

**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y
MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA**

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DISEÑO DEL RAJO DEL PROYECTO
ANGOSTURA, SANTANDER, COLOMBIA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE GEÓLOGO

DIEGO ALBERTO SALAS PALMA

**SANTIAGO DE CHILE
ABRIL 2011**



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA**

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DISEÑO DEL RAJO DEL PROYECTO
ANGOSTURA, SANTANDER, COLOMBIA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE GEÓLOGO

DIEGO ALBERTO SALAS PALMA

**PROFESOR GUÍA:
SR. SERGIO SEPÚLVEDA VALENZUELA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN
SRA. SOFÍA REBOLLEDO LEMUS.
SR. ALEX CALDERÓN ROJO.**

**SANTIAGO DE CHILE
ABRIL 2011**

RESUMEN

El proyecto minero Angostura, localizado en la provincia de Santander, Colombia, se encuentra actualmente en la etapa de factibilidad. Como parte de esta etapa de ingeniería, se ha elaborado un diseño para el rajo del proyecto. El objetivo de este trabajo es determinar la viabilidad del diseño propuesto a través de un análisis de estabilidad a distintas escalas (escala de banco, inter-rampa y global), considerando distintas metodologías para cada nivel. A escala de bancos e inter-rampa se realizaron análisis de estabilidad cinemáticos, mientras que a escala global se realizó un análisis de equilibrio límite.

Los parámetros de resistencia del macizo rocoso, así como los datos de sismicidad e hidrogeología fueron obtenidos de estudios anteriores. En esta etapa del proyecto la principal diferencia, respecto de la etapa de ingeniería de pre-factibilidad, radica en la disponibilidad de los parámetros resistentes de las estructuras obtenidas en los ensayos de laboratorio.

La caracterización geotécnica realizada previamente en el proyecto resultó en la definición de 4 dominios estructurales: dominio estructural Veta de Barro, caracterizado por la predominancia de fallas y zonas de fallas con rumbo NW-SE; dominio estructural Los Laches, caracterizado por la predominancia de estructuras con rumbo WNW-ESE; dominio estructural La Perezosa Sur, caracterizado por la predominancia de estructuras con rumbo WNW-ESE y NE-SW; dominio estructural La Perezosa Norte, caracterizado por la predominancia de estructuras con rumbo E-W y N-S. Como parte de los trabajos a desarrollar en este estudio, fue necesario integrar la nueva información estructural disponible a la ya existente en la etapa anterior del proyecto. Esta integración incluía la verificación de los límites de los dominios estructurales existentes. Como resultado de este trabajo se concluye que no es necesario redefinir o modificar esta definición de dominios estructurales.

A partir de los análisis cinemáticos se obtuvieron distintos ángulos inter-rampa para los diferentes dominios estructurales definidos para el proyecto. Las diferencias entre los ángulos inter-rampa propuestos para la etapa de pre-factibilidad versus la etapa de factibilidad corresponden a que los ángulos obtenidos en este estudio son ligeramente mayores a los obtenidos en la etapa previa. Para el dominio estructural Veta de Barro el nuevo ángulo es de 50° en comparación a los 48° obtenidos anteriormente. Para el dominio estructural Los Laches el ángulo aumenta de 48° a 52° . Para el dominio estructural La Perezosa Norte el nuevo ángulo es de 51° en comparación a los 49° obtenidos anteriormente. El dominio estructural La Perezosa Sur mantiene el ángulo de 48° inter-rampa propuesto en la etapa de pre-factibilidad.

Considerando los resultados de los análisis de estabilidad global realizados para verificar el cumplimiento de los criterios de diseño de taludes durante el desarrollo de la mina se concluye que el diseño propuesto cumple con los criterios de aceptabilidad en todas las escalas estudiadas. Los análisis de estabilidad global, mostraron que la presión de poros juega un rol relevante en la estabilidad de los taludes en algunos sectores de la mina. Dado lo anterior, se ha recomendado el desarrollo de un programa de despresurización de taludes para asegurar la estabilidad de estos. Adicionalmente, se ha identificado taludes con factores de seguridad por sobre el mínimo requerido para el proyecto, por lo cual se ha recomendado verificar su potencial optimización contribuyendo en forma positiva en los parámetros económicos del proyecto.

*A María José,
por darme fuerza
en los momentos más difíciles*

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Juan y Rosa, por su sacrificio, por su perseverancia y por el cariño que me han entregado siempre. A mi hermano Juan por ser un ejemplo de hombre, a mi hermana Catalina, por su gigantesca paciencia y a mi hermana Patricia por su apoyo incondicional.

A Geoblast S.A. por permitirme participar de este gran proyecto y financiar los gastos de esta memoria. Quiero agradecer de manera especial a Alex Calderón, ya que sin su confianza y respaldo, no hubiese sido posible desarrollar este trabajo. También agradezco profundamente al equipo de Geoblast, a Ella, Jordana y Sebastián por compartir sus conocimientos y por su constante ayuda en el desarrollo de esta memoria.

También deseo agradecer a Sergio Sepúlveda, profesor guía de este trabajo, por sus consejos, buena disposición y paciencia. A la profesora Sofía por sus comentarios y recomendaciones. Mención honrosa para María Rosa, por su siempre oportuna ayuda.

Al Seba, al Daniel y al Gonzalo, por mostrarme que en todos lados hay gente que vale la pena. A la gente de geología, al Leo, a la Tutu, al Carcas, al Hernán, al Dragón, al Ciego, al Búho y al trío ternura, por los inolvidables momentos que pasamos, gracias.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. OBJETIVOS Y ALCANCES	2
1.1.1. OBJETIVO PRINCIPAL	2
1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.2. METODOLOGÍA.....	3
1.3. UBICACIÓN Y ACCESOS.....	5
2. MARCO GEOLÓGICO	6
2.1. GEOLOGÍA REGIONAL.....	6
2.2. GEOLOGÍA LOCAL	8
3. ANTECEDENTES	12
3.1. MODELO ESTRUCTURAL.....	12
3.2. PARÁMETROS RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS.....	18
3.3. MODELO GEOTÉCNICO.....	20
3.3.1. INTRODUCCIÓN	20
3.3.2. PROPIEDADES DE LA ROCA INTACTA	21
3.3.3. CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO	23
3.3.3.1. RMR (ROCK MASS RATING)	26
3.3.3.2. INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICO (GSI).....	28
3.3.3.3. RQD (ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA)	31
3.3.3.4. MODELO CONSTITUTIVO.....	32
3.3.3.5. ESCALAMIENTO DE PARÁMETROS	33
3.3.4. SECCIONES GEOTÉCNICAS.....	34
3.4. SISMICIDAD	36
3.5. HIDROGEOLOGÍA.....	37
3.5.1. ADQUISICIÓN DE DATOS	37
3.5.2. PERMEABILIDAD ESTIMADA.....	38
3.5.3. HIDROGEOLOGÍA DE LA ZONA DEL RAJO	39
3.5.4. ESTIMACIÓN DE LA TASA DE INFILTRACIÓN	40

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DISEÑO DEL RAJO	41
4.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CINEMÁTICOS	41
4.1.1. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LOS ANÁLISIS CINEMÁTICOS.....	41
4.1.1.1. CRITERIO DE ACEPTABILIDAD.....	42
4.1.1.2. DEFINICION DE LOS PARÁMETROS DEL TALUD	42
4.1.2. PARAMETROS DE DISEÑO BANCO–BERMA.....	43
4.1.2.1. METODOLOGÍA.....	43
4.1.2.2. RESULTADOS	45
4.1.3. ÁNGULOS DE DISEÑO INTER-RAMPA.....	50
4.1.3.1. METODOLOGIA.....	50
4.1.3.2. RESULTADOS	51
4.2. ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE	53
4.2.1. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE	54
4.2.2. ANALISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL	54
4.2.2.1. METODOLOGIA.....	54
4.2.2.2. RESULTADOS	56
4.2.2.2.1. CASO BASE (DRENAJE NATURAL)	56
4.2.2.2.2. CASO DRENADO	58
5. DISCUSIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	61
5.1. DISCUSIONES.....	61
5.2. CONCLUSIONES	65
5.3. RECOMENDACIONES	66
6. REFERENCIAS	69

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Orientación y persistencia de estructuras en el dominio estructural Los Laches (modificado de iC Consulente, 2009).....	15
Tabla 3.2. Orientación y persistencia de estructuras en el dominio estructural Veta de Barro (modificado de iC Consulente, 2009).....	16
Tabla 3.3. Orientación y persistencia de estructuras en el dominio estructural La perezosa Norte (modificado de iC Consulente, 2009).....	17
Tabla 3.4. Orientación y persistencia de estructuras en el dominio estructural Perezosa sur (modificado de iC Consulente, 2009).....	18
Tabla 3.5. Parámetros resistentes de las estructuras.	20
Tabla 3.6. Matriz de correlación definida por Greystar. usada para la caracterización del macizo rocoso de acuerdo a la base de datos de los sondeos (modificado de iC Consulente, 2009). 27	
Tabla 3.7. Resumen de RMR para los distintos tipos de macizo rocoso (modificado de iC Consulente, 2009).	29
Tabla 3.8. Índice de resistencia geológica para cada tipo de macizo rocoso (modificado de iC Consulente, 2009)	31
Tabla 3.9. Resumen de los parámetros (roca intacta y macizo rocoso) (tomado de Geoblast 2010).	36
Tabla 3.10. Coordenadas de las secciones geotécnicas.	38
Tabla 3.11. Valor de la aceleración máxima horizontal para distintos periodos de retorno.....	39
Tabla 4.1. Parámetros resistentes de las estructuras.	45
Tabla 4.2. Resumen de orientaciones de talud desfavorables debido a control estructural.	48
Tabla 4.3. Máximo ángulo inter-rampa para cada dominio estructural definido por análisis cinemático.....	51
Tabla 4.4. Propiedades resistentes de las estructuras.....	52
Tabla 4.5: Parámetros de diseño de talud para el dominio estructural Veta de Barro.	55
Tabla 4.6. Parámetros de diseño de talud para el dominio estructural Los Laches.	55
Tabla 4.7. Parámetros de diseño de talud para el dominio estructural La Perezosa Norte.	55
Tabla 4.8. Parámetros de diseño de talud para el dominio estructural La Perezosa Sur.	55
Tabla 4.9. Parámetros para los distintos tipos de macizos rocosos.....	57
Tabla 4.10. Factores de seguridad para los distintos años del proyecto (caso base).	60
Tabla 4.11. Factores de seguridad para los distintos años del proyecto (caso drenado)	62
Tabla 5.1. Ángulos inter-rampa propuestos para los distintos dominios estructurales.	64

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Mapa de localización del proyecto Angostura, Departamento de Santander, Colombia (tomado de Geological, geotechnical and rock mechanical services at Angostura, 2009)	5
Figura 2.1. Mapa regional tectónico de la parte norte de los Andes, (Taboada et al., 2000) (modificado de Felder 2004).	6
Figura 2.2. Geología del área de California (modificado de Felder et al., 2005).....	8
Figura 2.3. Mapa geológico de la zona del rajo (Greystar Resources Ltd) (modificado de iC Consulente, 2009).	11
Figura 3.1: Dominios estructurales del área del rajo (modificado de Geoblast, 2010).	13
Figura 3.2. Determinación del ángulo de fricción instantáneo y de la cohesión instantánea a partir de un criterio de ruptura no lineal (tomado de Geoblast, 2010).....	20
Figura 3.3. Porcentajes del UCS estimado a través del uso del martillo geológico (modificado de iC Consulente, 2009).	22
Figura 3.4. Distribución de los resultados de las pruebas de laboratorio para el UCS (modificado de iC Consulente, 2009).....	23
Figura 3.5. Distribución de los resultados de las pruebas de laboratorio para el modulo de Young (modificado de iC Consulente, 2009).....	23
Figura 3.6. Distribución del ángulo de fricción obtenido con ensayos triaxiales (modificado de iC Consulente, 2009).	24
Figura 3.7. Distribución de la cohesión obtenida con ensayos triaxiales (modificado de iC Consulente, 2009).	24
Figura 3.8. GSI (valores máximo y mínimo) en los distintos afloramientos mapeados (modificado de iC Consulente, 2009).....	30
Figura 3.9. Distribución del RQD vs la recuperación (modificado de Geological, Geotechnical and rock mechanical services At Angostura, iC Consulente, 2009)	32
Figura 3.10. Vista en planta de las secciones geotécnicas (tomado de iC Consulente, 2009)..	37
Figura 3.11. Sección 6 que muestra los tipos de macizos rocosos.....	38
Figura 3.12. Sección 1,308,700 usada para el modelamiento hidrogeológico (iC Consulente, 2009)	40
Figura 3.13. Sección 1,108,300 usada para el modelamiento hidrogeológico (iC Consulente, 2009).	41
Figura 4.1. Esquema de los parámetros de diseño de talud.	45
Figura 4.2. Proyección estereográfica del rango de direcciones con alta probabilidad de falla, en el dominio estructural de La Perezosa Norte.....	47
Figura 4.3. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 6m), dominio estructural La Perezosa Norte.....	49

Figura 4.4. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 12m), dominio estructural La Perezosa Norte.....	49
Figura 4.5. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 18m), dominio estructural La Perezosa Norte.....	49
Figura 4.6. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 6m), dominio estructural Los Laches.	49
Figura 4.7. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 12m), dominio estructural Los Laches.	49
Figura 4.8. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 18 m), dominio estructural Los Laches.	49
Figura 4.9. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 6m), dominio estructural La Perezosa Sur.....	50
Figura 4.10. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 12m), dominio estructural La Perezosa Sur.....	50
Figura 4.11. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 18m), dominio estructural La Perezosa Sur.....	50
Figura 4.12. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 6m), dominio estructural Veta de Barro.....	50
Figura 4.13. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 12m), dominio estructural Veta de Barro.....	50
Figura 4.14. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 18 m), dominio estructural Veta de Barro.....	50
Figura 4.16. Relación entre la altura inter-rampa y el ángulo inter-rampa para el dominio estructural Veta de Barro (FS=1.3).....	54
Figura 4.17. Relación entre la altura inter-rampa y el ángulo inter-rampa para el dominio estructural Los Laches (FS=1.3).....	54
Figura 4.18. Relación entre la altura inter-rampa y el ángulo inter-rampa para el dominio estructural La Perezosa Norte (FS=1.3).....	54
Figura 4.19. Relación entre la altura inter-rampa y el ángulo inter-rampa para el dominio estructural La Perezosa Sur (FS=1.3).....	54
Figura 4.20. Vista en planta de las secciones geotécnicas	57
Figura 4.20. Sección ejemplo utilizada para los análisis de equilibrio límite.	58

1. INTRODUCCIÓN

El Proyecto Angostura Oro-Plata, perteneciente y desarrollado en su totalidad por Greystar Resources Ltd. (Vancouver, Canadá) está localizado en la Cordillera Este de Colombia (Departamento de Santander). Luego de realizar exploraciones en el área desde 1995, el proyecto ha entrado en la etapa de ingeniería de factibilidad.

Dentro de esta etapa de ingeniería factibilidad, se necesita establecer la viabilidad del diseño del rajo durante los distintos años de operación de la mina, bajo las distintas condiciones a la que se vea afectado.

Con relación a lo anterior se plantea realizar un análisis de estabilidad de las orientaciones principales del rajo, para verificar el cumplimiento del criterio de aceptabilidad adoptado para estabilidad de taludes.

La industria minera en general, para la construcción de obras mineras permanentes, considera las recomendaciones de la British Columbia Mine Dump Committee, Canadá, (1991), en cuanto a los factores de seguridad aceptables para este tipo de obras. Esta recomendación indica que: durante la construcción el factor de seguridad debe estar en un rango entre 1.1 y 1.5; para la condición de abandono el factor de seguridad debe estar en un rango entre 1.2 y 1.5; y considerando un coeficiente sísmico el factor de seguridad debe estar en un rango entre 1.0 y 1.3. Por otro lado, la norma del Consejo de Defensa de la Meseta de Bucaramanga (CDBM) estipula que el factor de seguridad no debe ser menor a 1.5 en condición estática.

El siguiente estudio contempla distintos tipos de análisis de estabilidad (determinísticos y probabilísticos) que son aplicados a las distintas escalas del diseño (escala de bancos, inter-rampa y global) y que permiten determinar cuáles son las variables que tienen mayor incidencia en la estabilidad del diseño.

1.1. OBJETIVOS Y ALCANCES

1.1.1.OBJETIVO PRINCIPAL

El objetivo principal de este trabajo es analizar la estabilidad del diseño de los taludes principales pertenecientes a los distintos dominios estructurales, en el rajo del proyecto Angostura Oro-Plata, Santander, Colombia.

1.1.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- i. Determinar, en base a estudios realizados en la zona de estudio, los parámetros geotécnicos a utilizar, incluyendo sismicidad, en los análisis de estabilidad.
- ii. Determinar, a partir de la revisión de estudios previos, subdominios estructurales según los distintos sets de estructuras presentes en el área del rajo propuesta y los parámetros resistentes de las estructuras que se consideran en los análisis de estabilidad.
- iii. Evaluar la estabilidad a escala inter-rampa y de bancos de las orientaciones principales de cada talud por medio de un análisis cinemático, incluyendo mecanismos de falla plana y en cuña bajo condiciones despresurizadas y estáticas.
- iv. Evaluar la estabilidad a escala global para las orientaciones principales de cada talud por medio del método de equilibrio límite bajo condiciones sísmicas y estáticas.

1.2. METODOLOGÍA

A fin de cumplir cada objetivo específico, se muestra la siguiente metodología de trabajo:

Referente al objetivo específico i:

- Revisar información bibliográfica apropiada referente a la zona de estudio.
- Revisar los informes previos del proyecto redactados para Greystar Ltd.
- Interpretación y análisis de los resultados de los ensayos de laboratorio e in situ.

Referente al objetivo específico ii:

- Interpretar y analizar los datos de las orientaciones de las estructuras tomadas en terreno.
- Interpretar y analizar los datos de las estructuras presentes en los sondajes realizados en el área del rajo.
- Agrupar las estructuras en distintos sets a través del software DIPS, de Rocscience.
- Interpretar y analizar los distintos sets para definir distintos subdominios estructurales.
- Interpretar y analizar los datos de las resistencias de las estructuras obtenidas en los ensayos de laboratorio.
- Escalar, con el método propuesto por Barton y Bandis, los valores de las propiedades resistentes a las dimensiones del talud.

Referente al objetivo específico iii:

- Definir los distintos perfiles para el análisis cinemático.
- Definir las propiedades resistentes de las estructuras que se considerarán en el análisis.
- Definir la geometría posible que puede causar inestabilidad, es decir, definir los mecanismos de falla probables para las principales orientaciones definidas anteriormente.
- Realizar un análisis de estabilidad cinemático determinístico, global y a nivel de bancos, con el cual se determine la o las estructuras que generen el mecanismo de falla más inestable para cada tipo de mecanismo (falla plana y falla en cuña).
- Construir curvas del largo de derrame asociado a la probabilidad de ocurrencia del mecanismo de falla plana.

- Construir curvas de diseño de ángulo inter-rampa (IRA) versus altura inter-rampa.
- Proponer los parámetros de diseño del talud acorde a la información manejada.
- Determinar a qué factores es más sensible cada mecanismo a través de un análisis de los resultados.

Referente al objetivo específico iv:

- Definir los distintos perfiles para el análisis de equilibrio límite.
- Integrar estructuras mapeadas en superficie.
- Integrar las propiedades resistentes del macizo rocoso en el perfil.
- Integrar el nivel freático correspondiente a cada perfil.
- Integrar el coeficiente sísmico cuando corresponda.
- Integrar el perfil al software SLIDE 5.0 para analizar la estabilidad particular de cada talud, realizando subdivisiones en los casos en que el perfil presente más de un talud.
- Realizar el análisis para distintas condiciones combinadas. Caso estático, caso sísmico, en condiciones drenadas y no drenadas.
- Determinar a qué factor es más sensible la estabilidad de los taludes analizando los resultados.

1.3. UBICACIÓN Y ACCESOS

El área del proyecto Angostura está localizada aproximadamente a 45 km al NNE de la ciudad de Bucaramanga, capital del Departamento de Santander (Figura 1.1).



Figura 1.1. Mapa de localización del proyecto Angostura, Departamento de Santander, Colombia (tomado de Geological, geotechnical and rock mechanical services at Angostura, 2009)

Los accesos al proyecto son proporcionados por caminos pavimentados y no pavimentados desde Bucaramanga vía las ciudades Matanza, Surata y California.

El proyecto Angostura está localizado a una elevación aproximada que va desde los 2700 m a 3500 m.

2. MARCO GEOLÓGICO

2.1. GEOLOGÍA REGIONAL.

Los Andes del Norte en Colombia resultaron de una compleja interacción entre la esquina NW de la placa continental de Sur América y las placas oceánicas del Caribe y de Nazca (Figura 2.1). Actualmente, esta configuración de placas define una triple junta que acomoda permanente deformación en el bloque de Panamá-Choco y los Andes del Norte (Ego et al., 1996; Cortés, 2004; Cortés et al., 2006).

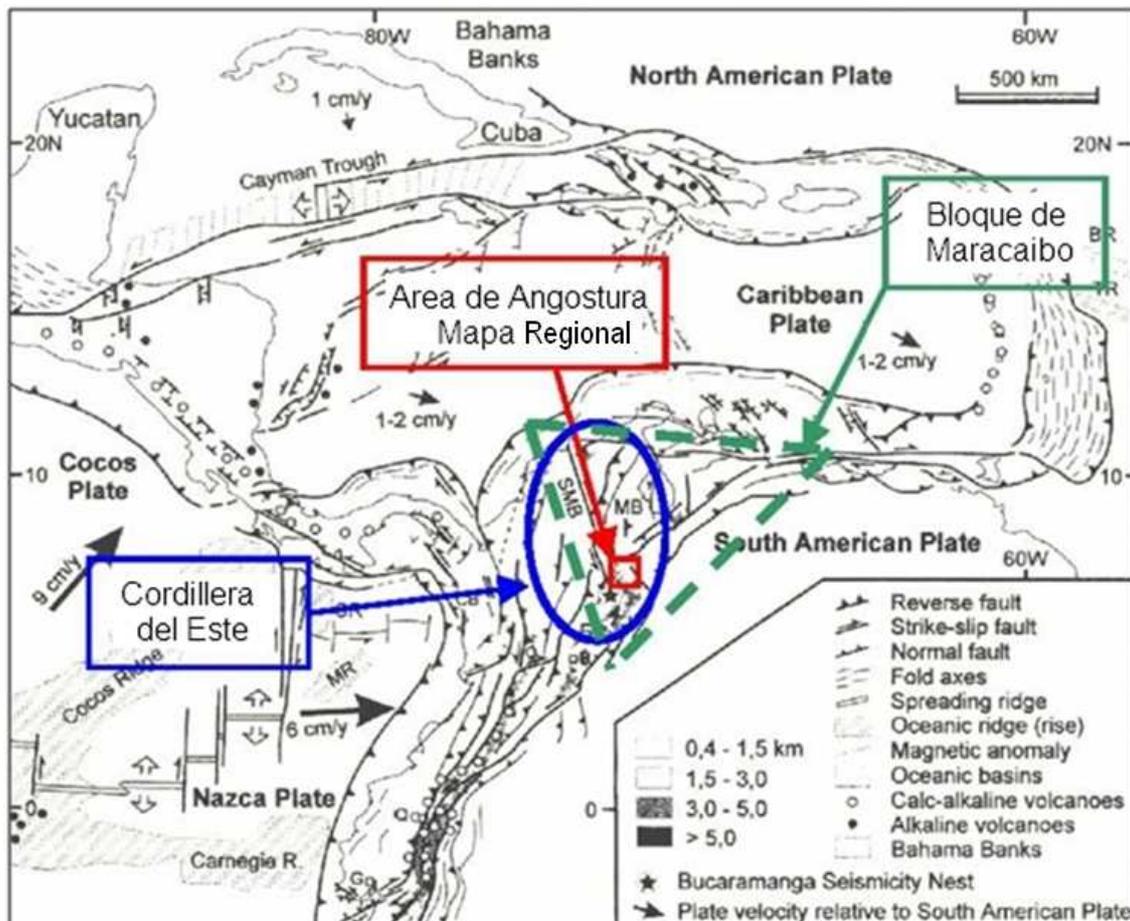


Figura 2.1. Mapa regional tectónico de la parte norte de los Andes, (Taboada et al., 2000) (modificado de Felder 2004).

El actual sistema Andino en Colombia resulta entonces, de un continuo proceso de subducción, obducción y acreción de terrenos oceánicos en el oeste y noroeste de Colombia, desde el Paleozoico (Barrero, 1979; Bourgois et al., 1982, 1987; Etayo-Serna et al., 1982; Alvarez, 1983; Duque-Caro, 1984, 1990; McCourt et al., 1984; Respreo-Pace, 1995, Cortés et al., 2006). Como resultado, los Andes del Norte se componen de tres principales cinturones montañosos: las cordilleras del Oeste, Central y del Este (Cortés et al., 2006).

La Cordillera del Este está caracterizada por un basamento polideformado Precámbrico y Paleozoico, deformado durante varios eventos orogénicos pre-Mesozoicos. Las rocas del basamento están cubiertas por delgadas secuencias de rocas sedimentarias del Mesozoico y Cenozoico, fuertemente deformadas durante el Neógeno por fallamiento y plegamiento (e.g. Irving, 1971). Rocas sedimentarias del Jurásico y Cretácico fueron depositadas dentro de cuencas cuyo origen es posiblemente debido a (1) rifting continental desde el Triásico, como consecuencia de un régimen tectónico de expansión en el noroeste de Sur América, relacionado con la separación de Norte América y Sur América (Mojica et al., 1996; Taboada 2000 et al., 2000), o (2) extensión de cuencas tras arco localizada al este de la Cordillera Central, como consecuencia de la subducción de de la placa oceánica de Farallón bajo el noroeste Sur americano (Taboada et al., 2000).

Cerca de la latitud de Bucaramanga, la parte más norte de los Andes se bifurca en dos sierras. El brazo oeste de la Cordillera del Este se dirige hacia el noroeste, a través de Santa Marta y contiene al Macizo de Santander en su parte sur. El brazo oeste mantiene el rumbo NE formando la Sierra de Mérida en Venezuela. Ambas sierras marcan el límite del bloque con forma de triángulo de Maracaibo, el cual es caracterizado por escape tectónico hacia el N. (Taboada et al., 2000; Felder et al., 2005).

Ward et al. (1973) divide el complejo metamórfico pre-Devónico del macizo de Santander en las siguientes tres formaciones en orden ascendente según el nivel tectono-estratigráfico: Formación Gneis de Bucaramanga, Formación Silgara, y Formación Ortogneis, todas las cuales son cortadas por cuerpos intrusivos Paleozoicos-Jurásicos (Goldsmith et al., 1971; Boinet et al., 1985) y cuerpos intrusivos más pequeños del Cretácico. La Formación de los Gneis de Bucaramanga consiste principalmente de gneis pelíticos y en menor cantidad de amfibolitas y ortogneis. Estas rocas fueron metamorfoseadas a altas temperaturas, ya que son en parte migmatíticas. La Formación Silgara es una secuencia metamórfica de grado medio que consiste en rocas pelíticas con intercalaciones de rocas máficas intruidas por granitoides y gabros. Los Gneis de la Formación Ortogneis generalmente muestran foliación y lineamiento similar a los que rodean a los Gneis de Bucaramanga y las rocas metamórficas de Silgara (Ríos et al., 2003).

La mineralización, en el área del Macizo de Santander, se originó de varias fases de sedimentación seguidas por subducción y actividades orogénicas que ocurrieron desde el Precámbrico hasta el Mesozoico (Mathur et al., 2003).

La mena de oro está localizada a lo largo de fallas que atraviesan y cortan rocas caja sedimentarias e ígneas intruidas por pórfidos dacíticos. En el pórfido de California, pórfidos dacíticos altamente alterados y granitos Mesozoicos hospedan una brecha hidrotermal mineralizada. Venas mineralizadas también atraviesan y cortan el pórfido dacítico alterado. La mineralogía de mena en el distrito de California consiste en asociaciones minerales de alta sulfidización. Las asociaciones minerales de estos sistemas de alta sulfidización consisten en cuarzo-alunita y un espectro de enriquecimiento de elementos de Au, Cu, Ag, Te, Bi, As, Sb, y, localmente, W (Mathur et al., 2003). En comparación, la mineralización epitermal del distrito de Vetas consiste en asociaciones minerales de baja sulfidización, mineralogías de alteración de sericita y adularia, y un espectro de enriquecimiento de Au, Ag, As, Pb y Zn (Mathur et al., 2003).

2.2. GEOLOGÍA LOCAL

La geología local fue definida por Felder et al., 2005, y a continuación se mencionan los aspectos principales del área del proyecto.

Stocks porfídicos y diques de composición intermedia intruyen los antiguos gneis y esquistos del basamento. Dentro del área del techo de largos cuerpos intrusivos existen xenolitos y techos colgantes de gneis máficos y félsicos.

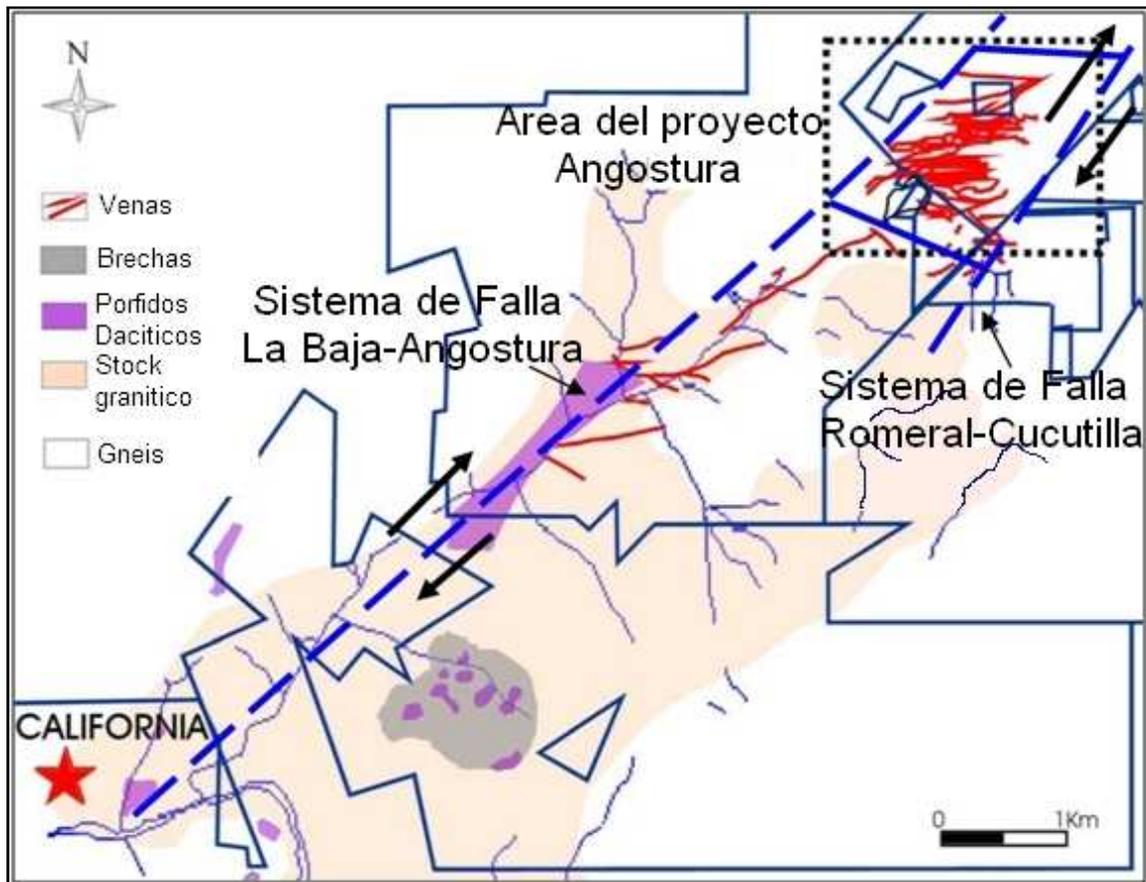


Figura 2.2. Geología del área de California (modificado de Felder et al., 2005).

Deformación dúctil, con varias etapas de plegamiento y fallamiento, ocurre a través de todo el basamento rocoso precámbrico. La edad exacta de la deformación dúctil no está determinada, pero probablemente es Pre-Cretácica. La anisotropía estructural de los gneis del basamento foliados pudo también influenciar la generación de estructuras posteriores y subsecuentes procesos formadores de minerales de mena.

El fallamiento a lo largo de estructuras mayores con rumbo NE, como lo son las Fallas de Cucutilla y Surata, es considerado con edad mesozoica, ya que varias de estas fallas también limitan cuencas extensionales que presentan una secuencia transgresiva marina al oeste y noroeste del área de Angostura. La mayor fase deformacional (fase Andina) causó la reactivación de estas estructuras, así como también la formación de nuevas fallas que se relacionan con los sistemas de fallas existentes. Fuerzas compresionales provocaron el

desarrollo de fallas y un aumento en la actividad de las fallas existentes. El movimiento a lo largo de estas fallas rumbo NE es dextral.

En el área del proyecto Angostura dos sistemas mayores de fallas de rumbo dextrales, La Baja y Romeral (Cucutilla) forman un arreglo de fallas dilatacional, dextral y solapado. El rumbo ONO de la quebrada Páez marca el límite sur; mientras el límite norte no ha sido definido, pero existen varias estructuras E-O que relacionan estas fallas mayores. De esta manera, la configuración de los sistemas de fallas puede ser descrita como un bloque con forma de trapecioide, de largo aproximado de 1200 m en dirección E-O (Figura 2.2).

Entre la configuración de los sistemas de fallas se pudieron desarrollar estructuras de extensión con un componente de rumbo menor. Estas estructuras tienen rumbo predominante E-O a NE-SO y muestran inclinaciones subverticales a verticales. Análisis de esfuerzo para las fallas mayores y las estructuras de segundo orden mineralizadas sugieren una transición de una configuración transpresional a una configuración transtensional.

A lo largo del área del proyecto Angostura pueden ser delineadas distintas zonas estructurales, las cuales muestran predominancia de ciertos estilos estructurales. En la parte más norte (Cristo Rey y Veta de Barro) las estructuras mineralizadas tienen orientación predominantemente ESE-ONO con largos de hasta 1000 m. La zona central Diamante contiene predominantemente estructuras E-O con largos frecuentemente entre 300 y 500 m. La parte sur, referida a la parte Vivito-Silencio, contiene estructuras E-O, NO y ONO más ampliamente espaciadas. Se presentan estructuras N-S localmente, en las tres áreas.

El sistema de fracturas y fallas, dentro del arreglo de fallas de rumbo principales, controla la alteración hidrotermal y subsecuente mineralización de metales preciosos. La edad relativa entre las estructuras individuales indica que la formación de estructuras solo con alteración o con mineralización de metales preciosos fue muy cercana en tiempo. Fragmentación estructural y desplazamiento de estructuras mineralizadas individuales por fallamiento posterior es ausente. Como resultado las estructuras mineralizadas son continuas longitudinalmente, también como verticalmente son continuas hasta aproximadamente 1000 m.

Las estructuras mineralizadas pueden ser descritas como estructuras tabulares con alteración fuerte, que son paralelas o sub-paralelas unas a otras. Dentro de las direcciones que presentan las estructuras más pequeñas, como las venas de cuarzo, vetillas y brechas ocurren con orientaciones diferentes.

En el proyecto las siguientes litologías principales fueron distinguidas por el equipo de geólogos de Greystar Resources Ltd. (iC Consulten, 2009) (Figura 2.3):

Gneis (Gn)

Caracterizados por bandeamiento máfico a félsico, Planos de foliación (esquistosidad) y recurrente plegamiento. Alteración clorítica es desarrollada comúnmente en las capas máficas de los gneis.

Rocas intrusivas (I)

A semejanza de rocas con textura homogénea e isotrópica de origen magmático. El término intrusivo puede también incluir rocas de origen sub-volcánico.

Pórfidos (P)

El término pórfido es usado para un tipo de roca que ha sufrido extensiva alteración hidrotermal; los constituyentes minerales originales han sido destruidos en un alto grado y la textura original es casi siempre destruida completamente. Es importante notar que en el proyecto una roca llamada pórfido no es necesariamente una roca intrusiva altamente alterada, ya que también puede ser un gneis altamente alterado.

Zonas mixtas (M)

Donde ocurren gneis y/o rocas intrusivas y/o pórfidos en distancias cortas (e.g. una intersección en sondajes) se utiliza el término zona mixta; este término es raramente usado

Diques (Dk)

En varios lugares se han mapeado diques con anchos variables y extensiones irregulares. Son usualmente de grano fino y de composición máfica. La cloritización es la alteración predominante que ocurre en los diques.

Venas (V)

Una roca silicificada es comúnmente llamada vena. Estos cuerpos son elongados, tienen inclinaciones perpendiculares y pueden tener varios metros de ancho (hasta varias decenas). Brechización con cementación de cuarzo posterior, extensa formación de venas de cuarzo y reemplazo de la roca caja son características texturales típicas.

Zonas de Fallas (FZ)

Una zona de falla se caracteriza por la ocurrencia de material de falla y una zona de deformación de varios metros con aumento del fracturamiento, alteración y/o meteorización (zona cataclástica).

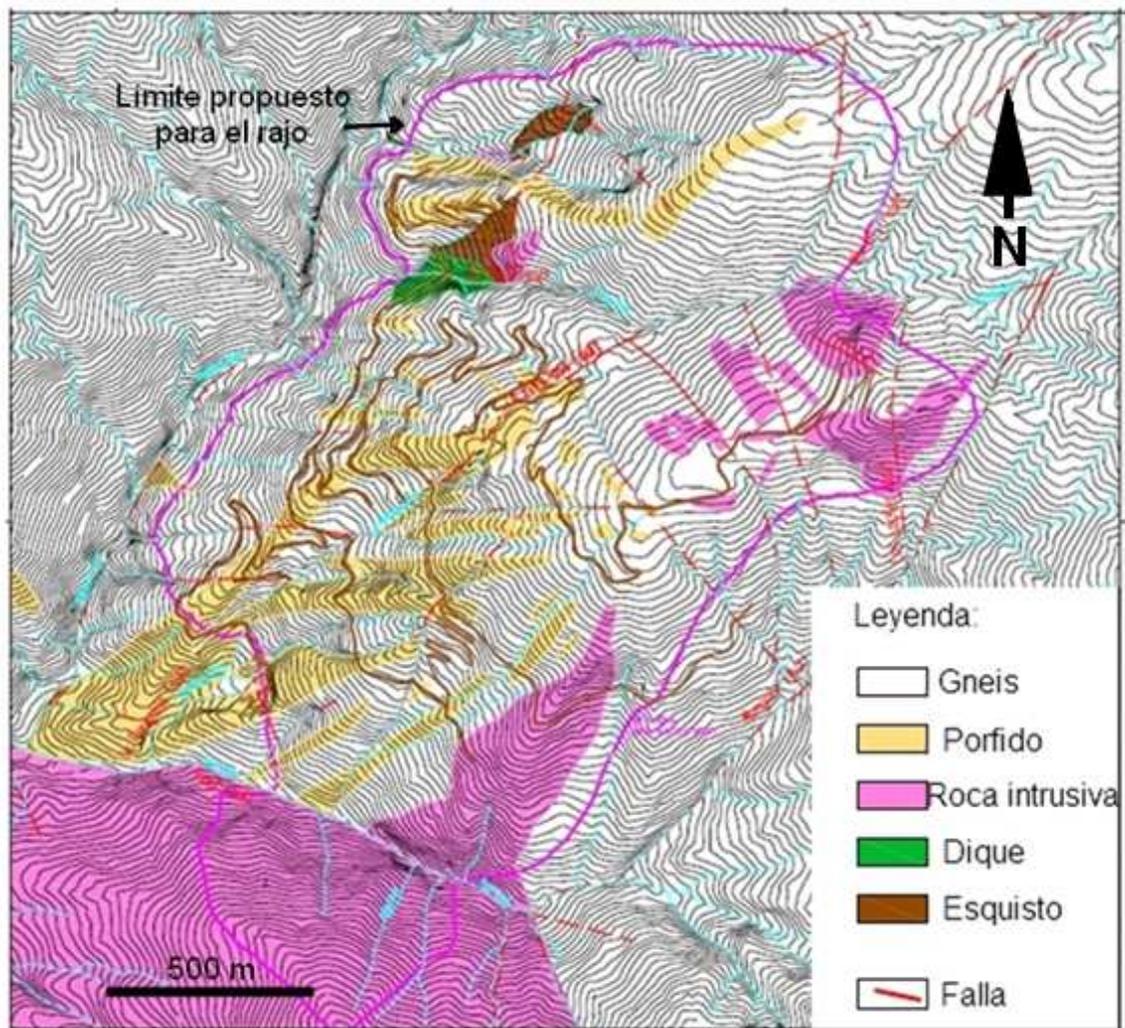


Figura 2.3. Mapa geológico de la zona del rajo (Greystar Resources Ltd) (modificado de iC Consulenten, 2009).

3. ANTECEDENTES

3.1. MODELO ESTRUCTURAL

La caracterización estructural desarrollada completamente por iC Consulten (iC Consulten 2009), durante el estudio de pre-factibilidad, permitió la evaluación del marco estructural para la zona del rajo. Del mismo modo, los datos estructurales y geotécnicos recogidos durante esta fase, resultaron en la definición de cuatro (4) dominios estructurales, cuyos límites son establecidos por las fallas principales existentes, tal como se muestra en la Figura 3.1. Los nuevos datos obtenidos durante la etapa de factibilidad confirma la permanencia de los límites definidos en la etapa de pre-factibilidad.

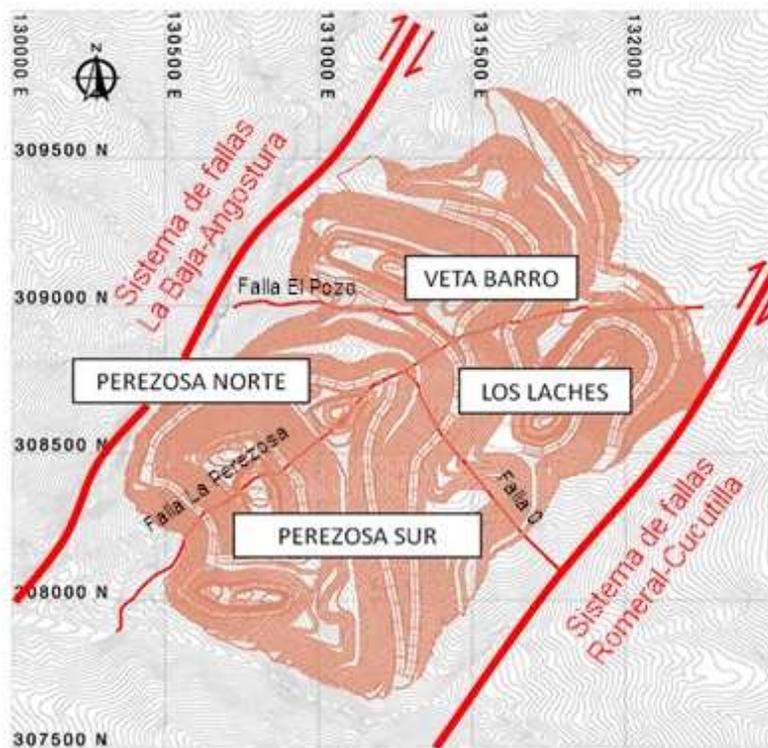


Figura 3.1: Dominios estructurales del área del rajo (modificado de Geoblast, 2010).

Los dominios estructurales definidos por iC Consulten, 2009, son:

- Los Laches (LL): Predominan fallas y zonas de falla con rumbo NW-SE
- Veta de Barro (VB): Predominan estructuras con rumbo WNW-ESE
- La Perezosa Norte (PN): Predominan las estructuras con rumbo WNW-ESE y NE-SW
- La Perezosa Sur (PS): Predominan las estructuras E-W y N-S

Los límites entre los dominios individuales corresponden a zonas de fallas mayores, como la falla La Perezosa y la falla El Pozo, y/o fallas que representen un cambio repentino en el estilo estructural dentro del área.

En esta etapa se re-analizaron de acuerdo a los dominios estructurales propuestos por iC Consulten, 2009. Este nuevo análisis es necesario para los subsecuentes análisis de estabilidad.

Los resultados de este re-análisis muestran que no hay cambios significativos que indiquen una redefinición o modificación de los dominios estructurales, o la consideración de sub-dominios estructurales para los distintos análisis de estabilidad.

Las siguientes Tablas informan sobre la orientación y persistencia de las estructuras en cada dominio estructural (Tabla 3.1 a 3.4)

Tabla 3.1. Orientación y persistencia de estructuras en el dominio estructural Los Laches (modificado de iC Consulten, 2009)

DOMINIO ESTRUCTURAL: LOS LACHES				
Discontinuidad	FRACTURAS			<p>TYPE f [204]</p> <p>Equal Angle Lower Hemisphere 204 Poles 204 Entries</p>
Tipo	set 1	set 2	set 3	
dip [°]	75	83	45	
dip dir [°]	31	177	295	
Discontinuidad	PLANOS DE CIZALLE			<p>TYPE sh [32]</p> <p>Equal Angle Lower Hemisphere 32 Poles 32 Entries</p>
Tipo	set 1	set 2	set 3	
dip [°]	90	67	70	
dip dir [°]	298	316	190	
Discontinuidad	FOLIACION			<p>TYPE s [16]</p> <p>Equal Angle Lower Hemisphere 16 Poles 16 Entries</p>
Tipo	set 1	set 2	set 3	
dip [°]	64	54	-	
dip dir [°]	164	300	-	
Persistencia	[m]			<p>Field Data - Persistence</p> <p>Percent [%]</p> <p>Persistence [m]</p> <p>Legend: ■ Foliation s ▲ Shear planes sh ● Fractures f</p>
Foliación	3			
Planos de cizalle	4			
Fracturas	4			

Tabla 3.2. Orientación y persistencia de estructuras en el dominio estructural Veta de Barro (modificado de iC Consulten, 2009)

DOMINIO ESTRUCTURAL: VETA DE BARRO				
Discontinuidad	FRACTURAS			<p>TYPE f [173]</p> <p>Equal Angle Lower Hemisphere 173 Poles 173 Entries</p>
Tipo	set 1	set 2	set 3	
dip [°]	60	62	-	
dip dir [°]	27	205	-	
Discontinuidad	PLANOS DE CIZALLE			<p>TYPE sh [36]</p> <p>Equal Angle Lower Hemisphere 36 Poles 36 Entries</p>
Tipo	set 1	set 2	set 3	
dip [°]	70	78	-	
dip dir [°]	219	333	-	
Discontinuidad	FOLIACION			<p>TYPE s [15]</p> <p>Equal Angle Lower Hemisphere 15 Poles 15 Entries</p>
Tipo	set 1	set 2	set 3	
dip [°]	73	-	-	
dip dir [°]	293	-	-	
Persistencia	[m]			<p>Field Data - Persistence</p> <p>Percent [%]</p> <p>Persistence [m]</p> <p>Legend: ■ Foliación s ▲ Shear planes sh ● Fracturas f</p>
Foliación	5			
Planos de cizalle	8			
Fracturas	5			

Tabla 3.3. Orientación y persistencia de estructuras en el dominio estructural La Perezosa Norte (modificado iC Consulten, 2009)

DOMINIO ESTRUCTURAL: PEREZOSA NORTE																																
Discontinuidad	FRACTURAS																															
Tipo	set 1	set 2	set 3																													
dip [°]	83	74	62																													
dip dir [°]	192	225	19																													
Discontinuidad	PLANOS DE CIZALLE																															
Tipo	set 1	set 2	set 3																													
dip [°]	89	89	-																													
dip dir [°]	311	210	-																													
Discontinuidad	FOLIACION																															
Type	set 1	set 2	set 3																													
dip [°]	39	84	-																													
dip dir [°]	210	146	-																													
Persistencia	[m]			<p style="text-align: center;">Field Data - Persistence</p> <table border="1"> <caption>Field Data - Persistence</caption> <thead> <tr> <th>Persistence [m]</th> <th>Foliation s [%]</th> <th>Shear planes sh [%]</th> <th>Fractures f [%]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><1</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>1-3</td> <td>45</td> <td>15</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>3-5</td> <td>20</td> <td>25</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>5-10</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>10-20</td> <td>5</td> <td>15</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>>20</td> <td>0</td> <td>10</td> <td>5</td> </tr> </tbody> </table>	Persistence [m]	Foliation s [%]	Shear planes sh [%]	Fractures f [%]	<1	0	0	0	1-3	45	15	30	3-5	20	25	40	5-10	30	40	25	10-20	5	15	10	>20	0	10	5
Persistence [m]	Foliation s [%]	Shear planes sh [%]	Fractures f [%]																													
<1	0	0	0																													
1-3	45	15	30																													
3-5	20	25	40																													
5-10	30	40	25																													
10-20	5	15	10																													
>20	0	10	5																													
Foliación	5																															
Planos de cizalle	8																															
Fracturas	5																															

Tabla 3.4. Orientación y persistencia de estructuras en el dominio estructural Perezosa sur (modificado de iC Consulten, 2009)

DOMINIO ESTRUCTURAL: PEREZOSA SUR				
Discontinuidad	FRACTURAS			
Tipo	set 1	set 2	set 3	
dip [°]	61	54	80	
dip dir [°]	183	300	18	
Discontinuidad	PLANOS DE CIZALLE			
Tipo	set 1	set 2	set 3	
dip [°]	62	83	57	
dip dir [°]	244	20	292	
Discontinuidad	FOLIACION			
Tipo	set 1	set 2	set 3	
dip [°]	80	60	-	
dip dir [°]	123	273	-	
Persistencia	[m]			
Foliación	3			
Planos de cizalle	8			
Fracturas	5			

3.2. PARÁMETROS RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

Los parámetros resistentes de las estructuras obtenidos en laboratorio son proporcionados por Geoblast, y se muestran en la Tabla 3.2 (laboratorio); sin embargo, es importante notar que los valores obtenidos para la cohesión y el ángulo de fricción representan sólo las características de las muestras de pequeñas dimensiones. De esta manera para poder realizar los análisis de estabilidad, incluyendo los parámetros resistentes de las estructuras, es necesario escalar las propiedades a las dimensiones del macizo rocoso.

La resistencia de una estructura está controlada básicamente por dos características: rugosidad y relleno. La rugosidad es una característica que, dada la geometría, puede transferir las propiedades resistentes propias de las rocas constituyentes de las paredes de la estructura, mientras que el relleno es responsable del grado de cohesión a lo largo del plano de la estructura. Barton et al. (1973, 1976, 1977, 1980) estudiaron en detalle el comportamiento de estructuras naturales en rocas y propusieron que la resistencia al corte es representada por la ecuación 3.2.1:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

Donde:

JRC: es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad

JCS: es la resistencia al corte del relleno de la discontinuidad

ϕ_b : es el ángulo de fricción básico

σ_n : es el esfuerzo normal

τ : es la resistencia al corte de la discontinuidad

Los parámetros que controlan las propiedades resistentes de las estructuras son el JRC (Barton y Choubey, 1977) para la rugosidad y JCS para la cohesión. Bandis (1980) mostró que, cuando aumenta la escala del estudio, estos valores disminuyen.

Los valores obtenidos para los parámetros JCS y JRC en el laboratorio están asociados con 100 mm de largo de muestra, por lo cual es necesario escalar estos valores a las dimensiones del macizo rocoso, a través de una corrección definida por las siguientes ecuaciones (ecuaciones 3.2.2 y 3.2.3):

$$JRC_n = JRC_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 JRC_0} \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

$$JCS_n = JCS_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 JCS_0} \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

Donde:

L₀: El largo de la discontinuidad en la muestra ensayada

L_n: El largo de la discontinuidad en el macizo rocoso

Basado en estos parámetros, se define un criterio de ruptura no lineal. Este criterio permite estimar las propiedades resistentes de las estructuras por medio de una recta tangente a la envolvente de ruptura bajo un esfuerzo normal. La Figura 3.2, muestra gráficamente la obtención del ángulo de fricción instantáneo y la cohesión instantánea para un esfuerzo normal σ_n dado. El esfuerzo normal considerado corresponde al esfuerzo ejercido por el volumen de macizo rocoso. Este método entrega una cohesión y fricción instantánea, representando el comportamiento de la estructura a escala de macizo rocoso. Los cálculos se obtuvieron a través de la aplicación de las formulas propuestas en Barton y Bandis (1990) en el programa Excel de Microsoft.

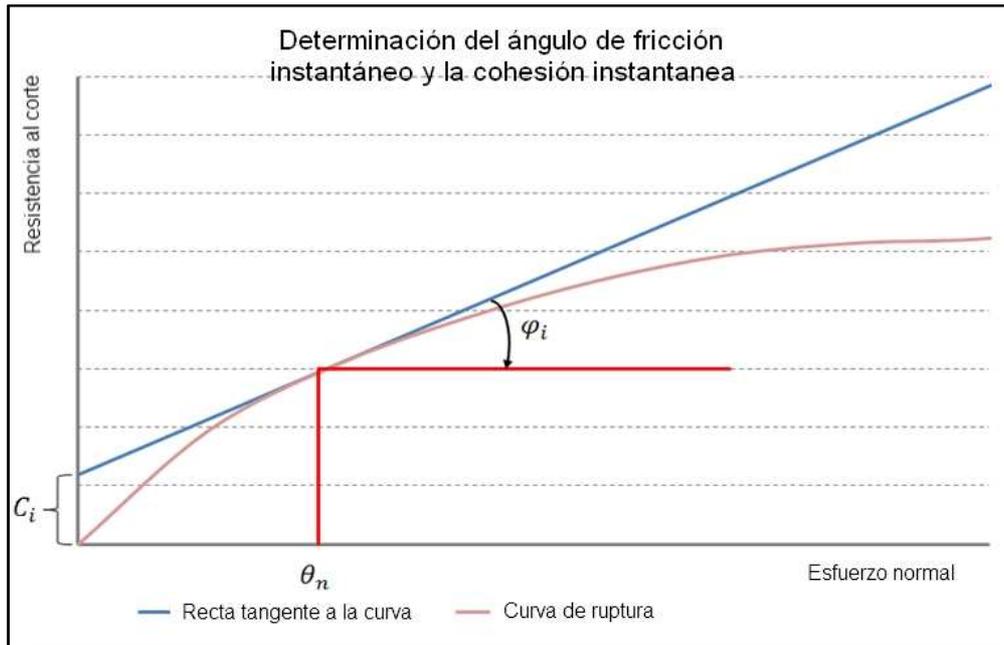


Figura 3.2.. Determinación del ángulo de fricción instantáneo y de la cohesión instantánea a partir de un criterio de ruptura no lineal (tomado de Geoblast, 2010).

La Tabla 3.5 muestra el valor entregado por los ensayos de laboratorio y sus correspondientes valores a escala de macizo rocoso.

Tabla 3.5. Parámetros resistentes de las estructuras.

Tipo	Laboratorio		Escalados			
	Cohesión [kg/cm ²]	Angulo de fricción [°]	Cohesión [kg/cm ²]	Angulo de fricción [°]	Cohesión [KPa]	Cohesión [t/m ²]
Foliación	2	44	1,6	41	152	15,504
Planos de cizalle	6	32	1	30	100	10,200
Fracturas	2,5	45	1,8	42	177	18,054

3.3. MODELO GEOTÉCNICO

El modelo geotécnico para el área del rajo fue desarrollado por iC Consulten durante la fase de pre-factibilidad para Greystar Resources Ltd. en su informe Geological-Geotechnical and rock mechanical study at the Angostura Gold-Silver project, Colombia, 2009. Los capítulos 3.3.1 a 3.3.5.3, son tomados íntegramente de este informe.

3.3.1.INTRODUCCIÓN

La caracterización del macizo rocoso tiene por objeto definir tipos de materiales rocosos con distintas propiedades geológicas-geotécnicas, las cuales son necesarias para la evaluación, análisis y diseño de estructuras de ingeniería de todo tipo.

El enfoque convencional de la caracterización del macizo rocoso consiste en reunir todos los datos geológicos e información geológica disponibles, los que posteriormente se analizan y evalúan y, finalmente, se diferencian grupos de materiales con características geológicas y geotécnicas similares.

En el proyecto Angostura, el enfoque convencional no puede ser aplicado por varios motivos:

- El proyecto Angostura ha sido un proyecto de exploración por muchos años y la investigación geotécnica, tanto como la recolección de datos geotécnicos, no ha sido considerada como una actividad de primer orden. El foco principal de las actividades ha sido siempre la definición de recursos minerales.
- La investigación geotécnica comenzó en una etapa muy tardía del proyecto Angostura, luego de haber realizado más de 270.000 metros de sondaje. Debido a la gran cantidad de sondaje realizado, se estableció un método particular para el eficiente registro de los datos geotécnicos.
- Los núcleos de sondaje, almacenados in situ o en la ciudad de Bucaramaga, no pueden ser usados físicamente para el registro geotécnico, ya que todos los núcleos han sido utilizados para realizar análisis químico, y por lo tanto, han sido destruidos perdiendo importante información geotécnica.

Estas limitaciones demandan un enfoque nuevo y no convencional para la caracterización del macizo rocoso.

Es fundamental para este nuevo enfoque el uso de datos originales almacenados en la base de datos geológica de Greystar, la cual integra todos los datos existentes del registro geológico de núcleos y del análisis químico.

3.3.2. PROPIEDADES DE LA ROCA INTACTA

iC Consulanten, 2009, realizó la adquisición de los datos de terreno. En todos los afloramientos mapeados el UCS fue estimado aplicando el test del martillo (ISRM, 1987).

Cada macizo rocoso, que pudo ser distinguido en el afloramiento, fue testado separadamente. Como se muestra en la Figura 3.3., la mayoría de las rocas mapeadas, muestran una resistencia que varía entre R5 y R3, entregando un valor estimado de resistencia de 25 a 100 MPa.

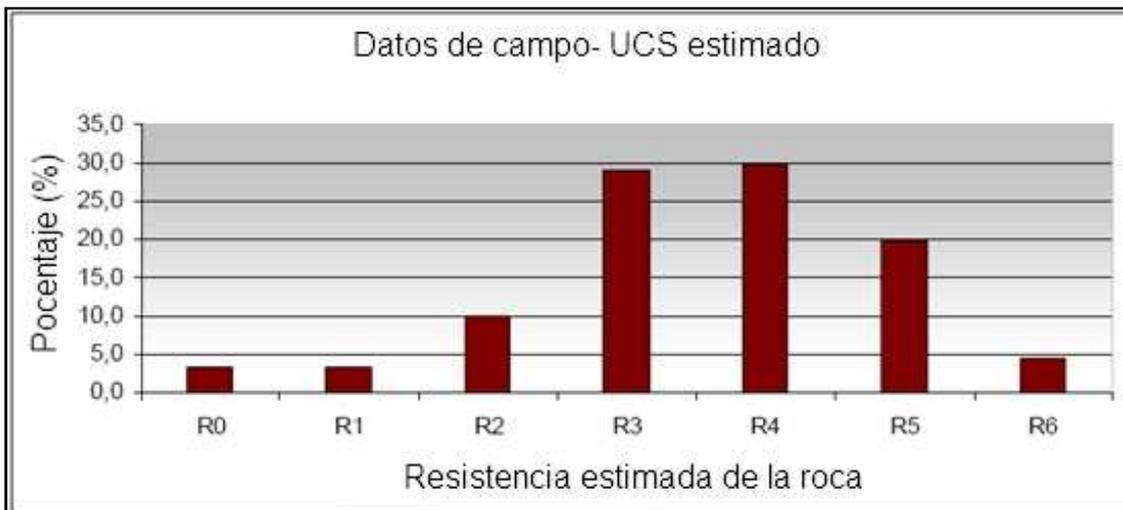


Figura 3.3. Porcentajes del UCS estimado a través del uso del martillo geológico (modificado de iC Consulanten, 2009).

iC Consulanten, 2009, también realizó la evaluación de los resultados de las pruebas de laboratorio, donde se incluye lo siguiente:

- Asignar un tipo de macizo rocoso a cada muestra
- Agrupación de cada tipo de macizo rocoso y resultados de las pruebas de laboratorio
- Los resultados fuertemente desviados del promedio tanto como los resultados erróneos (al preparar la muestra por ejemplo) no se incluyeron en la evaluación adicional

Los resultados de la pruebas se resumen en las Figuras 3.4 a 3.7.



Figura 3.4. Distribución de los resultados de las pruebas de laboratorio para el UCS (modificado de iC Consulentes, 2009).

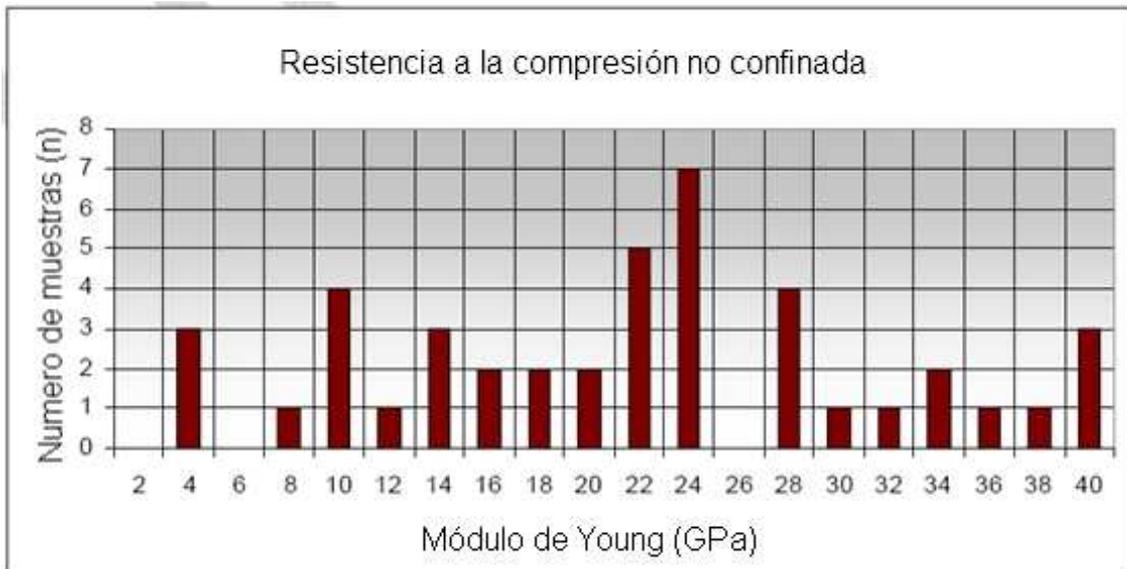


Figura 3.5. Distribución de los resultados de las pruebas de laboratorio para el modulo de Young (modificado de iC Consulentes, 2009).

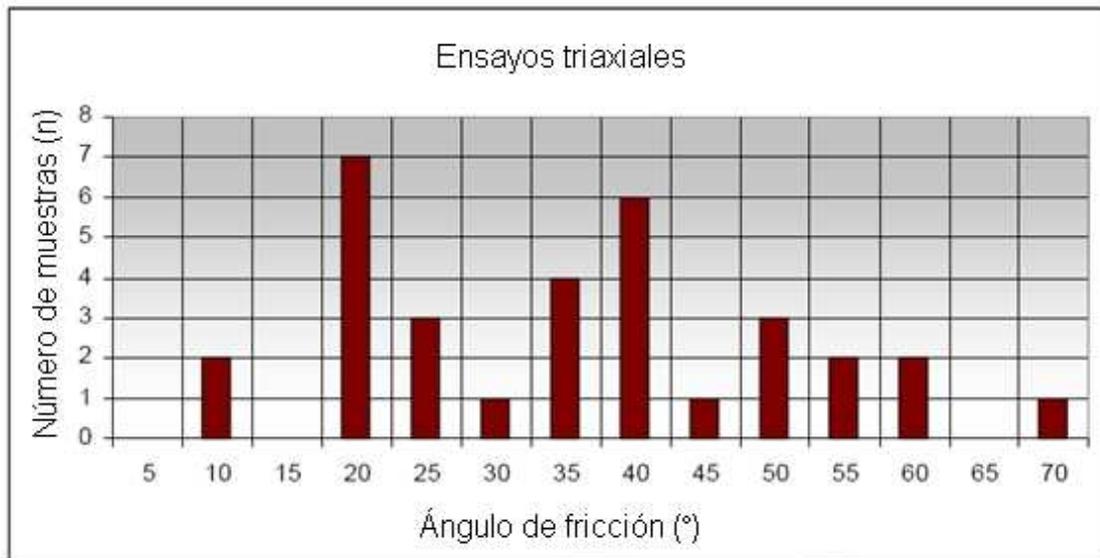


Figura 3.6. Distribución del ángulo de fricción obtenido con ensayos triaxiales (modificado de iC Consulenten, 2009).

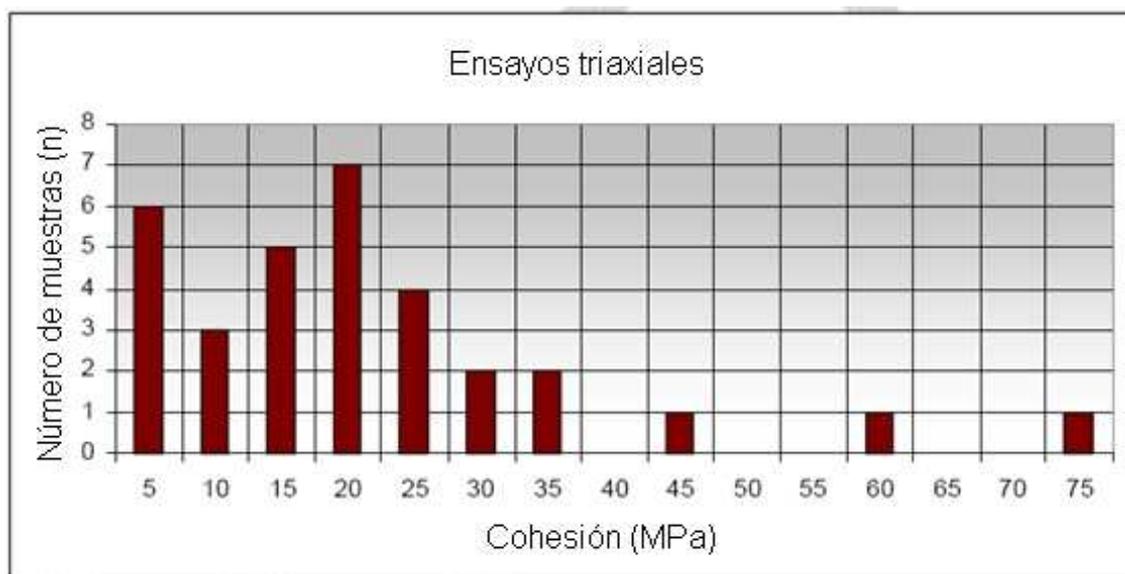


Figura 3.7. Distribución de la cohesión obtenida con ensayos triaxiales (modificado de iC Consulenten, 2009).

3.3.3. CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO

La clasificación del macizo rocoso fue realizada por iC Consulenten, 2009, y se basó principalmente en la evaluación de datos de núcleos de sondajes.

Debido a la gran cantidad de sondajes realizados antes de comenzar el estudio geotécnico y considerando la destrucción de los núcleos para realizar análisis químico, una revisión física de todos los núcleos para la caracterización del macizo rocoso no es posible. Como consecuencia se consideró un enfoque diferente que permitiera utilizar los registros disponibles en la base de datos de Greystar.

Primero que todo, se seleccionó un área de prueba (Los Laches-La Alta Este), donde la información geológica geotécnica ya había sido colectada durante la primera y segunda etapa de trabajo en terreno.

Un total de 28 sondajes fueron revisados y analizados para observar posibles correlaciones entre los diferentes parámetros. Se revisaron de forma particular los datos de recuperación y RQD (Rock Quality Designation).

Algunos de los resultados de esta evaluación se mencionan a continuación:

Litología y alteración

- Cada unidad litológica (e.g. gneis, pórfidos, diques, etc.) puede mostrar un amplio rango de tipos de alteración, intensidades de alteración, texturas y también valores muy variables de RQD y recuperación.
- No hay una distinción objetiva válida entre gneis y “pórfido”.
- Las zonas de falla generalmente presentan una intensidad de alteración de mediana a alta (predominantemente argílica o sericítica).

Textura y estructura

- La textura registrada representa un grupo de características dúctiles con términos como foliada, bandeada, etc., y características frágiles como quebrado, fracturado, fallado, etc. Las texturas asociadas con características tectónicas se observaron principalmente en litologías que muestran una intensidad de alteración moderada o alta.
- Las texturas registradas también se pueden diferenciar dependiendo de si su origen es tectónico o hidrotermal. Por ejemplo la brechización responde a un control hidrotermal.

Recuperación y RQD.

- En muchas ocasiones, el valor exacto de la recuperación, cuando está bajo el 80% no está documentado (debido a condiciones de contrato con la compañía que realiza los sondeos). Por lo tanto, las zonas que presentan baja recuperación, que pudieran representar zonas de debilidad o material de baja resistencia, no son fácilmente observables.
- El RQD es registrado por corrida de núcleo, mientras todos los datos petrográficos, mineralógicos y geoquímicos son registrados en la unidad de la muestra geoquímica.
- Los valores del RQD son muy irregulares para cada litología y tipo de alteración; incluso las zonas de falla exhiben valores extremos. No es posible establecer una correlación clara entre el RQD y la recuperación, con la litología y la alteración (tipo, intensidad), debido a que la unidad de RQD y recuperación es completamente diferente a la unidad de muestra geológica.

Los puntos mencionados anteriormente sugieren una re-consideración teniendo en cuenta el uso limitado del RQD y la recuperación. En su lugar, la relación entre tipo de alteración, intensidad de alteración y textura parecen ser más adecuadas para atribuir parámetros característicos a las distintas clases de macizos rocosos.

La Tabla 3.6, muestra la matriz de correlación para la clasificación de cinco tipos de macizos rocosos (RM1 a RM5) de acuerdo a la nomenclatura utilizada en la base de datos de núcleos de sondeo. Los tipos de macizos rocosos se refieren a distintas combinaciones de tipos de alteración, intensidad de alteración y texturas.

Tabla 3.6. Matriz de correlación definida por Greystar, usada para la caracterización del macizo rocoso de acuerdo a la base de datos de los sondeos (modificado de iC Consulten, 2009).

TIPOS DE MACIZOS ROCOSOS				
TIPO	ROCA	ALTERACIÓN	INTENSIDAD DE ALTERACIÓN	TEXTURA
RM 1	Cualquier tipo de roca (sin considerar zonas de fallas)	Silicificación	Alta, moderada	Sin texturas que indiquen sobreimpresión tectónica, pero con texturas que indican actividad hidrotermal
RM 2	Cualquier tipo de roca (sin considerar zonas de fallas)	Cualquier alteración y/o roca no alterada	Débil	Sin texturas que indiquen sobreimpresión tectónica
RM 3	Cualquier tipo de roca (sin considerar zonas de fallas)	Cualquier tipo de alteración, menos Silicificación	Alta, moderada	Sin texturas que indiquen sobreimpresión tectónica
RM 4	Cualquier tipo de roca (sin considerar zonas de fallas)	Cualquier tipo de alteración	Alta, moderada, débil	Texturas que indican sobreimpresión tectónica
RM 5 (material de falla)	Zona de falla	No Silicificación	Alta, moderada, débil	

Debido al hecho de que todo el registro geológico y subsecuente procesamiento de datos para la estimación de recursos está basado en unidades de muestras geoquímicas, se decidió adoptar también esta unidad para la evaluación geológica-geotécnica.

Consecuentemente, cada muestra geoquímica también asemeja una muestra geotécnica de tipo de macizo rocoso.

3.3.3.1. RMR (ROCK MASS RATING)

iC Consulten, 2009, llevo a cabo una clasificación del macizo rocoso de acuerdo al índice RMR (Bieniawsky, 1984) para cada dominio estructural y para cada tipo de macizo rocoso definido a través de la matriz de correlación, evaluando los datos obtenidos en el mapeo de los puntos geotécnicos.

Se utilizaron valores mínimos (más conservadores) y máximos como parámetros de entrada con el fin de obtener rangos de RMR para los distintos tipos de macizos rocosos identificados.

Los resultados de la clasificación de los macizos rocosos muestran que los valores para cada macizo rocoso son bajos y están mayoritariamente en la categoría de “roca regular” (Tabla 3.7).

El RMR demuestra que la evaluación de los datos obtenidos en los afloramientos y su asignación a un tipo de macizo rocoso, definidos a través de la matriz de correlación, también siguen un patrón consistente. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el rango de datos es usualmente amplio; refinamiento de datos por medio de mapeo geotécnico durante la fase operacional reducirá el rango de datos para cada tipo de macizo rocoso.

Adicionalmente, pruebas in situ (Down-hole) muestran que para RM 2 y RM 3 varios parámetros mecánicos de las rocas, como el UCS, velocidad, etc., están solapados (ic Consulente, 2009).

La razón para esto se atribuye a la dificultad al diferenciar entre una alteración débil respecto de una alteración moderada, ya que corresponde a la característica principal para diferenciar estos dos tipos de RM.

Como consecuencia de lo anterior, se decidió agrupar ambos tipos de RM, RM 2 y RM 3 respectivamente, en un solo tipo llamado RM 23.

Tabla 3.7. Resumen de RMR para los distintos tipos de macizo rocoso (modificado de iC Consulten, 2009).

Tipo de macizos rocosos		Valores de RMR	Clase RMR	Cohesión (MPa)	Angulo de Fricción (°)
RM 1	min	21			
	max	72			
	promedio	46,25	III	0,2-0,3	25-35
	sugerido	65	II	0,3-0,4	35-45
RM 2	min	14			
	max	59			
	promedio	36,75	IV	0,1-0,2	15-25
	sugerido	53	III	0,2-0,3	25-35
RM 3	min	8			
	max	55			
	promedio	31,88	IV	0,1-0,2	15-25
	sugerido	49	III	0,2-0,3	25-35
RM 23	min	8			
	max	64	IV	0,1-0,2	15-25
	promedio	35,38	III	0,2-0,3	25-35
	sugerido	50			
RM 4	min	11			
	max	45			
	promedio	29,75	IV	0,1-0,2	15-25
	sugerido	33	IV	0,1-0,2	15-25
RM 5	min	0			
	max	30			
	promedio	20	V	<0,1	15

3.3.3.2. INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICO (GSI)

El índice de resistencia geológico fue definido para cada afloramiento mapeado en el campo. iC Consulten, 2009, realizó la toma de datos en terreno para la clasificación del macizo rocoso. Para cada punto geotécnico, el índice de resistencia geológico (GSI; Hoek et al, 1997) fue registrado como un rango de valores para cada tipo de macizo rocoso identificado en terreno. El GSI en la zona de estudio se encuentra en un rango de 30 a 75, representando valores extremos el material de falla y material altamente silicificado, respectivamente (Figura 3.8).

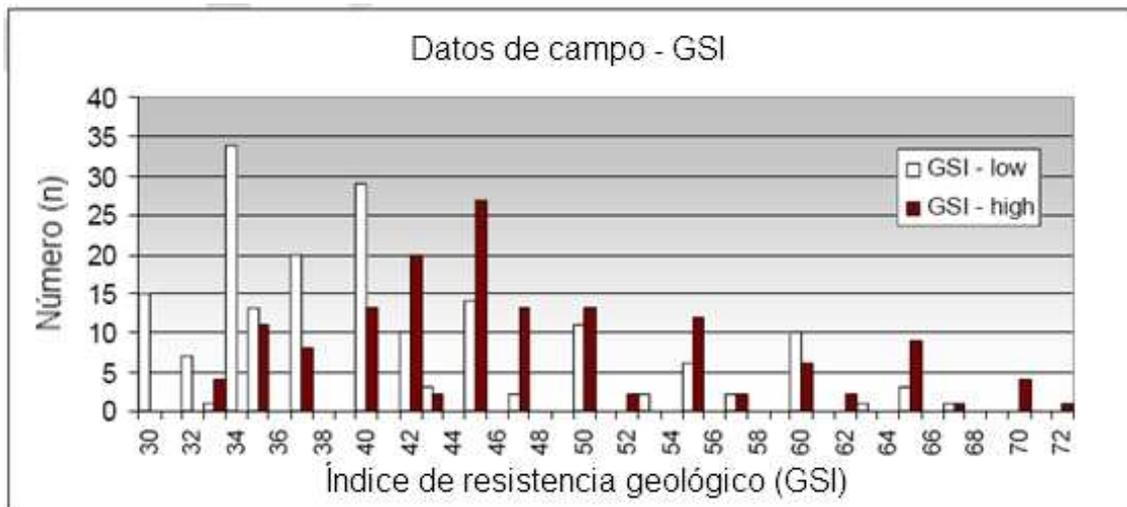


Figura 3.8. GSI (valores máximo y mínimo) en los distintos afloramientos mapeados (modificado de iC Consulten, 2009).

Aplicando la matriz de correlación a los macizos rocosos encontrados en cada afloramiento también resulto en la obtención de rangos de GSI para cada tipo de macizo rocoso.

La Tabla 3.8 muestra los rangos de GSI para cada tipo de macizo rocoso.

Tabla 3.8. Índice de resistencia geológico para cada tipo de macizo rocoso (modificado de, iC Consulenten, 2009)

TIPO DE RM	DATOS ESTADISTICOS	GSI (excl. W5)	
		RANGO BAJO	RANGO ALTO
1	n	35	35
	min	37	42
	max	67	72
	promedio	52	57
	dev. estandar	9	9
	Promedio-dev. Estandar	43	48
	promedio+dev. Estandar	61	66
2	n	40	40
	min	30	33
	max	63	67
	promedio	42	47
	dev. estandar	8	9
	Promedio-dev. Estandar	34	39
	promedio+dev. Estandar	51	56
3	n	33	33
	min	30	35
	max	55	60
	promedio	39	44
	dev. estandar	6	6
	Promedio-dev. Estandar	33	38
	promedio+dev. Estandar	46	50
23	n	73	73
	min	30	33
	max	63	67
	promedio	41	46
	dev. estandar	8	8
	Promedio-dev. Estandar	33	38
	promedio+dev. Estandar	49	53
4	n	29	29
	min	30	35
	max	50	55
	promedio	39	44
	dev. estandar	5	5
	Promedio-dev. Estandar	33	38
	promedio+dev. Estandar	44	49
5	n	2	2
	min	30	33
	max	30	33
	promedio	-	-
	dev. estandar	-	-
	Promedio-dev. Estandar	-	-
	promedio+dev. Estandar	-	-

3.3.3.3. RQD (ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA)

El RQD es un parámetro para la determinación del grado de fracturamiento del núcleo de sondaje, por lo tanto define directamente la calidad del macizo rocoso. De acuerdo con (Riedmuller, 2001) el RQD se divide en 6 clases:

RQD < 25%	Muy pobre
RQD 25 – 50%	Pobre
RQD 50 – 75%	Regular
RQD 75 – 90%	Buena
RQD 90 – 100%	Muy buena

El RQD no se calculó para recuperaciones menores al 80%, por lo tanto para muchos metros de núcleo de sondajes no existe un valor para el RQD.

La revisión de los datos de recuperación y RQD para los distintos tipos de macizos rocosos definidos a través de la matriz de correlación (Figura 3.9)

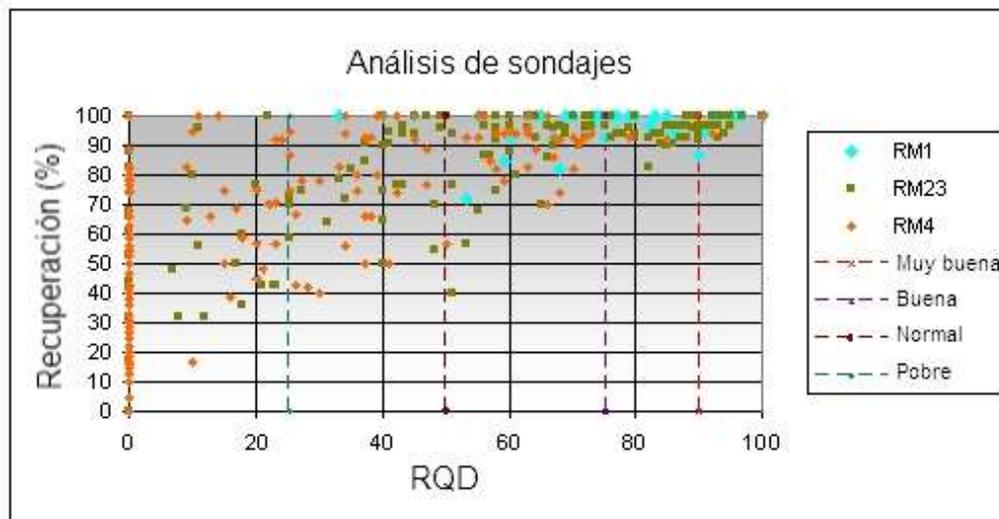


Figura 3.9. Distribución del RQD vs la recuperación (modificado de Geological, Geotechnical and rock mechanical services At Angostura, iC Consulentes, 2009)

El RM 1 muestra una muy alta recuperación y un RQD aproximado de 76%, indicando una buena calidad de roca.

RM 2 y RM 3 muestran valores muy similares en recuperación y RQD indican una calidad de roca que va de normal a pobre. La combinación de estos dos tipos de macizos rocosos resulta en una condición normal.

RM 4 está caracterizado por una baja recuperación y un muy bajo valor de RQD (calidad de roca muy pobre).

3.3.3.4. MODELO CONSTITUTIVO

Para realizar los análisis de estabilidad, es necesario considerar un criterio de ruptura que se ajuste lo más posible a las características del problema, dependiendo del tipo de material que se está analizando.

Existen diferentes modelos constitutivos que permiten una aproximación a las condiciones reales del problema a través de métodos numéricos. Actualmente existen en el mercado softwares computacionales que permiten la integración de distintos modelos constitutivos. Para el modelamiento computacional de los perfiles representativos de los taludes del rajo, se adopto como modelo constitutivo el criterio generalizado de ruptura de Hoek y Brown (2002). Esta consideración se basa en que todos los materiales modelados corresponden a macizos rocosos.

El criterio de ruptura de Hoek y Brown (1980) (ecuación 1) es ampliamente aceptado y ha sido aplicado en un gran número de proyectos a nivel mundial. Mientras que en general el criterio se considera satisfactorio, existen algunas incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas computacionales de equilibrio limite.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (\text{Ecuación 3.3.})$$

Un ajuste a la curva de ruptura (ecuación 3.3.8.1) propuesta por Hoek y Brown (1980) utilizando índices propios del macizo rocoso ha sido propuesto como una forma de soslayar la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y una resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso dado. El índice más utilizado corresponde al GSI (Índice de resistencia geológico) propuesto por Hoek (1992) y un coeficiente variable "a" que reemplaza al 0.5 del criterio original.

Por medio de un tratamiento matemático expresado en las siguientes ecuaciones (ecuaciones 3.3.8.2, 3.3.8.3, 3.3.8.4 y 3.3.8.5) es posible escalar las variables del macizo rocoso a las condiciones actuales utilizando el GSI. A continuación se presentan las ecuaciones que permiten el ajuste de la curva de ruptura a las características geomecánicas del macizo rocoso basándose en el criterio generalizado de Hoek y Brown (2002).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (\text{Ecuación 3.4})$$

Donde:

m_b corresponde al valor reducido de la constante m_i y esta dado por

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (\text{Ecuación 3.5})$$

s y a son constantes del macizo rocoso y están dadas por las siguientes relaciones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

D corresponde al factor de perturbación y depende sobre todo del grado de alteración al que la roca ha estado expuesta, debido a efectos de la voladura o relajaciones de presión. Se encuentra en un rango entre 0 para rocas inalteradas y 1 para macizos rocosos altamente perturbados.

Este modelo constitutivo se integra en el modelamiento numérico del software Slide 5.0, el cual es utilizado para realizar los análisis de estabilidad de equilibrio límite. Este software requiere la elección de un determinado método constitutivo que, según las características del modelamiento, será más apropiado para la obtención del factor de seguridad asociado a la estabilidad del talud.

3.3.3.5. ESCALAMIENTO DE PARÁMETROS

Las propiedades resistentes obtenidas en pruebas de laboratorio, se estiman bajo estándares, y no son directamente aplicables al macizo rocoso en estudio. Estas propiedades pueden no ser representativas de la condición del macizo, y esto puede deberse a que no pueden simularse de manera exacta las condiciones a las que el macizo está expuesto de manera natural.

En consideración de lo anterior, se seleccionó el método propuesto por Hoek y Brown (2002), con el fin de realizar una correspondencia entre los parámetros resistentes de la roca intacta con los parámetros resistentes del macizo rocoso. Este criterio es ampliamente aceptado en el análisis de estabilidad de taludes y estima las propiedades resistentes del macizo rocoso basado en los parámetros de la roca intacta medidos en el laboratorio.

Para observar la diferencia en las envolventes de ruptura, se utiliza el programa Rocklab 1.0 (Rocscience, Toronto, Canada). La Tabla 3.9 resume los resultados del escalamiento.

Tabla 3.9. Resumen de los parámetros (roca intacta y macizo rocoso) (tomado de Geoblast 2010).

Tipo de macizo rocoso	Parámetros de entrada						Parámetros de salida								
	Roca intacta				Macizo rocoso		Hoek-Brown generalizado			Mohr-Coulomb		Paramatros de macizo rocoso			
	Peso unitario KN/m ³	UCS (Avg) Mpa	mi (Avg)*	Ei (Avg) Mpa	GSI (Avg)	D	mb	s	a	c MPa	phi (°)	sigt MPa	sigc MPa	sigcm MPa	Erm MPa
1	26	83.19	15	40,000	54	0.7	1.12	0.00127	0.504	2.54	32	-0.088	2.883	12.096	5,543.060
23	24	32.08	12	20,000	44	0.7	0.56	0.00030	0.509	1.18	20	-0.017	0.517	3.069	1,472.270
4	22	41.72	10	10,000	39	0.7	0.35	0.00015	0.512	1.02	19	-0.017	0.451	3.097	550.875
5	22	15.00	7	1,750	20	0.7	0.09	9 exp -6	0.544	0.28	7	-0.002	0.027	0.434	46.423

Los parámetros de entrada que se utilizaron en el programa Roclab son los siguientes:

UCS (resistencia compresiva uniaxial): los valores del UCS se obtuvieron promediando los valores obtenidos en los sondajes del área del rajo, los cuales son mostrados en el anexo 3.

GSI (indicie de resistencia geológico): estos valores se obtuvieron promediando los valores existentes en las bases de datos de Greystar Ltda. con los valores obtenidos en terreno por iC Consulente.

Los valores para el mi (constante de la roca intacta), Ei y las densidades fueron propuestos por iC Consulente en su informe de pre-factibilidad "Geological, Geotechnical and Rock Mechanical Services at Angostura_Final Report, 2009"

El factor de perturbación seleccionado para los análisis corresponde a D=0.7, ya que es el recomendado por Hoek y Brown (2002) para taludes desarrollados por excavación mecánica.

Este escalamiento de parámetros es desarrollado para la obtención de parámetros de entrada para los posteriores análisis de estabilidad.

3.3.4. SECCIONES GEOTÉCNICAS

Para los análisis de estabilidad se utilizaron seis (6) secciones geotécnicas para las distintas etapas del proyecto. Las secciones se presentan en la Figura 3.10 y las coordenadas de las secciones se muestran en la Tabla 3.9.

Las secciones geotécnicas se generaron siguiendo el siguiente protocolo:

Los modelos tridimensionales geotécnico y estructural son cortados perpendicularmente a lo largo de las secciones definidas.

Se incorpora la información de superficie y de subsuperficie; cualquier punto de información geotécnica (punto de control o sondaje) 100 metros detrás y 100 m delante es considerado en la evaluación.

Todos los puntos de información (superficie, subsuperficie y sondajes) fueron señalados en la sección respecto a la posición actual.

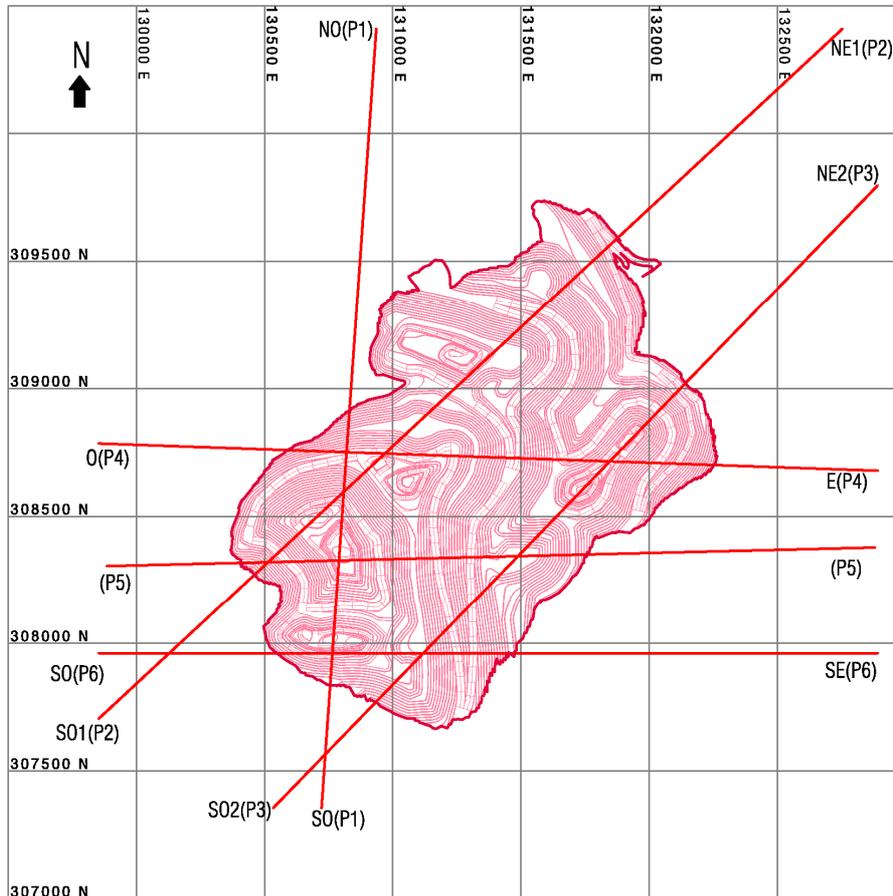


Figura 3.10. Vista en planta de las secciones geotécnicas (tomado de iC Consultentes, 2009)

Todas las trazas de falla mostradas en las secciones se compararon con la información registrada en superficie y subsuperficie. Los ángulos de las fallas en las secciones corresponden a los manteos aparentes.

Las celdas originales de los distintos tipos de rocas presentes en el modelo geotécnico tridimensional fueron suavizadas manualmente con el fin de evitar los bordes abruptos que se generan en el modelamiento geotécnico.

Tabla 3.9. Coordenadas de las secciones geotécnicas.

seccion	Cordenadas			
	Este (X)	Norte (Y)	Este (X)	Norte (Y)
P4 (W-E1)	129852	308784	132891	308678
P3 (SW1-NE1)	129852	307704	132753	310408
P2 (SW2-NE2)	130533	307354	132891	309796
P5(W-E2)	132880	308377	129885	308305
P1 (NW-SW)	130935	310408	130722	307354
P6 (SW-SE)	129852	307961	132891	307961

A continuación la figura 3.11 muestra un ejemplo de las secciones construidas.

SECCION 6

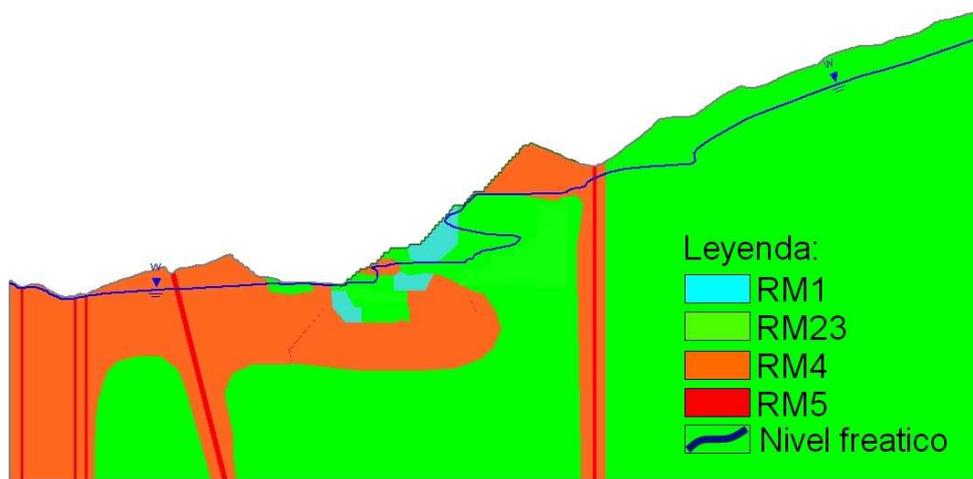


Figura 3.11. Sección 6 que muestra los tipos de macizos rocosos.

3.4. SISMICIDAD

En su reporte “Seismic hazard study and estimation of local seismic response, Angostura project” Ingeoriesgos (2009), analizó la actividad sísmica del área del proyecto revisando toda la información disponible de estudios regionales y locales.

Se desarrolló un análisis de la actividad probable de las fallas locales basado en la organización de un catálogo con datos instrumentales de 68.000 eventos sísmicos disponibles hasta el 2007, con el fin de evaluar la incidencia terremotos someros mediante la asignación de eventos a cada falla identificada. Subsecuentemente, se definieron las aceleraciones máximas verticales y horizontales, de acuerdo a distintos periodos de retorno. En la Tabla 3.10 se muestran los valores para las aceleraciones máximas para tres periodos de retorno distintos.

Tabla 3.10. Valor de la aceleración máxima horizontal para distintos periodos de retorno

Periodo de retorno	Maxima aceleración horizontal
200	0.27
475	0.35
950	0.40

Basándose en el hecho de que la máxima aceleración horizontal se presentará durante una pequeña fracción del evento sísmico, y en complacencia con los estándares geotécnicos de la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de La Meseta de Bucaramanga, quien recomienda usar 0.15 como mínima aceleración para los análisis de estabilidad, Geoblast S.A. realizó los análisis pseudo-estáticos ocupando un 50% de la aceleración máxima horizontal para un periodo de retorno de 475 años, que corresponde a 0.17g.

3.5. HIDROGEOLOGÍA

El conocimiento de las condiciones hidrogeológicas es crítico en el entendimiento y evaluación de un modelo geotécnico valido, en particular para el análisis de estabilidad de los taludes del rajo.

Consecuentemente fue necesario revisar los datos hidrogeológicos existentes. iC Consulente, 2009, resume las condiciones hidrogeológicas en los acápite siguientes.

En consideración de los datos disponibles, Schlumberger Water Services, desarrolló un sistema de drenaje para diseño del rajo con el fin de aumentar la seguridad operacional del proyecto.

3.5.1. ADQUISICIÓN DE DATOS

La condición hidrogeológica del área propuesta para el rajo ha sido estudiada sistemáticamente desde el segundo cuarto del 2008.

Los datos hidrogeológicos anteriores a esta fecha, solo hacen cuenta mediciones esporádicas de descargas de aguas en varios drenajes naturales.

iC Consulente, 2009, investigó más de 100 sondajes, cubriendo el área completa del rajo; alrededor de 45 sondajes pudieron ser usados en el primer ciclo de mediciones. Sin embargo, se encontraron limitaciones-como en el caso de las pruebas geofísicas- relacionadas con la inclinación del sondaje, la cual reduce la capacidad del dispositivo de descender por el agujero o produce el colapso del agujero de sondaje.

Como consecuencia de esto, para la evaluación de los datos, solo se utilizaron los niveles de agua subterránea que no mostraban niveles anómalamente altos, ya que se considero que los valores anómalos correspondían a un colapso del agujero de sondaje.

El nivel agua subterránea esta aproximadamente 40-80 m bajo la actual superficie, dependiendo de la topografía y la cercanía a los principales sistemas de falla (iC Consulente, 2009)

3.5.2. PERMEABILIDAD ESTIMADA

Con el fin de estimar la permeabilidad total del macizo rocoso completo el área del rajo, iC Consulente, 2009, determinó el nivel de agua a lo largo de dos perfiles E-W, tomando en cuenta el nivel de agua medido en terreno. A continuación se presentan los gráficos de las secciones usadas para el cálculo de la permeabilidad estimada (Figuras 3.12 y 3.13)..

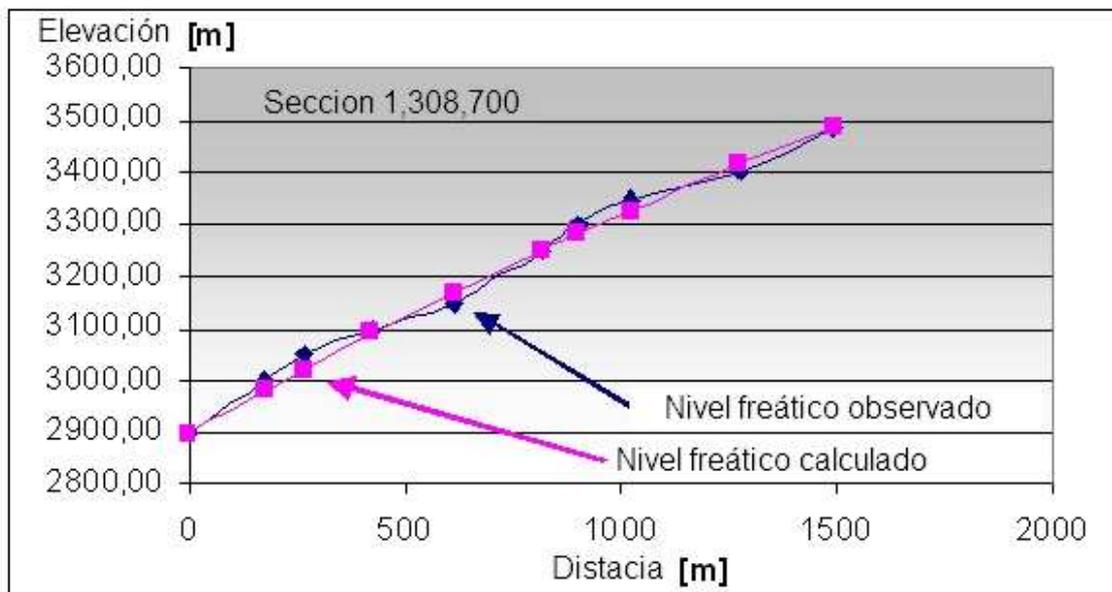


Figura. Sección 1,308,700 usada para el modelamiento hidrogeológico (iC Consulente, 2009).

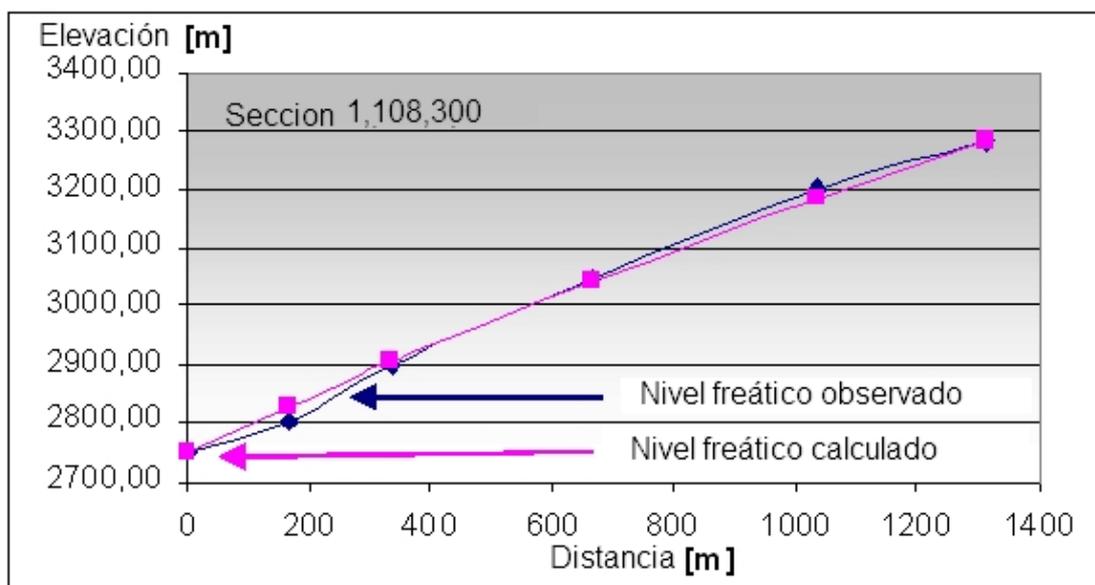


Figura 3.13. Sección 1,108,300 usada para el modelamiento hidrogeológico (iC Consulten, 2009).

El coeficiente de permeabilidad K, estimado para el macizo rocoso completo, entrega un valor de aproximadamente 5.5×10^{-8} (iC Consulten, 2009).

3.5.3. HIDROGEOLOGÍA DE LA ZONA DEL RAJO

Ingetec, 2009, fue el encargado de definir el nivel freático para el área del rajo. En el informe se presentan tres mapas de contorno que muestran el nivel freático medido en las perforaciones. De acuerdo con el estudio hidrogeológico realizado por Ingetec, 2009, se determinó que existe un incremento en la porosidad y permeabilidad del macizo rocoso debido a las características estructurales que se generan en la zona del rajo. En este informe se sugiere que no hay agua contenida en los gneis y no existe flujo a través de ellos, a diferencia del resto de las unidades presentes (rocas intrusivas, esquistos y pórfidos).

Las principales conclusiones de este informe corresponden a:

- No existen parámetros de conductividad hidráulica para el área del rajo.
- Los gneis son considerados impermeables. En el área del rajo no existen acuíferos.
- El agua que corre a través de los túneles de exploración proviene principalmente de la superficie a través de las estructuras cercanas a estos.

3.5.4. ESTIMACIÓN DE LA TASA DE INFILTRACIÓN

Para el área del rajo se anticipan dos fuentes de infiltración: infiltración a través de las fallas o a través de los sets estructurales. De acuerdo con Ingetec, 2009, la descarga máxima estimada para el nivel más bajo del rajo corresponde a 75 l/s. Este valor corresponde a una aproximación, la cual fue estimada usando la infiltración observada en galerías de exploración y aplicando un modelo simple para los análisis (Geoblast 2010). Este valor puede ser ajustado durante los estudios de detalle.

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DISEÑO DEL RAJO

Para garantizar la estabilidad de los taludes del rajo es conveniente realizar análisis de estabilidad a distintas escalas del talud. De esta manera, para estimar la estabilidad de los taludes diseñados para el proyecto Angostura, se realizaron análisis a escala de bancos, a escala inter-rampa y a escala global.

Se realizó un análisis de estabilidad cinemático para estimar la estabilidad del talud a nivel de bancos e inter-rampa. Para estimar la estabilidad global, en cambio, se realizó un análisis de estabilidad de equilibrio límite.

4.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CINEMÁTICOS

Se combinaron distintos tipos de análisis cinemático (determinístico y probabilísticos) en orden de definir parámetros de diseño que sustenten un talud estable.

4.1.1. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LOS ANÁLISIS CINEMÁTICOS

Cuando se estiman los parámetros de diseño y se estima su estabilidad a través de un análisis cinemático, es necesario tener en cuenta los parámetros de diseño del talud y el factor de seguridad adoptado para el proyecto.

Para el análisis de estabilidad a nivel de banco sólo se analiza el mecanismo de falla plana. Esta es una consideración importante ya que se deja en un segundo plano los mecanismos de falla por cuña y volcamiento. Sin embargo, este método genera resultados aceptables para este nivel del estudio según el criterio de la empresa. Se tienen en cuenta además, las siguientes consideraciones:

- Máxima probabilidad de falla aceptable.
- El máximo volumen de derrame, para lo cual la berma optima debe contener al menos un 80% del material derramado como una recomendación operacional segura.
- Una altura máxima inter-rampa de 150 m, con el fin de cumplir con una seguridad operacional aceptable.

Para el análisis de estabilidad cinemático nivel inter-rampa, se consideraron los mecanismos de falla plana y mecanismo de falla en cuña, teniendo en cuenta solo el factor de seguridad adoptado para el proyecto (análisis determinístico).

4.1.1.1. CRITERIO DE ACEPTABILIDAD

De acuerdo a las mejores prácticas de la industria y en cumplimiento con la legislación Colombiana, para el diseño de taludes, el proyecto Angostura ha adoptado un factor de seguridad mínimo de **1.3** para la estabilidad de taludes a nivel de berma y global. Este factor de seguridad es aceptable en un caso estático y despresurizado.

4.1.1.2. DEFINICION DE LOS PARÁMETROS DEL TALUD

A continuación se mencionan las definiciones típicas para los parámetros de diseño del talud:

Altura de banco (h_B): este parámetro es generalmente definido a través de consideraciones operacionales como por ejemplo el tipo de equipamiento.

Ángulo de cara de banco (α_B): este ángulo es generalmente definido a través de sets estructurales menores. También depende de la calidad de la tronadura, la cual puede dañar el macizo rocoso.

Ancho de berma (B): generalmente, el ancho de berma es definido por el volumen de derrame asociado con las inestabilidades del banco. El derrame debe ser contenido por la berma de abajo. Este ancho de berma es estimado a través de un largo de derrame apropiado. Este largo de derrame apropiado se debe estimar basándose en criterios de seguridad operacional.

Ángulo de talud inter-rampa (α_{IR}): este valor es utilizado en el plan minero. Este ángulo se estima en una primera etapa a partir del análisis banco-berma, el cual entrega un ángulo de talud inter-rampa indicativo. En otras palabras, el ángulo indicativo de talud inter-rampa proporciona una buena primera estimación para el ángulo global final que puede ser alcanzado desde los resultados del análisis banco-berma. La abreviación para el ángulo inter-rampa es IRA.

Altura inter-rampa (h_{IR}): este valor corresponde a la máxima altura que se alcanza de acuerdo un punto de vista de estabilidad.

Ancho de rampa (B_{IR}): este parámetro se define de acuerdo a condiciones operacionales y de seguridad, según el tipo de camión de transporte.

Ángulo global de talud: este parámetro es el ángulo medido desde el pie del talud a la cresta más alta del talud.

La Figura 4.1 ilustra la configuración de estos parámetros en el talud.

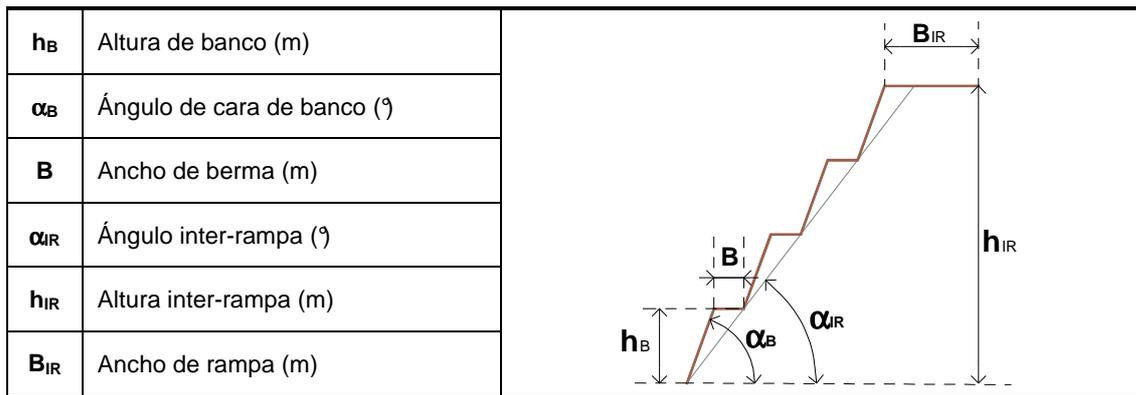


Figura 4.1. Esquema de los parámetros de diseño de talud.

4.1.2. PARAMETROS DE DISEÑO BANCO-BERMA

Se realizó un análisis de estabilidad cinemático del diseño del rajo con el fin de definir unidades constitutivas (bancos) con un grado de estabilidad acorde con el criterio de aceptabilidad adoptado.

4.1.2.1. METODOLOGÍA

Se realizó un análisis cinemático para el mecanismo de falla plana en todas las orientaciones de talud posibles, en los distintos dominios estructurales definidos para el área del rajo, calculando probabilidad de falla y largo de derrame asociado al mecanismo.

Para el análisis de estabilidad se consideraron todos los set estructurales definidos para los dominios estructurales (foliación, fracturas y planos de cizalle).

Las propiedades resistentes de las estructuras que se utilizaron en los análisis corresponden a las propiedades obtenidas en ensayos de laboratorio escaladas a través del método de Barton & Bandis (Barton y Bandis, 1990) y son mostradas en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Parámetros resistentes de las estructuras.

Tipo de estructura	Angulo de fricción [$^\circ$]	Cohesión		
		[kg/cm ²]	[KPa]	[t/m ²]
Foliación	41	1,6	152	15,504
Planos de cizalle	30	1,0	100	10,200
Fracturas	42	1,8	177	18,054

Basado en esto, se definen rangos de orientaciones de talud donde la probabilidad de ocurrencia de falla plana asociada a un set estructural es alta.

Se calcula el largo de derrame asociado a cada una de las orientaciones donde la probabilidad de ocurrencia de mecanismo de falla plana es alta, considerando tres alturas distintas: 6, 12 y 18 m. Este cálculo es desarrollado en el programa Excel de Microsoft, a través de aplicación fórmulas trigonométricas entregadas por Geoblast S.A. de acuerdo a su criterio experto, la experiencia en relación al diseño de taludes y a las mejores prácticas de la industria. Los datos que se proporcionan al programa corresponden a altura de banco, dirección de talud, inclinación de talud y los set estructurales con su respectivo ángulo de fricción interna (no considera cohesión). Con estos datos se calculan las probabilidades de ocurrencia de la falla, volumen involucrado y el largo de derrame.

La fórmula utilizada para el volumen involucrado es la siguiente:

$$V_i = h_b^2 * \left[\frac{1}{\tan(\text{MIN}\{\alpha_t - 1, \alpha_{jap}\})} - \frac{1}{\tan(\alpha_t)} \right] \left(\frac{m^3}{m} \right) \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

Donde:

V_i : Volumen involucrado.

h_b : Altura de banco.

α_t : Inclinación del talud.

α_{jap} : Manteo aparente del set estructural.

La unidad del volumen corresponde a $\frac{m^3}{m}$, lo que quiere decir que ese es el volumen involucrado (m^3) en cada metro lineal de talud (m).

Por otro lado la fórmula para calcular el largo de derrame es la siguiente:

$$L_d = \sqrt{\frac{2V_i \text{sen}(\text{MIN}\{\alpha_t, \alpha_{jap}\} - 38)}{\text{sen}(38) \text{sen}(\text{MIN}\{\alpha_t, \alpha_{jap}\})}} \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

Donde:

L_d : Largo de derrame involucrado.

V_i : Volumen involucrado.

α_t : Inclinación del talud.

α_{jap} : Manteo aparente del set estructural.

Se calcula el promedio y la desviación estándar de los derrames asociados a cada mecanismo. Asumiendo que los largos de derrame se distribuyen normalmente, se construye la curva acumulada de la distribución de los largos de derrame. Considerando que los dominios estructurales definidos son 4, y las alturas estudiadas son tres, el número de curvas resultantes son 12.

De los gráficos resultantes, se selecciona el largo de derrame que corresponda a un 80%. Este valor corresponderá al ancho de berma, que deberá contener al menos un 80% del material a derramar.

4.1.2.2. RESULTADOS

De acuerdo a la metodología aplicada, los rangos en los cuales hay una alta probabilidad de que se presente el mecanismo de falla plana son señalados en la Tabla 4.2 y son graficados en el anexo 1.

La Figura 4.2. muestra una proyección estereográfica del rango de direcciones encontrado para el dominio estructural de La Perezosa Norte. El set estructural que origina el mecanismo tiene una inclinación de 62° y una dirección de manto de 19° . Esta estructura genera un rango de dirección de talud con alta probabilidad de falla que 0° a 40° en dirección de manto, considerando una inclinación de 75° para el talud.

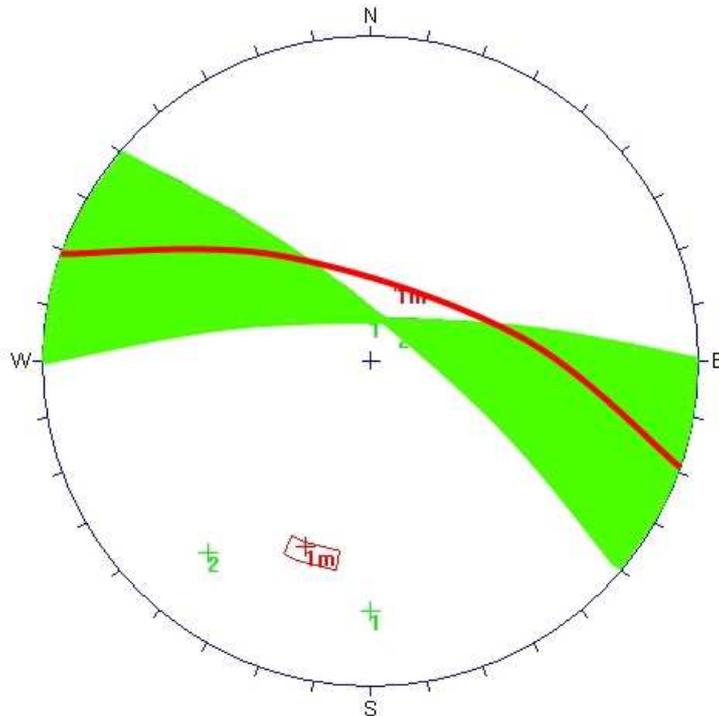


Figura 4.2. Proyección estereográfica del rango de direcciones con alta probabilidad de falla, en el dominio estructural de La Perezosa Norte.

Tabla 4.2. Resumen de orientaciones de talud desfavorables debido a control estructural.

Dominio estructural	Set estructural		Rango de dirección del talud	
	Dip	Dip Direction	Dip	Dip Direction
La Perezosa Norte	62	19	75	360 a 40
La Perezosa Sur	61	183	75	168 a 204
	62	244	75	240 a 252
	60	273	75	252 a 286
	57	292	75	276 a 315
	54	300	75	286 a 315
Los Laches	64	164	75	156 a 180
	70	190	75	180 a 204
	70	240	75	235 a 245
	45	295	75	281 a 300
	54	300	75	286 a 315
Veta de Barro	60	27	75	12 a 48
	62	205	75	195 a 227
	60	215	75	195 a 231
	70	219	75	202 a 231
	60	225	75	202 a 231

Los largos de derrame asociados a cada dirección de talud para las alturas estudiadas (6, 12, 18 m) se muestran en el anexo 3.

Con estos valores las curvas obtenidas se muestran en las Figuras desde la 4.3 hasta la 4.15.

Dominio estructural La Perezosa Norte

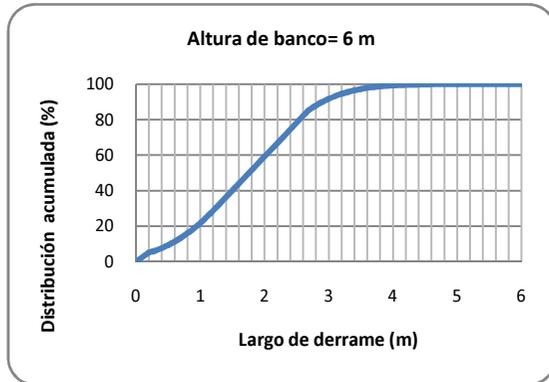


Figura 4.3. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 6m), dominio estructural La Perezosa Norte.

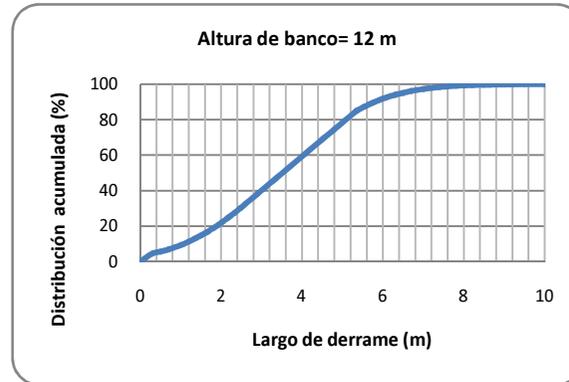


Figura 4.4. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 12m), dominio estructural La Perezosa Norte.

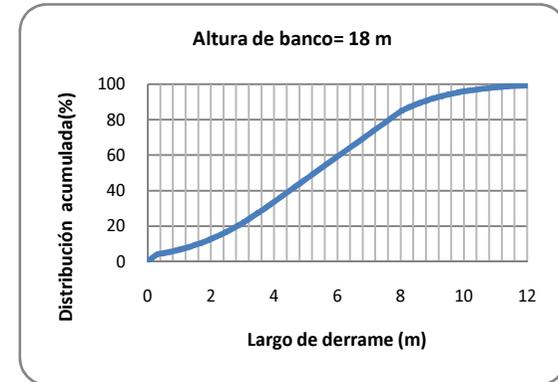


Figura 4.5. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 18m), dominio estructural La Perezosa Norte.

Dominio estructural Los Laches

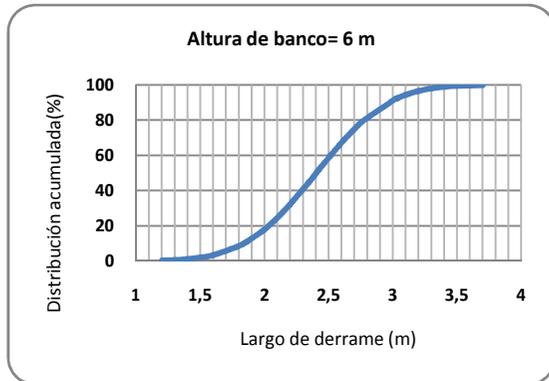


Figura 4.6. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 6m), dominio estructural Los Laches.

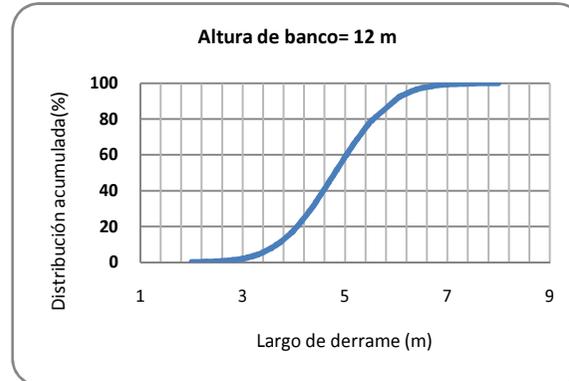


Figura 4.7. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 12m), dominio estructural Los Laches.

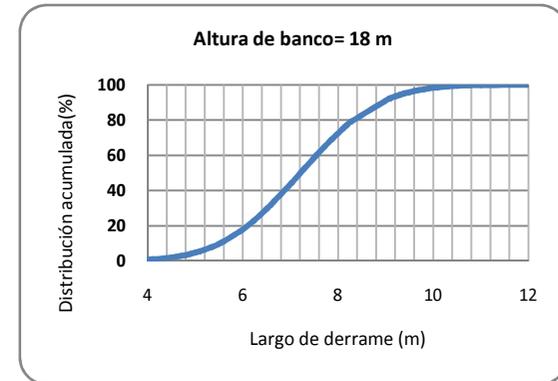


Figura 4.8. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 18 m), dominio estructural Los Laches.

Dominio Estructural La Perezosa Sur

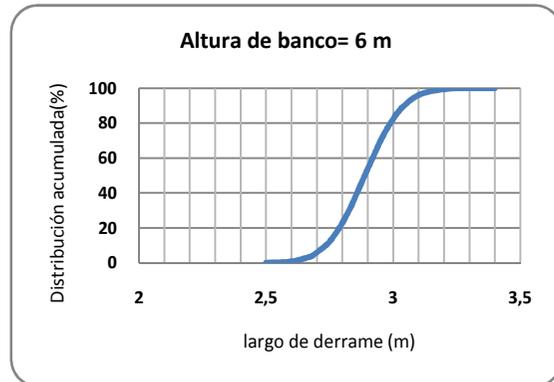


Figura 4.9. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 6m), dominio estructural La Perezosa Sur.

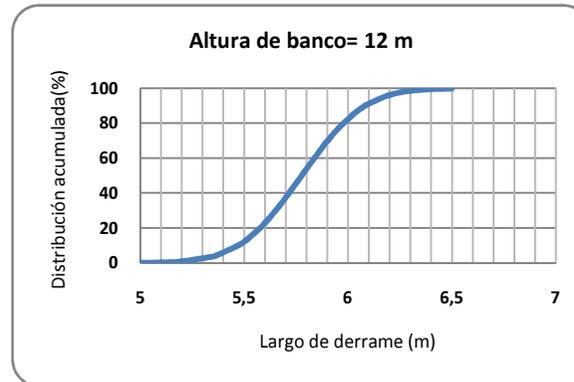


Figura 4.10. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 12m), dominio estructural La Perezosa Sur.

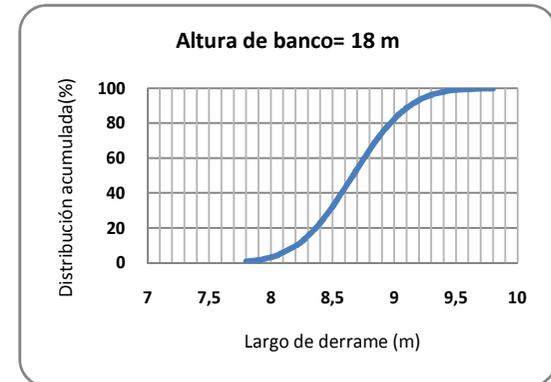


Figura 4.11. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 18m), dominio estructural La Perezosa Sur.

Domio estructural Veta de Barro

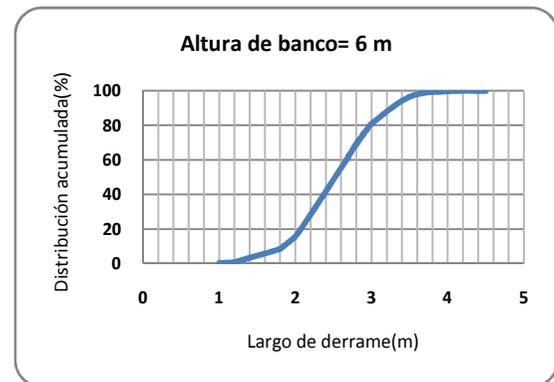


Figura 4.12. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 6m), dominio estructural Veta de Barro.



Figura 4.13. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 12m), dominio estructural Veta de Barro.



Figura 4.14. Distribución acumulada de largos de derrame (altura de banco 18 m), dominio estructural Veta de Barro.

Los resultados del análisis de estabilidad cinemático para estimar el largo de derrame por medio de análisis estructural son presentados en la Tabla 4.3. Estos resultados incluyen el ancho de berma óptimo para cada dominio estructural. Este análisis fue realizado asignando propiedades resistentes a las estructuras. Adicionalmente, se resumen los máximos ángulos rampa indicativos para cada dominio estructural, considerando una máxima altura inter-rampa de 150 metros.

Tabla 4.3. Máximo ángulo inter-rampa para cada dominio estructural definido por análisis cinemático.

Dominio estructural	Altura de banco(m)	Ángulo de cara de banco (°)	Mínimo ancho de berma (Retención 80%)	Mínimo ancho de berma (Retención 100%)	Máximo ángulo inter-rampa (Retención 80%)	Máximo ángulo inter-rampa (Retención 100%)
La Perezosa Norte	6	75	2,5	3,9	55	47
	12	75	5	7,8	55	47
	18	75	7,5	11,7	55	47
La Perezosa Sur	6	75	2,99	3,2	52	51
	12	75	5,98	6,4	52	51
	18	75	8,97	9,6	52	51
Los Laches	6	75	2,78	3,7	53	48
	12	75	5,56	7,4	53	48
	18	75	8,34	11,1	53	48
Veta de Barro	6	75	3	4	52	46
	12	75	6	8	52	46
	18	75	9	12	52	46

De los resultados es apreciable el aumento significativo del ángulo inter-rampa al considerar un 80% de retención. Como método de optimización, considerar solo un 80% de retención parece aceptable, teniendo en cuenta que el riesgo de comprometer la seguridad operacional es bajo.

Los dominios estructurales Veta de Barro y La Perezosa Sur presentan el ángulo inter-rampa de menor valor, considerando una altura inter-rampa máxima fija (150 m) con una retención del 80 %.

El dominio estructural Veta de Barro es el que presenta el menor ángulo inter-rampa indicativo. Esto se debe a que en este dominio se estiman los mayores largos de derrame. Luego, por construcción geométrica, el ángulo inter-rampa que se alcanza, considerando una altura inter-rampa fija (150 m) es de 46°.

4.1.3. ÁNGULOS DE DISEÑO INTER-RAMPA

Una vez establecidos los parámetros de diseño para cada dominio estructural, se realizó un análisis de estabilidad de talud a nivel inter-rampa. Para esto se llevó a cabo un análisis determinístico de los mecanismos de falla plana y en cuña utilizando softwares computacionales para estimar la curva de altura inter-rampa versus el ángulo inter-rampa de talud.

4.1.3.1. METODOLOGIA

Se realizó un análisis cinemático para los mecanismos de falla plana y falla en cuña en todas las orientaciones de talud posibles, en los distintos dominios estructurales definidos para el área del rajo. Los análisis se realizaron en condiciones estáticas y despresurizadas.

Para el análisis de estabilidad se consideraron todos los sets estructurales definidos para los dominios estructurales (foliación, fracturas y planos de cizalle).

Las propiedades resistentes de las estructuras que se utilizaron en los análisis corresponden a las propiedades obtenidas en ensayos de laboratorio escaladas a través del método de Barton & Bandis (Barton y Bandis. 1990). La Tabla 4.4 muestra los valores utilizados en los análisis.

Tabla 4.4. Propiedades resistentes de las estructuras.

Tipo de estructura	Angulo de fricción [°]	Cohesión		
		[kg/cm ²]	[KPa]	[t/m ²]
Foliación	41	1,6	152	15,504
Planos de cizalle	30	1,0	100	10,200
Fracturas	42	1,8	177	18,054

Con los resultados obtenidos se estimaron curvas de altura vs ángulo inter-rampa que cumplen de forma límite el criterio de aceptabilidad, en otras palabras, para cada orientación de talud se graficó la relación entre los ángulos inter-rampa y la altura que cumpliera un factor de seguridad de 1.3 considerando los mecanismos de falla plana y en cuña.

Los programas generan curvas del tipo altura vs angulo inter-rampa como se muestra en la figura.

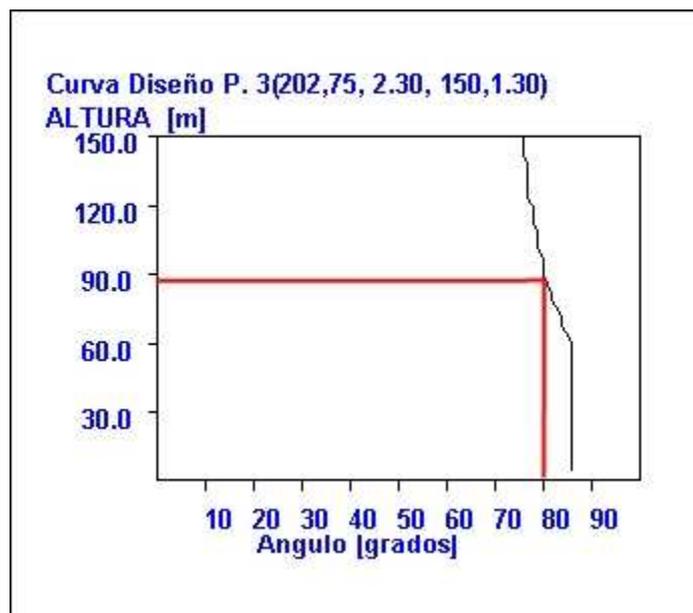


Figura 4.15. Curva de diseño para un perfil con orientación 202° (dip direction), en el dominio estructural Los Laches, para el mecanismo de falla en cuña.

La figura 4.15 indica que; para un talud con orientación 202° (dip direction), inclinación 75°, con una densidad de material de 2.3 gr/cm³, y considerando un factor de seguridad de 1.3 para el mecanismo de falla en cuña, se tiene que como máximo se puede alcanzar una altura de 89 m si se quiere tener un ángulo inter-rampa de 80°. Los gráficos se encuentran en el anexo 3.

Considerando ahora las 360 posibles direcciones de los taludes en cada dominio estructural, se obtienen 360 curvas distintas, por lo que bajo el criterio experto y la experiencia de Geoblast S.A. se elige una curva representativa para cada dominio estructural. De esta manera se obtiene una curva representativa para el mecanismo de falla plana y otra para el mecanismo de falla en cuña para cada dominio.

Finalmente se grafica una curva representativa de todos los mecanismos de falla para un dominio estructural.

El procedimiento anterior se realizó para todos los dominios estructurales definidos en el área del rajo.

4.1.3.2. RESULTADOS

Según los mecanismos que se presenten en cada dominio estructural, es posible graficar distintas curvas de diseño.

Las curvas de diseño para cada dominio estructural, que cumplen con el criterio de aceptabilidad adoptado, se muestran en las Figuras de la 4.1.3.2.1 a la 4.1.3.2.4. Cabe destacar que la altura fue limitada a 150 metros para cumplir con la seguridad operacional del proyecto.

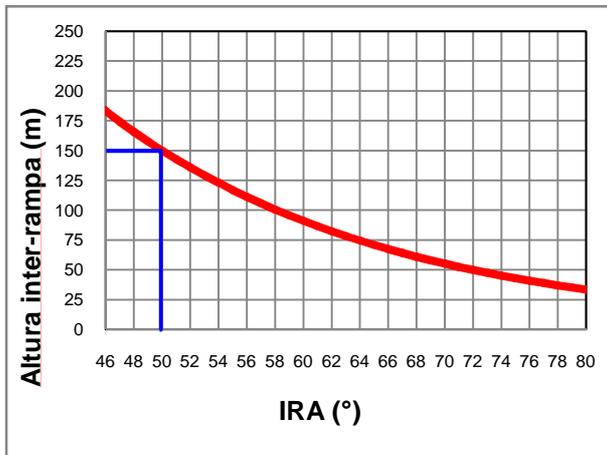


Figura 4.16. Relación entre la altura inter-rampa y el ángulo inter-rampa para el dominio estructural Veta de Barro (FS=1.3)

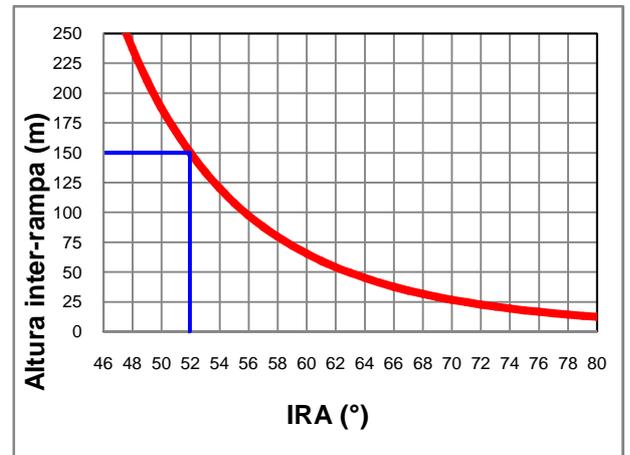


Figura 4.17. Relación entre la altura inter-rampa y el ángulo inter-rampa para el dominio estructural Los Laches (FS=1.3)

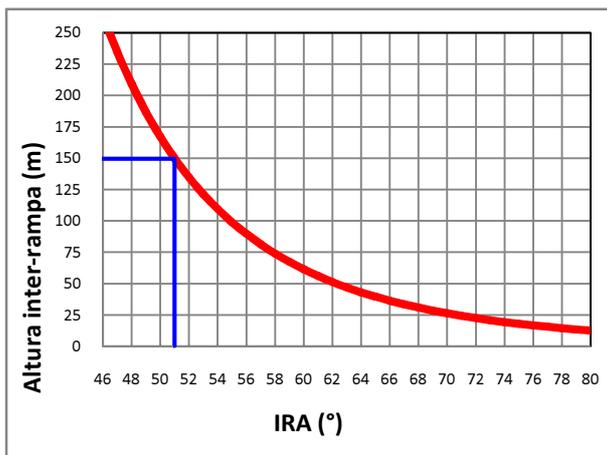


Figura 4.18. Relación entre la altura inter-rampa y el ángulo inter-rampa para el dominio estructural La Perezosa Norte (FS=1.3)

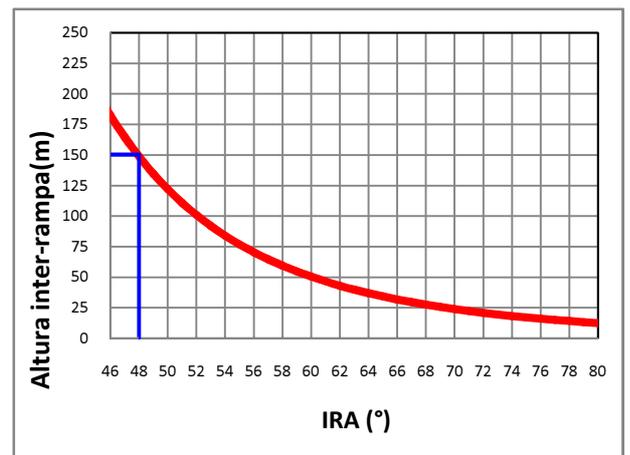


Figura 4.19. Relación entre la altura inter-rampa y el ángulo inter-rampa para el dominio estructural La Perezosa Sur (FS=1.3)

Estas curvas se obtuvieron considerando sólo los mecanismos de falla plana y falla en cuña, para un escenario estático y despresurizado.

En las Tablas 4.4 a la 4.7, se resumen los parámetros de diseño que son recomendados para el diseño del rajo del proyecto Angostura.

Tabla 4.4: Parámetros de diseño de talud para el dominio estructural Veta de Barro.

<i>Dominio estructural</i>	<i>Altura de banco (m)</i>	<i>Ancho de berma (m)</i>	<i>Ángulo de cara de banco (°)</i>	<i>Ángulo inter-rampa IRA (°)</i>	<i>Maxima altura inter-rampa (m)</i>
Veta de Barro	6	4,0	75	50	150
	12	7,0	75	50	150
	18	10,0	75	50	150

Tabla 4.5. Parámetros de diseño de talud para el dominio estructural Los Laches.

<i>Dominio estructural</i>	<i>Altura de banco (m)</i>	<i>Ancho de berma (m)</i>	<i>Ángulo de cara de banco (°)</i>	<i>Ángulo inter-rampa IRA (°)</i>	<i>Maxima altura inter-rampa (m)</i>
Los Laches	6	3,0	75	52	150
	12	6,0	75	52	150
	18	9,0	75	52	150

Tabla 4.6. Parámetros de diseño de talud para el dominio estructural La Perezosa Norte.

<i>Dominio estructural</i>	<i>Altura de banco (m)</i>	<i>Ancho de berma (m)</i>	<i>Ángulo de cara de banco (°)</i>	<i>Ángulo inter-rampa IRA (°)</i>	<i>Maxima altura inter-rampa (m)</i>
La Perezosa Norte	6	3,0	75	51	150
	12	7,0	75	51	150
	18	10,0	75	51	150

Tabla 4.7. Parámetros de diseño de talud para el dominio estructural La Perezosa Sur.

<i>Dominio estructural</i>	<i>Altura de banco (m)</i>	<i>Ancho de berma (m)</i>	<i>Ángulo de cara de banco (°)</i>	<i>Ángulo inter-rampa IRA (°)</i>	<i>Máxima altura inter-rampa (m)</i>
La Perezosa Sur	6	3,8	75	48	150
	12	7,5	75	48	150
	18	11,5	75	48	150

4.2. ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Para poder estudiar la estabilidad del talud a escala global, es necesario realizar un análisis de equilibrio límite.

Este análisis permite estudiar el comportamiento del talud, considerando que la falla se genera a nivel de macizo rocoso, y no es controlada estructuralmente.

El análisis de equilibrio límite entrega el factor de seguridad asociado a una determinada superficie de ruptura, considerando las fuerzas desestabilizadoras y resistentes.

4.2.1. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Para realizar el análisis de equilibrio límite, es necesario tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los criterios de aceptabilidad establecidos por Geoblast S.A. para el proyecto de Angostura corresponden a
 - Factor de seguridad > 1.3 para el caso estático
 - Factor de seguridad > 1.0 para el caso sísmico
- Para los análisis pseudo-estáticos se utilizó un coeficiente sísmico de $0.17g$, que corresponde a un 50% de la aceleración máxima horizontal para un periodo de retorno de 475 años (máximo terremoto probable), estimada en $0,35 g$.

4.2.2. ANALISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, se realizó un análisis de estabilidad de equilibrio límite, con el fin de estudiar la estabilidad global del diseño del proyecto Angostura.

Se evaluaron escenarios estáticos y pseudo-estáticos. También se consideró un análisis de sensibilidad a la presión de poros.

4.2.2.1. METODOLOGIA

Se utilizaron seis (6) secciones geotécnicas construidas por iC Consulten en la etapa de pre-factibilidad, para las distintas etapas del proyecto. La descripción de las secciones utilizadas está descrita en el capítulo 3 y son mostradas en la Figura 4.2.2.1.

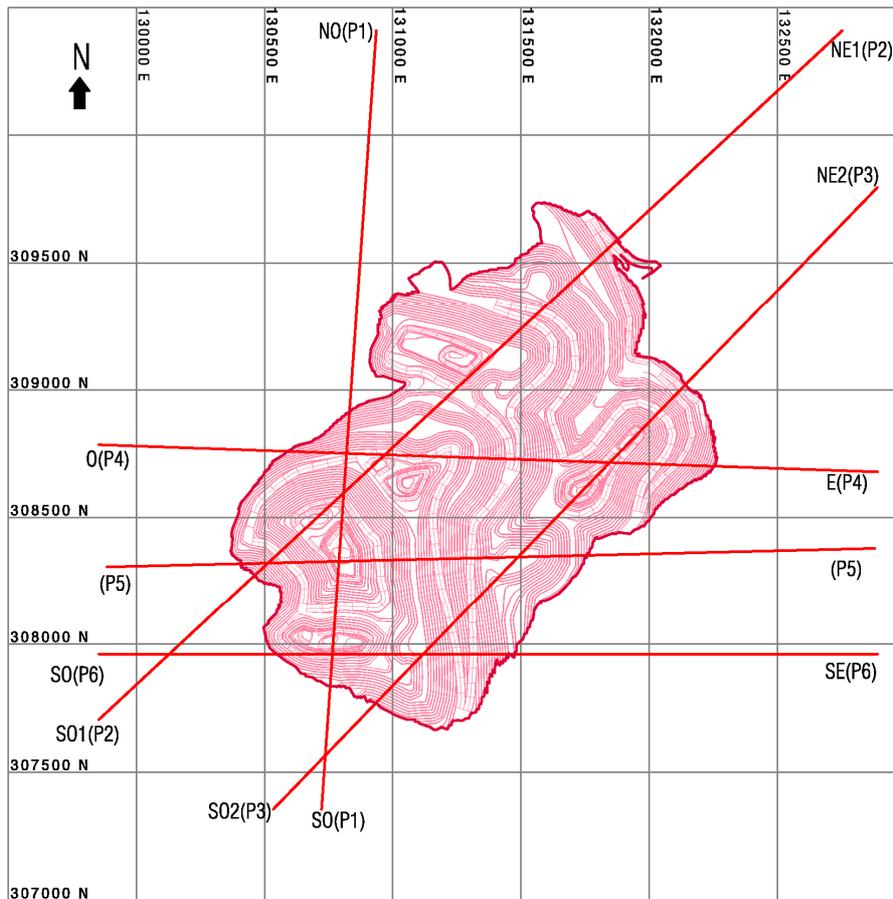


Figura 4.20. Vista en planta de las secciones geotécnicas

Las propiedades resistentes de las rocas obtenidas en laboratorio según el criterio generalizado de Hoek & Brown (Hoek & Brown, 2002) y son indicadas en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8. Parámetros para los distintos tipos de macizos rocosos.

Rock Mass Type	Parámetros de entrada						Parámetros de salida									
	Roca intacta				Macizo rocoso		Hoek-Brown generalizado			Mohr-Coulomb		Parámetros del macizo rocoso				
	Unit Weight KN/m ³	UCS (Avg) Mpa	mi (Avg)*	Ei (Avg) Mpa	GSI (Avg)	D	mb	s	a	c MPa	phi (°)	sigt MPa	sigc MPa	sigcm MPa	Erm MPa	
1	26	83.19	15	40,000	54	0.7	1.12	0.00127	0.504	2.54	32	-0.088	2.883	12.096	5,543.060	
23	24	32.08	12	20,000	44	0.7	0.56	0.00030	0.509	1.18	20	-0.017	0.517	3.069	1,472.270	
4	22	41.72	10	10,000	39	0.7	0.35	0.00015	0.512	1.02	19	-0.017	0.451	3.097	550.875	
5	22	15.00	7	1,750	20	0.7	0.09	9 exp -6	0.544	0.28	7	-0.002	0.027	0.434	46.4230	

A los archivos dxf generados a partir del modelo geotécnico (iC Consulten), Schlumberger Water Services agregó la presión de poros, para las condiciones base y drenadas. Luego los archivos son integrados al software Slide 5.0.

Se selecciona como modelo constitutivo el criterio generalizado de Hoek & Brown (Hoek y Brown, 2002), y se asignan los parámetros escalados a los respectivos macizos rocosos.

Se calcula el factor de seguridad según el método de Morgensten y Price (GLE), ya que según el criterio experto de Geoblast S.A., este método entrega resultados más confiables.

Cada perfil dependiendo de la ubicación y del año al que corresponde el proyecto, puede presentar más de algún talud. Los taludes de dimensiones considerables pueden generar deslizamientos de material sin control estructural. Por lo tanto, se analizaron en forma independiente todos los taludes presentes en un perfil y se presenta en una Tabla el valor del factor de seguridad mínimo entre todos los perfiles. La Figura 4.20 muestra una sección tipo de análisis.

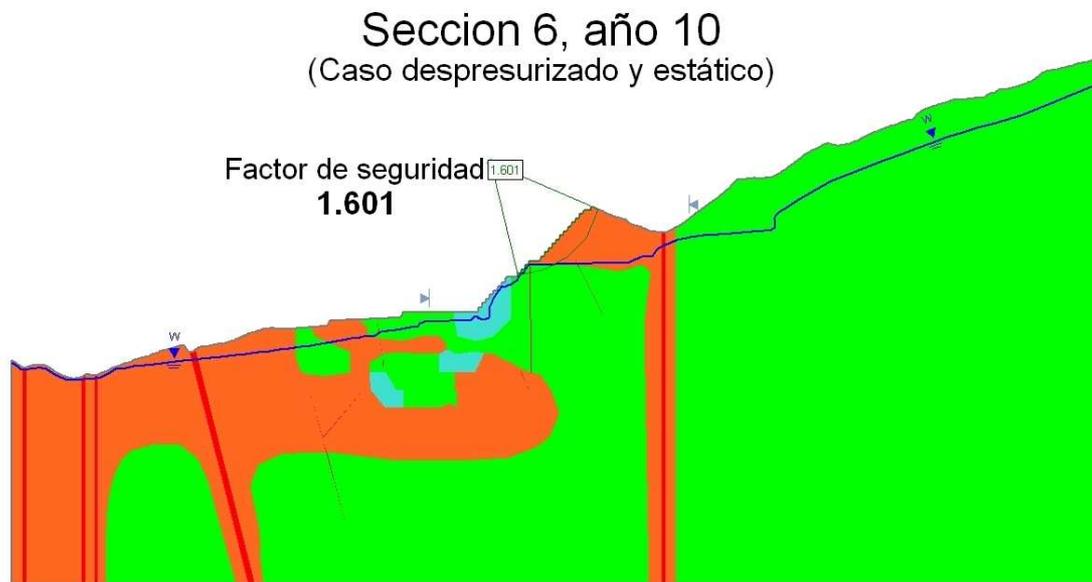


Figura 4.20. Sección ejemplo utilizada para los análisis de equilibrio límite.

4.2.2.2. RESULTADOS

A continuación se muestran los resultados para los distintos casos estudiados (caso base y caso drenado). Ambos análisis consideran escenarios estáticos y pseudo-estáticos, con un coeficiente sísmico de 0.17.

4.2.2.2.1. CASO BASE (DRENAJE NATURAL)

Se integró el nivel freático para los diferentes años de vida del proyecto. Se realizó un análisis de estabilidad con el método GLE de equilibrio límite y se identificaron los casos críticos, que correspondían a los casos en que el factor de seguridad no cumplía el criterio de aceptabilidad.

La Tabla 4.9 muestra los factores de seguridad mínimos encontrados para cada perfil.

Tabla 4.9. Factores de seguridad para los distintos años del proyecto (caso base).

Caso Base			
Sección	Año	FS estático	FS sísmico
1	2		
	4		
	6		
	8		
	10	1,206	0,909
	13	0,967	0,7718
2	2	1,791	1,278
	4	1,471	1,101
	6	1,328	0,956
	8	1,062	0,772
	10	1,071	0,784
	13	1,069	0,774
3	2	1,953	1,416
	4	1,209	0,89
	6	1,115	0,839
	8	1,103	0,819
	10	1,113	0,829
	13	1,113	0,829
4	2	1,315	1,029
	4	1,147	0,869
	6	1,128	0,853
	8	1,125	0,844
	10	1,063	0,781
	13	1,063	0,781
5	2	2,3	1,604
	4	2,147	1,458
	6	1,334	0,958
	8	1,216	0,883
	10	1,211	0,885
	13	1,036	0,825
6	2		
	4		
	6	2,409	1,827
	8	1,491	1,167
	10	1,444	1,121
	13	1,189	0,872

La Tabla anterior muestra que considerando una aceleración sísmica, y un escenario con drenaje natural, el 70 % de los factores de seguridad calculados está bajo el criterio de aceptabilidad adoptado para el proyecto.

Considerando el caso estático, un 65 % de los factores de seguridad no cumple con el criterio de aceptabilidad adoptado.

También es apreciable una disminución en los factores de seguridad a medida que el proyecto avanza.

4.2.2.2.2. CASO DRENADO

Para aumentar los factores de seguridad, en condiciones estáticas y pseudo-estáticas, y poder cumplir con los criterios de aceptabilidad se desarrolló un sistema de drenaje (SWS) que se refleja en el desplazamiento del nivel freático. Cuando la presión de poros es reducida, el esfuerzo desestabilizante que actúa sobre la superficie de ruptura también se reduce.

La Tabla 4.10 muestra los factores de seguridad mínimos obtenidos considerando un escenario despresurizado.

Tabla 4.10. Factores de seguridad para los distintos años del proyecto (caso drenado)

Caso drenado			
Sección	Año	FS estático	FS sísmico
1	2		
	4		
	6		
	8		
	10	1,46	1,13
	13	1,36	1,09
2	2	1,99	1,44
	4	1,70	1,12
	6	1,69	1,2
	8	1,36	1,03
	10	1,34	1,03
	13	1,33	1,01
3	2	2,28	1,65
	4	1,36	1,05
	6	1,34	1,03
	8	1,35	1,03
	10	1,37	1,05
	13	1,36	1,04
4	2	1,48	1,21
	4	1,4	1,09
	6	1,41	1,07
	8	1,42	1,08
	10	1,41	1,01
	13	1,41	1,01
5	2	2,76	1,98
	4	2,62	1,84
	6	1,71	1,30
	8	1,50	1,17
	10	1,55	1,15
	13	1,35	1,05
6	2	2,40	1,82
	4	1,61	1,26
	6	1,60	1,25
	8	1,46	1,10
	10	1,46	1,13
	13	1,36	1,09

Se aprecia en la Tabla que todos los factores de seguridad cumplen con el criterio de aceptabilidad adoptado. Sin embargo, se observa que hay secciones que cumplen con el criterio de forma límite: por ejemplo, se observa que para el caso sísmico las secciones 2 y 4, presentan factores de seguridad de 1.01.

De la misma manera se observa que para el caso estático hay secciones que cumplen con el criterio de aceptabilidad de forma límite. El menor factor de seguridad corresponde a la sección 2 año 13 con un valor de 1.33.

De los análisis anteriormente realizados, se desprende que el drenaje es un factor de primer orden en la estabilidad del diseño del talud y su manejo permite que talud alcance la estabilidad deseada.

5. DISCUSIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. DISCUSIONES

Se analizaron los potenciales mecanismos de falla usando softwares especializados para determinar el factor de seguridad y el volumen de los bloques inestables para una altura inter-rampa de hasta 200 m. De acuerdo con estos análisis, se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones para el diseño del plan minero.

- Un máximo de 150 m de altura inter-rampa es recomendado para todos los dominios estructurales.
- Un ángulo de cara de banco de 75° se considera alcanzable para cada dominio estructural
- Se debe tener especial cuidado al utilizar las curvas del IRA versus la altura inter-rampa, ya que debe considerarse el ancho de berma mínimo recomendado en las Tablas 4.3 a la 4.6. Esto condiciona el máximo ángulo inter-rampa que se utilizará en cada dominio estructural. Por lo tanto, el ángulo inter-rampa recomendado considera un ancho de berma mínimo que es capaz de retener un 80% del volumen derramado, un valor que es estándar en la práctica del diseño de taludes mineros.
- Se debe planificar un rango de ancho de berma entre 25 y 30 m cada 150 m de talud.

El resumen de los resultados de los análisis cinemáticos de la etapa de factibilidad es mostrado en la Tabla 5.1 para cada dominio estructural. La Tabla 5.1 incluye además los ángulos propuestos en la etapa de prefactibilidad.

Respecto al análisis a escala de bancos, se observa que el diseño es estable, considerando los nuevos datos adquiridos para esta etapa del proyecto, ya que ningún ángulo propuesto para el diseño en la etapa de prefactibilidad es mayor a los ángulos propuestos en este estudio. De los resultados obtenidos a esta escala, es apreciable el aumento significativo del ángulo inter-rampa al considerar un 80% de retención de derrame. Por su parte, los análisis cinemáticos a escala inter-rampa, también entregan valores más altos para los ángulos inter-rampa que los propuestos en el nivel de perfectibilidad. La diferencia entre estos valores está relacionada con los nuevos valores de las propiedades resistentes de las estructuras que se consideraron en esta etapa del proyecto.

Tabla 5.1. Ángulos inter-rampa propuestos para los distintos dominios estructurales.

Dominio estructural	Ángulos inter-rampa Pre-factibilidad	Ángulos inter-rampa factibilidad
Veta de Barro	48°	50°
Los Laches	48°	52°
Perezosa Norte	49°	51°
Perezosa Sur	48°	48°

De los resultados obtenidos a través de los análisis cinemáticos a escala de bancos y a escala inter-rampa, se observa que los resultados son concordantes al momento de proponer un ángulo inter-rampa para el diseño de los taludes, en los distintos dominios estructurales definidos en la etapa de pre-factibilidad. Lo anterior se fundamenta en que en ambos casos los menores ángulos se observan para el dominio estructural La Perezosa Sur. Al comparar los resultados obtenidos para los análisis cinemáticos a escala de bancos y a escala inter-rampa, se observa también la correspondencia en los valores de los ángulos inter-rampa máximo que se pueden alcanzar en cada dominio estructural. Ambos resultados muestran que, en relación al máximo ángulo inter-rampa, se destaca que los dominios con mayor ángulo inter-rampa corresponden a Los Laches y La Perezosa Norte. También se observa que los valores obtenidos a escala inter-rampa son más conservadores que los resultados a escala de bancos. Esta diferencia no es atribuible a un factor de forma clara, ya que las metodologías empleadas son distintas para ambos análisis. Sin embargo, es un resultado esperable considerando la mayor escala a la que se realiza el análisis inter-rampa y, por lo tanto, la acción de las fuerzas desestabilizantes sobre la superficie de ruptura, debido al aumento de la masa deslizante, aumenta.

Los resultados de los análisis de equilibrio límite para el caso estático, considerando un escenario con drenaje natural, muestran que aproximadamente un 65% de los casos no cumple con el criterio de aceptabilidad adoptado para el proyecto. Considerando el caso sísmico en un escenario con drenaje natural, se observa que aproximadamente un 75% de los casos no cumple con el criterio de aceptabilidad adoptado para el proyecto. Por otro lado, al considerar los resultados obtenidos para el caso despresurizado, se tiene que, tanto para la condición estática como la sísmica, todos los factores de seguridad cumplen con el criterio de aceptabilidad adoptado. Adicionalmente se observa una tendencia a la disminución de los factores de seguridad conforme avanzan las etapas del proyecto.

En consideración de lo anterior, cabe destacar que la presión de poros corresponde a un factor de primer orden en el control de la estabilidad global del talud. Esto se debe principalmente a que la presión de poros actúa como una fuerza desestabilizante sobre la superficie de ruptura, por lo tanto, al disminuir la presión de poros (bajar el nivel freático) se tiene como consecuencia la mitigación de la fuerza desestabilizadora que se produce sobre la superficie de ruptura, obteniendo factores de seguridad mayores. Este aumento del factor de seguridad es observable directamente al comparar los factores de seguridad en las distintas etapas del proyecto que son mostrados en las Tablas 4.2.2.1 y 4.2.2.2. De esta manera, el sistema de drenaje corresponde a la herramienta que permite que el diseño de los taludes propuestos cumpla con los criterios de aceptabilidad adoptados a nivel global.

Considerando los resultados a las distintas escalas, no resulta necesario modificar el diseño con el fin de aumentar la estabilidad, ya que en ningún nivel de análisis se observan sectores inestables. Sin embargo, parece razonable modificar el diseño aumentando los ángulos inter-rampa. Como método de optimización, considerar solo un 80% de retención parece aceptable, teniendo en cuenta que el riesgo de comprometer la seguridad operacional es bajo. De esta manera es deducible que podría existir una pequeña optimización al diseño del talud, ya que los ángulos inter-rampa obtenidos en esta etapa del proyecto son mayores a los presentados a nivel de perfectibilidad (Tabla 5.1).

Teniendo en cuenta que los resultados a escala inter-rampa son más conservadores que los obtenidos a escala de bancos, la modificación del diseño debe alcanzar como máximo los ángulos obtenidos en los análisis de estabilidad a escala inter-rampa, asegurando la estabilidad a ambas escalas. La diferencia entre estos valores está relacionada con los nuevos valores de las propiedades resistentes de las estructuras que se consideraron en esta etapa del proyecto.

Por otro lado, los análisis de equilibrio límite indican que el diseño en algunos sectores se cumple de forma límite el criterio de aceptabilidad propuesto, esto es, que algunos análisis en condición estática y despresurizada presentan un factor de seguridad muy cercano a 1.3. Por lo tanto, para realizar una optimización al diseño del talud basada en los mayores ángulos inter-rampa obtenidos en los análisis cinemáticos, es necesario corroborar el nuevo diseño optimizado con un nuevo análisis de estabilidad global. En esta etapa se debe tener especial cuidado, ya que la inestabilidad podría observarse a nivel global, como respuesta del macizo rocoso a la modificación del diseño.

A pesar de que se observó que la estabilidad global es principalmente controlada por la presión de poros, al aumentar los ángulos inter-rampa no se puede asegurar que, solo ajustando el drenaje de los taludes se alcance una estabilidad acorde con el criterio de aceptabilidad adoptado. Esto es, porque aumentando los ángulos de inter-rampa, la inestabilidad podría ser controlada completamente por las propiedades resistentes del macizo rocoso. Dependiendo de las propiedades resistentes del macizo rocoso, habrá un máximo ángulo global que cumpla con el criterio de aceptabilidad adoptado, pues el talud presenta un ángulo global máximo, sin considerar presión de poros, lo que permite definir un diseño de talud estable. Estos ángulos máximos son representados, en este caso, por los ángulos en los taludes considerados en los perfiles estudiados bajo condiciones drenadas y estáticas. Un ejemplo de este control a nivel de macizo rocoso es representado por la sección 2 en el año 10 (Figura 5.1), que bajo condiciones estáticas y despresurizadas se obtiene un factor de seguridad de 1.34.

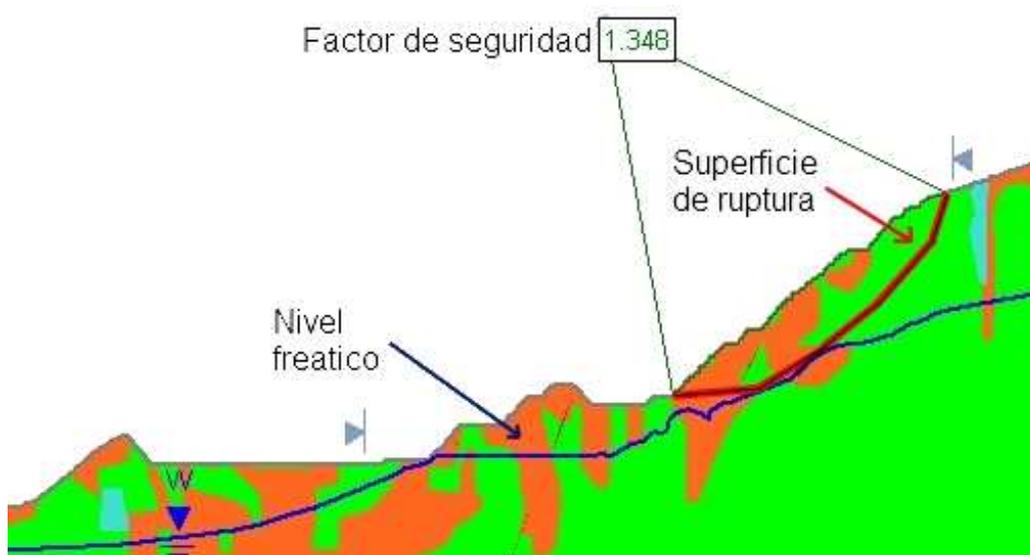


Figura 5.1. Sección 2, año 13, escenario despresurizado y estático (FS=1.348).

Es apreciable en la Figura que el nivel freático casi no afecta a la superficie de ruptura estudiada, por lo tanto la falla responde puramente a las condiciones de macizo rocoso. Es esperable que al aumentar el ángulo global del talud el factor de seguridad disminuya debido al aumento que se produce en las fuerzas desestabilizantes, como consecuencia del aumento del volumen de material sobre la superficie de ruptura. De esta manera, el diseño del talud sólo puede ser optimizado en los sectores donde los factores de seguridad no se cumplan de forma límite.

De esta forma, la estabilidad del diseño del talud propuesto en la etapa de pre-factibilidad del proyecto está determinada principalmente por la presión de poros y las propiedades resistentes del macizo rocoso. De la misma forma cualquier modificación al diseño, considerando los nuevos ángulos inter-rampa obtenidos a través de los análisis cinemáticos, debe ser evaluada a escala global.

En adición a lo comentado anteriormente, cabe destacar que los análisis cinemáticos fueron realizados en condiciones estáticas y despresurizadas, ya que no se contaron con las herramientas necesarias para desarrollarlos considerando la presión de poros y carga sísmica. Por lo tanto, los resultados de los análisis cinemáticos sólo son comparables con los resultados estáticos y despresurizados a nivel global. Si bien la seguridad operacional del proyecto se ve menos comprometida por un deslizamiento a escala de bancos o inter-rampa, a nivel de ingeniería de detalle es conveniente realizar un análisis a escala de bancos e inter-rampa que incluya condiciones sísmicas y de presión de poros.

Como se señaló en los resultados del análisis de estabilidad global, en el caso estático y despresurizado alrededor de un 50% de los casos estudiados cumplen de forma límite el criterio de aceptabilidad adoptado ($FS \geq 1.3$). Por lo tanto, es esperable que un aumento en el ángulo del talud provoque la disminución de los factores de seguridad calculados, ocasionando que el nuevo diseño no sea viable.

Comparando los resultados obtenidos para los distintos dominios estructurales es apreciable que los dominios estructurales Veta de Barro y La Perezosa Sur presentan el ángulo inter-rampa de menor valor, considerando una altura inter-rampa máxima fija (150 m) con una retención del 80 %. Como factor responsable de estos resultados son atribuibles a que estos dominios presentan numerosos y amplios rangos donde la probabilidad de falla es alta (ver Tabla 4.1.2.2).

Considerando los datos presentados en la Tabla 5.1. donde se muestra que el Dominio estructural La Perezosa Sur presenta el menor ángulo de talud global, no es posible establecer una correlación clara entre el desfavorable control estructural presente en este dominio y la estabilidad global controlada por las propiedades del macizo rocoso y presión de poros, ya que los análisis de estabilidad global no se realizaron de forma particular a cada dominio, puesto que las secciones definidas consideran generalmente más de un dominio estructural. Si bien la sección 3 es la que muestra los factores de seguridad más bajos, éstos podrían corresponder tanto al dominio estructural La Perezosa Sur, como al dominio estructural Los Laches. Observando las secciones del Anexo 2, es apreciable que la roca predominante en el talud principal de la sección 3 es del tipo RM4, que se caracteriza por su mala condición geotécnica, siendo éste el principal responsable de los bajos factores de seguridad que presenta la sección.

Es destacable que el criterio de aceptabilidad adoptado para el diseño tiene como factor mínimo un valor de 1 ($FS \geq 1$). Si bien parece una consideración extrema desde el punto de vista de seguridad, su adopción se basa en que la carga sísmica horizontal considerada (0.17 g) se genera al suponer un periodo de retorno considerable (475 años) que corresponde también a una consideración extrema.

Finalmente se puede apreciar que el diseño es estable en todas sus escalas, siendo la más crítica la estabilidad a escala global, ya que los resultados del análisis de estabilidad muestran que muchos de los factores de seguridad obtenidos para las distintas secciones están muy cerca del factor de seguridad aceptable.

Desde el punto de vista geológico, no se puede establecer un factor claro que genere los menores ángulos inter-rampa propuesto para el dominio estructural La Perezosa Sur. Sin embargo, es apreciable en las Figuras expuestas en el marco geológico, específicamente la Figura 2.3 (geología del área de California) el aumento en la cantidad de estructuras hacia la parte sur del área propuesta para el rajo, siendo el dominio estructural de la Perezosa Sur donde se concentran la mayor cantidad de estructuras. Este dato también es observable en las Figuras 3.1.1 a la 3.1.4, donde se muestran el número de estructuras presentes en los distintos dominios estructurales. Esto aumenta la probabilidad de presentar direcciones desfavorables en el diseño del talud, provocando una disminución en el ángulo inter-rampa.

Finalmente cabe destacar que en la próxima etapa de ingeniería de detalle se debe realizar un análisis de estabilidad cinemático para el mecanismo de falla por volcamiento ya que estos estudios no contaron con las herramientas computacionales necesarias para este tipo de análisis.

5.2. CONCLUSIONES

De acuerdo con los estudios realizados, las siguientes conclusiones pueden ser establecidas:

Se realizó una revisión completa de los parámetros de diseño del rajo, basada en la integración de nueva información relativa a los parámetros resistentes de las discontinuidades incluida en el nivel de factibilidad del proyecto.

Las propiedades resistentes de las estructuras geológicas usadas en los análisis han sido derivadas de los ensayos de laboratorios realizados en esta etapa del proyecto y son distintas a las utilizadas en la etapa de ingeniería de pre-factibilidad del proyecto Angostura.

Como resultado de la revisión de los parámetros se recomienda una leve optimización al diseño del rajo, siempre y cuando el diseño optimizado cumpla con el criterio de aceptabilidad adoptado para la estabilidad global.

El diseño aquí recomendado se basa en la integración de datos geológicos, geotécnicos y estructurales, colectados para esta etapa del proyecto.

El análisis de estabilidad global fue realizado para los años 2, 4, 6, 8, 10 y rajo final. El aporte de estos análisis se basa en que se requiere la despresurización del talud para conseguir que el diseño cumpla con el criterio de aceptabilidad adoptado. El sistema de despresurización del talud debe estar en su lugar al final del año 2.

De acuerdo con el análisis de estabilidad global realizado en condición despresurizada el factor de seguridad cumple con el criterio de aceptabilidad adoptado para el proyecto: todos los factores de seguridad son mayores a 1.3 para el caso estático, y mayores a 1.0 para el caso sísmico.

Al comparar los resultados de los distintos análisis se concluye que el diseño del rajo es estable, de acuerdo a los datos que se manejan a la fecha y que es controlado principalmente por mecanismo de falla a nivel de macizo rocoso.

Los resultados obtenidos en los análisis cinemáticos para los distintos dominios estructurales muestran que el dominio con menor ángulo inter-rampa corresponde a La Perezosa Sur. Esta restricción puede deberse al mayor número de estructuras que se presentan en este dominio estructural, provocando un mayor número de direcciones desfavorables para el diseño del talud.

Según los resultados obtenidos, no es necesario modificar el actual diseño en función de mejorar la estabilidad de los taludes. En cambio, parece más razonable optimizar el diseño en los lugares donde la estabilidad global no se cumpla de manera límite, considerando los nuevos ángulos inter-rampa obtenidos para esta etapa del proyecto.

5.3. RECOMENDACIONES

Esta sección contiene las recomendaciones sobre los principales puntos de acción que debe tener en cuenta el próximo nivel que corresponde a la ingeniería de detalle.

Clasificación y caracterización del macizo rocoso

- Evaluación de los modelos estructurales y de macizo rocoso por medio de mapeo de detalle de nueva roca expuesta durante el pre-stripping.
- Refinamiento del modelo de macizo rocoso a una escala más pequeña (escala de bancos).
- Integración de parámetros de voladura, como la velocidad de perforación, consumo específico de explosivos, en el modelo de macizo rocoso.
- Muestreo detallado de los tipos de rocas (macizos) para evaluación de la abrasividad (e.g. determinación del índice de Cerchar)
- Establecimiento de un muestreo sistemático y plan de muestreo a escala de bancos (e.g. PLT, UCS, ensayos triaxiales, y mineralogía del material de falla).

Evaluación del riesgo para el plan de diseño en el corto plazo

Con el fin de anticipar cualquier potencial falla durante el desarrollo de los taludes, es recomendable revisar el plan de diseño minero a corto plazo, de forma mensual respecto de los principales sistemas de fallas en el área del proyecto Angostura. El propósito de esta actividad es prevenir la interrupción de la operación y desarrollar un plan de mitigación para asegurar la seguridad y continuidad del proyecto. Esta actividad debe formar parte del proceso de planificación minera a corto plazo.

Los principales impulsores de los riesgos geológicos e hidrogeológicos serán el modelo geológico y el modelo de estructuras mayores. El avance de la operación debe centrarse en estos dos aspectos.

Voladura Controlada

En el próximo paso de ingeniería se debe desarrollar un plan para minimizar la voladura controlada. Este plan tiene el propósito de minimizar el daño por voladura a las paredes del talud. Un patrón efectivo de voladura debe tener en consideración los diferentes macizos rocosos presentes en el rajo. Esta técnica mejorara el comportamiento del ángulo de cara de banco y aumentara la seguridad operacional del proyecto.

El objetivo general de una estrategia efectiva del control de la voladura es producir una buena fragmentación, disminuyendo la pila de estériles y disminuyendo el daño al talud.

Plan de gestión del Talud.

Durante la minería, el talud debe ser gestionado y su comportamiento debe ser monitoreado en relación a las condiciones esperadas y al nivel de aguas subterráneas. En particular, la naturaleza del tipo de macizo rocoso tipo 4 y orientación de de las fallas mayores conducirán el actual comportamiento de los taludes.

El objetivo general y beneficios de un plan de gestión geotécnica es proveer un input en asuntos relacionados con el diseño minero y la seguridad minera. Los aspectos del diseño del talud se encuentran en curso y no paran hasta el final de la operación minera. Los tipos de macizos rocosos que son presentados para el proyecto y los sistemas de fallas mayores requieren una cuidadosa evaluación durante la operación minera debido a sus diferencias y variabilidad. La implementación de un plan de gestión de talud en el rajo del proyecto Angostura puede proveer a los planificadores mineros la oportunidad de re-evaluar el actual diseño del talud basado en la medida y evaluación del comportamiento de los taludes existentes.

Plan de monitoreo del Talud

Un plan monitoreo completo tiene que ser implementado en una etapa temprana de la operación minera. El monitoreo es una herramienta invaluable para la evaluación del rendimiento del diseño del talud y del riesgo de falla, y para la mitigación el riesgo de falla. El principal objetivo del monitoreo de talud puede ser resumido como:

Mantener condiciones de operación seguras para proteger al personal y al equipamiento.

Informar de manera anticipada las zonas de inestabilidad potenciales, de manera que se pueda cambiar el plan para minimizar el impacto de la deformación del talud.

Proveer información geotécnica valiosa para el análisis de cualquier mecanismo de inestabilidad que se desarrolle en el talud, designado una apropiada acción de mitigación.

Evaluar el rendimiento del diseño de talud implementado.

6. REFERENCIAS

Barton, N. R., Bandis, S.C., 1990. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In rock joints, pro.int, symp. On rock joints, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephanson), 603-610. Rotterdam: Balkema.

Bieniawsky, Z. T., 1984. Rock mechanics design in mining and tunnel-ing. Balkema, Rotterdam, 272 pp.

Cortés, M., Colleta, B., Angelier, J., 2006. Structure and tectonics of the central segment of de Eastern Cordillera of Colombia. *Journal of South American Earth Sciences* 21, 437-465.

Felder, F., Ortiz, G., Campos, C., Monsalve, I., Silva, A., Jorner, J., 2005. Angostura Project, A high sulfidation Gold-Silver deposit located in the Santander Complex of North Eastern Colombia (en línea). <www.greystarresources.com> consulta: 24 de octubre 2010)

Geoblast, 2010. Geotechnical and hidrological studies for feasibility level, open pit, Angostura Project, Santander, Colombia. Internal report. 110 pp.

Hoek, E., Brown, E. T., 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 34/8, 1165-1186.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., 2002. Hoek-Brown failure criterion -2002 edition (en línea). <www.rocksience.com/library/pdf/RL_1.pdf> (consulta: 24 de octubre 2010).

Horner, J., 2005. Structural geology and tectonics of Angostura project area. Technical report, 32pp.

iC Consulentes, 2009. Geological, geotechnical and rock mechanical services at Angostura. Internal report. 112 pp.

Ingeoriesgos, 2009. Seismic hazard study, Angostura Proyecto. Internal report. 33pp.

INGETEC I&D S.A., 2009. Estudio de hidrología, hidrogeología y línea base ambiental para el proyecto aurífero Angostura ubicado en el municipio de California, Departamento de Santander, República de Colombia.

ISMR, 1987. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abs.* Vol. 15, 319-368.

Mathur, R., Ruiz, J., Herb, P., Hahn, L., Burgath, K.-P., 2003. Re-Os isotopes applied to the epithermal gold desposits near Bucaramanga, northeastern Colombia. *Journal of South American Earth Sciences* 15, 815-821.

Riedmuller, G., Brosch, F.J., Klima, K., Medley, E.W., 2001. Engineering geological characterization of brittle faults and classification of fault rocks. *Felsbau*, 19/4: 13-17.

Ríos, C., García, C., Takasu, A., 2003. Tectono-metamorphic evolution of the Silgará Formation metamorphic rocks in the southwestern Santander Massif, Colombian Andes. *Journal of South American Earth Sciences* 16, 133-154.

Roclab, v1.010, rocscience, Toronto, Canada.

Slide 5.0, rocscience, Toronto, Canada.

Taboada, A., Rivera, L.A., Fuenzalida, A., Cisternas, A., Hervè, P., Bijwaard, H., Olaya, J., Rivera, C., 2000. Geodynamics of the northern Andes: subductions and intracontinental deformation (Colombia). *Tectonics*, vol. 19/5: 787-813.