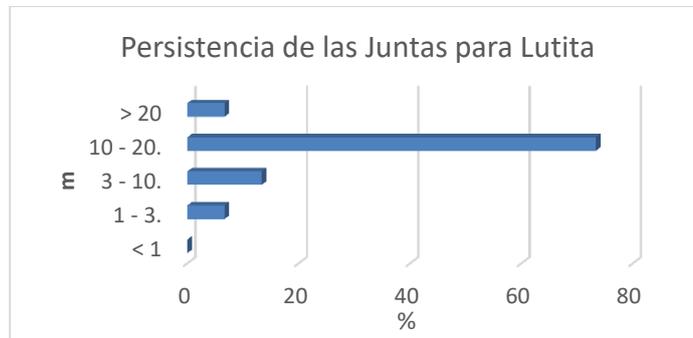


Gráfico 23: Persistencia media de las juntas

#### Apertura

En un 47%, de las aberturas o rellenos de las juntas estuvo por encima de los 5mm.

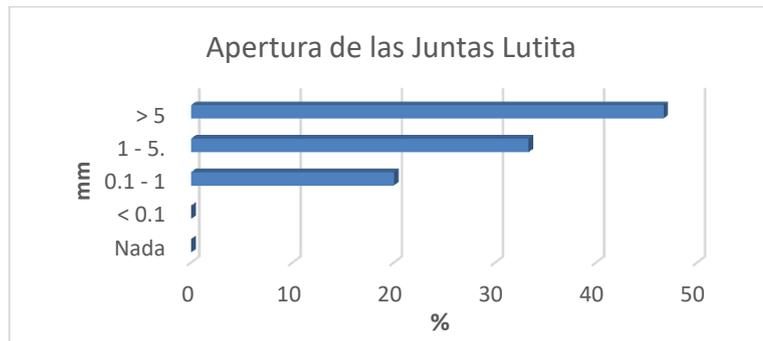


Gráfico 24: Apertura media de las juntas

### Rugosidad

El 53% de las juntas analizadas presentan una ligera rugosidad en las superficies frescas de las discontinuidades.

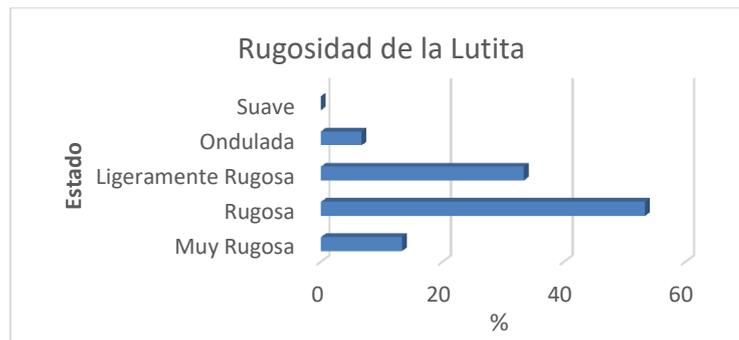


Gráfico 25: Rugosidad media de las juntas

### Relleno

El 60% de las juntas analizadas presentan un relleno duro, de arcilla grisácea a negra de alta compactación, presente mayormente en la estratificación S<sub>0</sub> de potencia mayor a 5 mm.

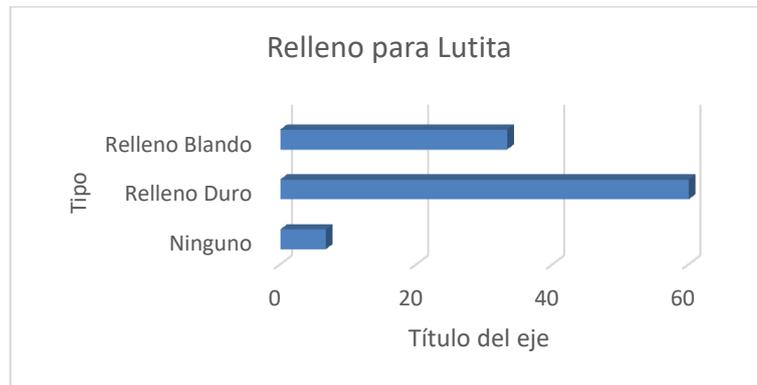


Gráfico 26: Espesor medio de relleno de las juntas

### Meteorización de juntas

El 60% de las juntas analizadas presentan un grado ligero de alteración, con poca evidencia de intemperismo en las paredes de las juntas.

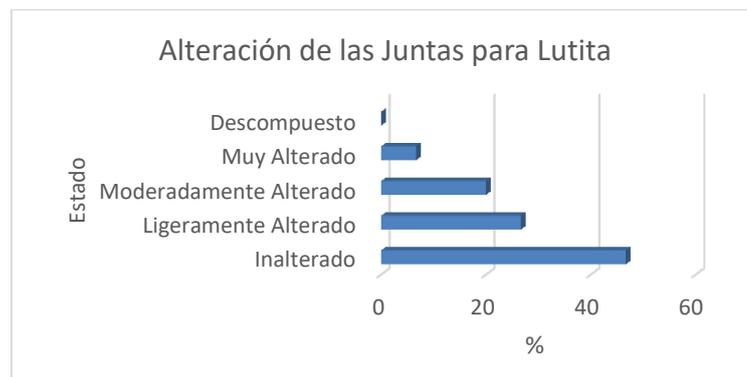


Gráfico 27: Rugosidad media de las juntas

### Agua

Al momento de realizar el presente análisis no se notó la presencia de agua sobre las paredes de las discontinuidades. Por ende el 100% de los datos analizados se encuentra en estado seco.

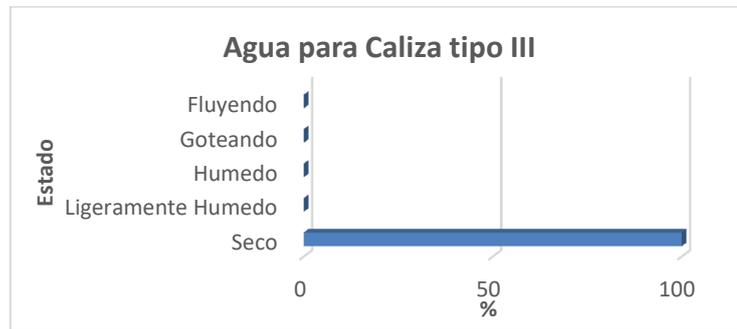
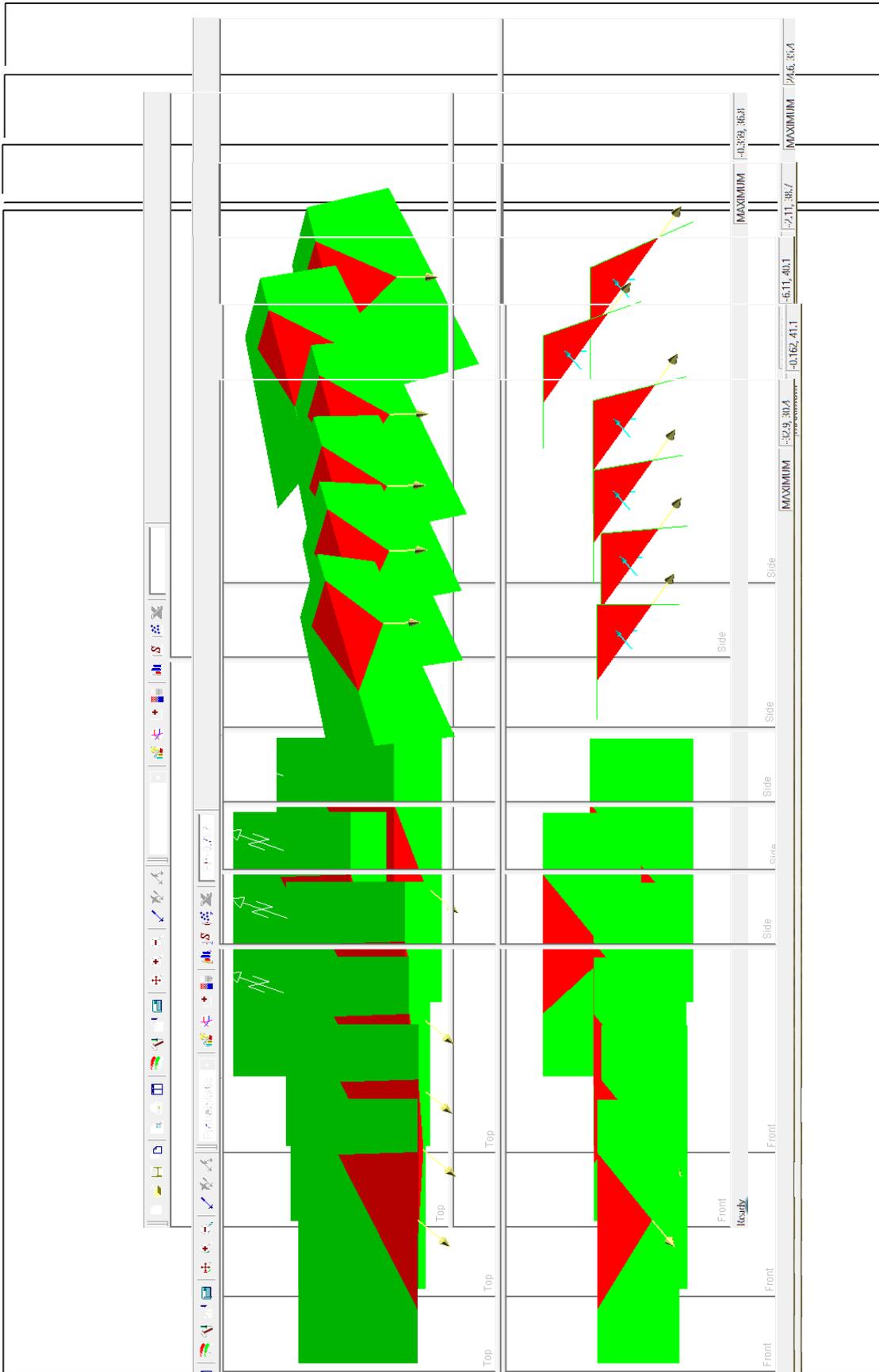


Gráfico 28: Medida del nivel medio de agua en las juntas

## ANEXO F



- OBSERVACIONES:
1. EL SOFTWARE SWEDGE 4.0 ES USADO
  2. COHESION DE 30 kPa Y A. FRICCIÓN DE 30°
  3. ANÁLISIS PARA DISCONTINUIDADES
  4. ANÁLISIS DE NIVEL FREÁTICO A 50% DE LA ALTURA
  5. ESCENARIO DE 1000 SIMULACIONES

EL ANÁLISIS  
CALCULADOS POR BARTON-BANDIS  
MÉTODO DE MONTE-CARLO

## ANEXO G

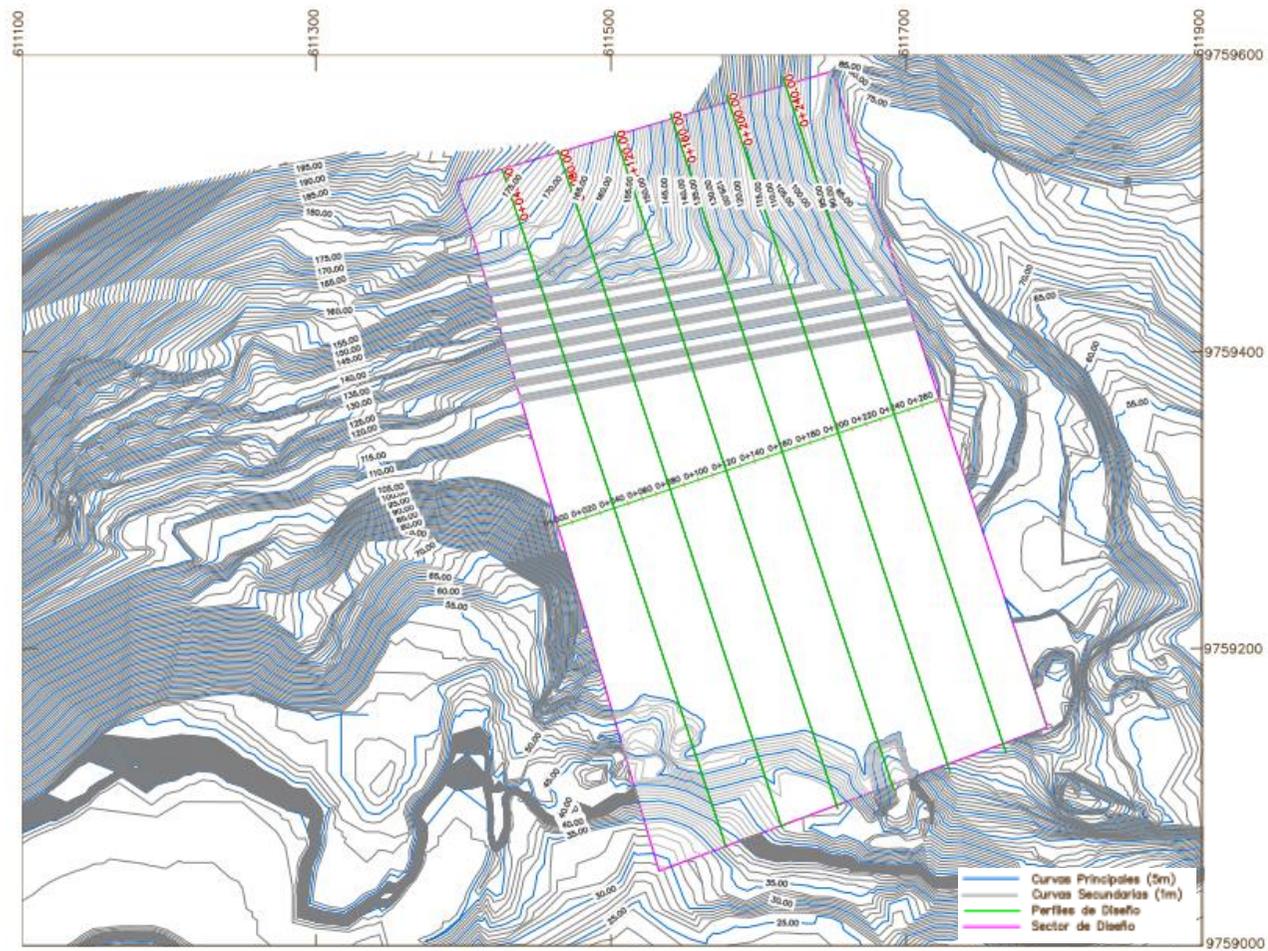


Figura 1: Mapa de los Perfiles para el control del Diseño geométrico de taludes

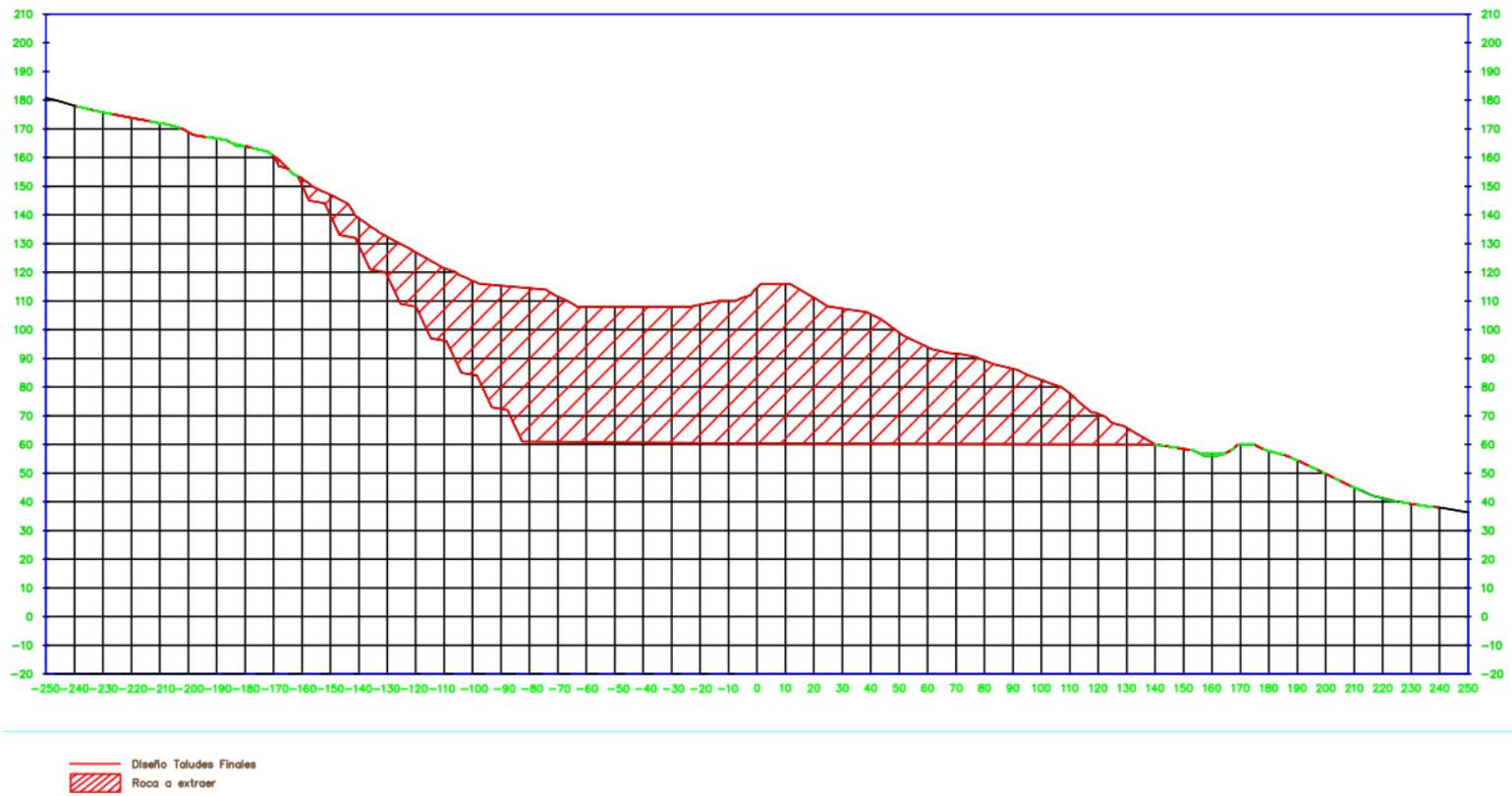
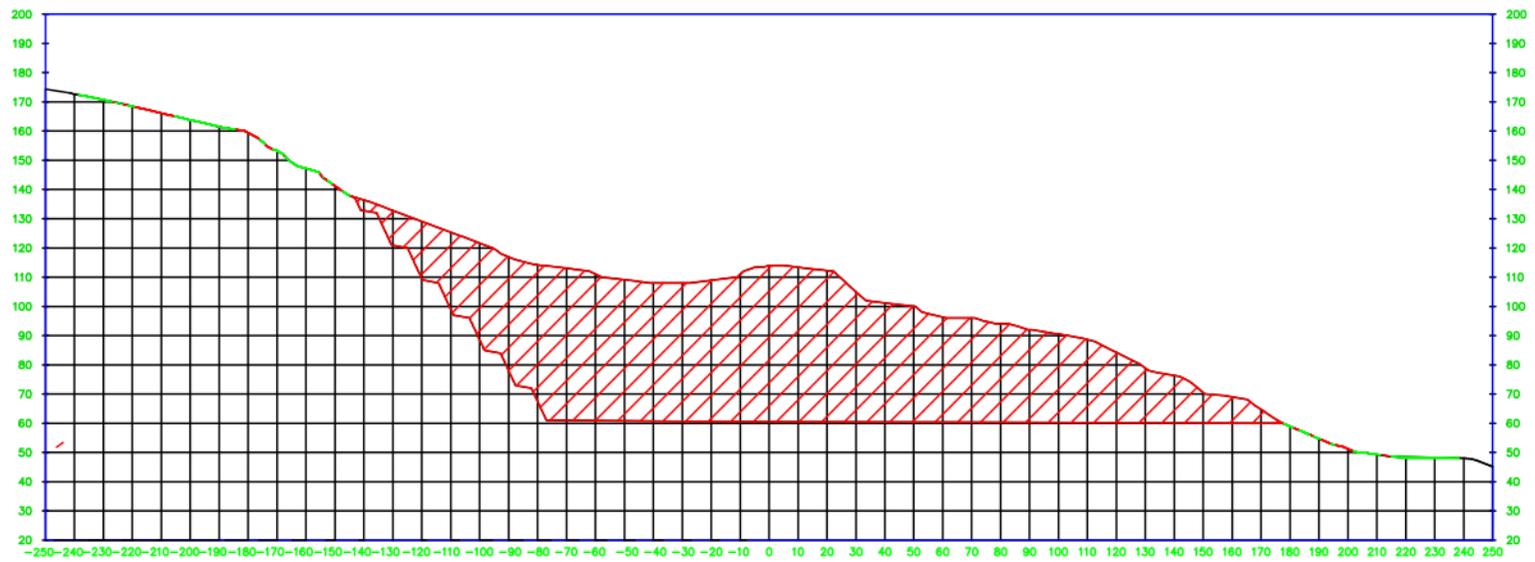


Figura 2: Perfil 0+040



 Diseño Taludes Finales  
 Roca a extraer

Figura 3: Perfil 0+80

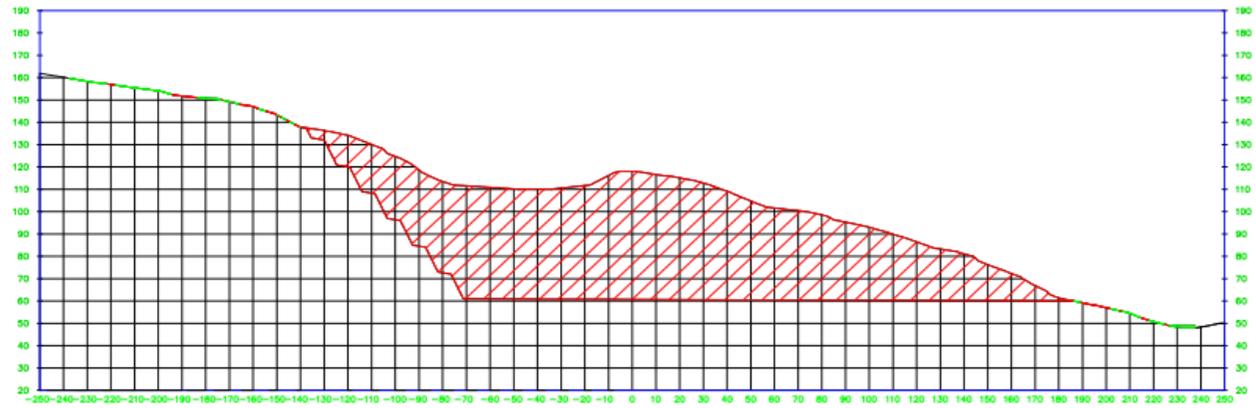


Figura 4: Perfil 0+120

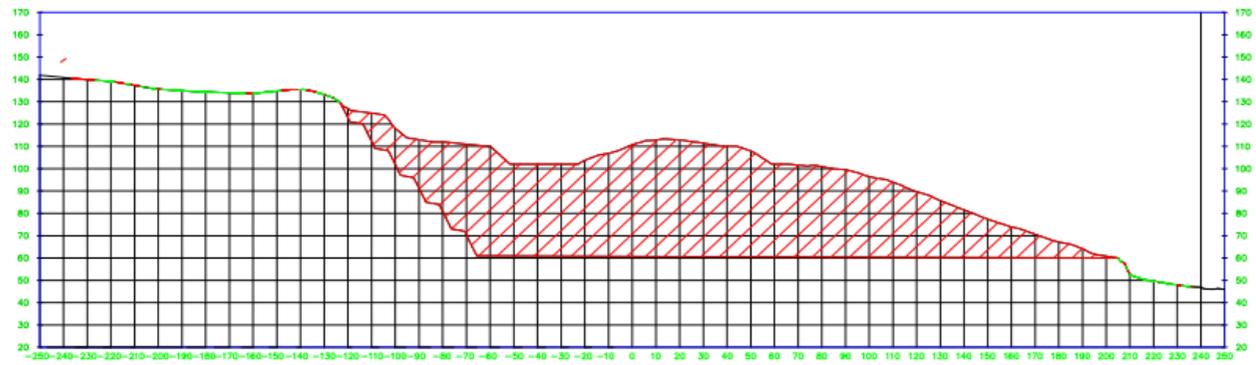


Figura 5: Perfil 0+160

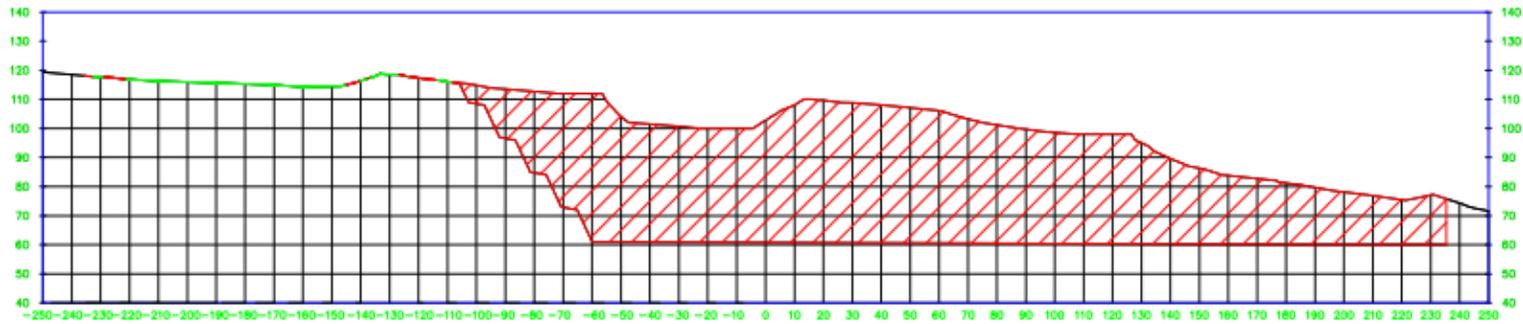


Figura 6: Perfil 0+200

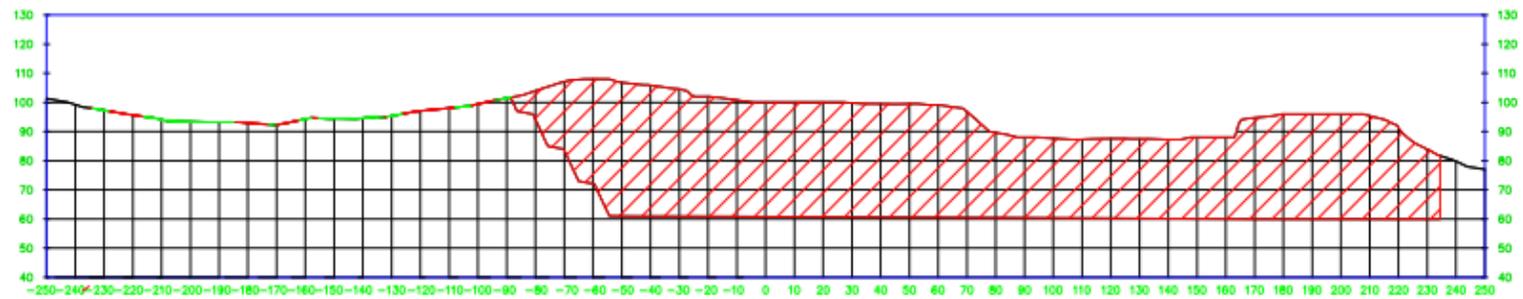


Figura 7: Perfil 0+240

## BIBLIOGRAFÍA

- Barton, N. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology, Elsevier, Amsterdam*, 7(105), 287-332.
- Barton, N. (1976). The shear strength of rock and rock joints. *Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech*, 13(119), 255-279.
- Barton, N., & Bandis, S. (1982). *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock*. Berkeley.
- Barton, N., & Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *International Symposium on Rock Joints*, 603-610.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*(119), 1-54.
- Benítez, S. (1995). *Evolution Géodynamique de la Cote Équatorienne*. Francia: Tesis Doctoral de Geología, Universidad de Grenoble.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley.
- Blanco, R. (2013). *Propiedades de Resistencia de las Rocas y del Macizo Rocoso*. Guayaquil: Proyecto Prometeo-Senescyt.
- Bock, H. (1983). *Introducción a la Mecánica de los Macizos Rocoso*. Moscú: MIR.
- Bristow, C. R. (1977). *Léxico Estratigráfico del Ecuador*. Paris: Centre National de la Recherche Scientifique.
- CALIZAS HUAYCO S.A. (s.f.). Recuperado el 06 de Noviembre de 2016, de <http://www.calizashuayco.com>
- Duncan, C. W., & Mah, C. (2004). *Rock Slope Engineering Civil and Mining*. New York: Spon Press.
- Frey, J. D., & Mills, S. J. (1968). *Geological investigation of southern border of the Colonche-Chongón Hills*. Quito.

- Goodman, R. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Berkeley: John Wiley & Sons.
- Harrison, J., & Hudson, J. (2000). *Engineering Rock Mechanics, An Introduction to the Principles*. London: Elsevier Science.
- Hoek, E. (2002). *Hoek-Brown failure criterion*.
- Hoek, E. (2007). *A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion*. Vancouver.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering*. New York.
- Jordá, L. (2009). *La minería de los metales en la provincia de Madrid: Patrimonio minero y puesta en valor del espacio subterráneo*. Madrid.
- Jordá, L. (in litt). *Guía del Alumno, Análisis cinemático de Taludes y fundamentos de red Estereográfica*.
- Knight Piésold Consulting. (2012). *Open Pit Geotechnical Design. Casino Copper-Gold Project*. Vancouver, BC: BSI.
- López Jimeno, C. (2002). *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes*. Madrid: Entorno Gráfico.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2011). *Cargas sísmicas: Diseño Sismo Resistente*. Obtenido de Norma Ecuatoriana de la Construcción: <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
- Montero, P., & Alvear, C. (2015). *Aggregates Project for Guayaquil Market*. Guayaquil: Holcim.
- Nuñez del Arco, E. (2003). *Geología del Ecuador*. Guayaquil: ESPOL.
- Rocscience Inc. (2016). Obtenido de <https://www.rocscience.com/>
- Romana, M., & Serón, J. B. (2003). *Formatos Normalizados para la toma de datos de campo a usar en las Clasificaciones Geomecánicas RMR, Q y SMR. Jornadas Hispano-Lusas sobre Obras Subterráneas*. Madrid.
- Thalman, H. E. (1946). *Micropaleontology of Upper Cretaceous and Paleocene in Western Ecuador*, 337-347.

