RESUMEN:

Los problemas relacionados a la inestabilidad de las laderas naturales en la zona del proyecto Paute Mazar, han afectado por igual al material suelto como a la roca descomprimida y/ó alterada del macizo rocoso.

El macizo del talud izquierdo del cuenco disipador está constituido por una intercalación de diversas rocas metamórficas, tales como filitas, esquistos cuarcíticos, micáceos, cloríticos, grafíticos y sericíticos, que junto a la descompresión, discontinuidades, nivel piezométrico y alteración del macizo, han generado una problemática que se traduce en la presencia de fisuras en el recubrimiento del hormigón lanzado y en movimientos tanto a profundidad como a nivel de superficie

Para el análisis de estabilidad global, se ha asumido que la superficie de rotura se desarrolla rompiendo el macizo rocoso. Entonces, se ha planteado la hipótesis de que el macizo rocoso obedece tanto al criterio de rotura lineal de Morh-Coulomb como al criterio de rotura no lineal generalizado de Hoek-Brown.

El análisis fue realizado con métodos de equilibrio límite **MEL** y tenso-deformacionales, dentro de los primeros se trabajó con el método de Morgenstern-Price y la técnica de optimización de la superficie de falla, y cuando se utilizó los segundos, se escogió el método de elementos finitos **MEF** y la técnica de reducción del esfuerzo cortante (**SSR**

Los resultados obtenidos con uno y otro método fueron muy similares, la superficie de falla obtenida con el **MEL**, coincide precisamente con los contornos de las máximas deformaciones por cortante, dados por el **MEF**.

PALABRAS CLAVES:

Instrumentación, Mohr Coulomb, Hoek-Brown, Morgenstern-Price, Mazar.

INDICE

1. INTRODUCCION 13
1.1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION 13
1.2. DESCRIPCION Y DELIMITACION DE LA ZONA DE ESTUDIO 14
1.2.1. ZONA DEL VERTEDERO: 14
1.2.2. TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO DISIPADOR: 15
1.3. PROBLEMÁTICA DEL TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO DISIPADOR 16
1.3.1. DESCOMPRESION DEL MACIZO ROCOSO 16
1.3.2. INESTABILIDADES 16
1.3.3. LITOLOGIA 17
1.3.4. DISCONTINUIDADES 17
1.3.5. ALTERACIÓN DEL MACIZO 18
1.3.6 Movimientos del macizo 18
1.3.7 Fisuras en el hormigón 18
1.4. OBJETIVO DE LA INVESTIGACION 18
1.5. ESTRUCTURA DE LA TESIS 19
2. INVESTIGACIONES GEOLOGICO – GEOTECNICAS 21
2.1. INTRODUCCION 21
2.2. GEOLOGIA REGIONAL 21
2.2.1. GEOMORFOLOGIA 21
2.2.2. LITOLOGIA Y ESTRATIGRAFIA 22
2.2.3. TECTONICA 24
2.2.4. RIESGO SISMICO 25
2.2.5. HIDROGEOLOGIA 25
2.3. GEOLOGIA DEL PROYECTO 27
2.3.1. LITOLOGIA Y ESTRATIGRAFIA 27
2.3.2. GEOLOGIA ESTRUCTURAL 28
2.3.3. GEOMORFOLOGIA 29
2.4. GEOLOGIA DEL SITIO DE OBRAS: MARGEN IZQUIERDA-CUENCO DISIPADOR 30
2.4.1. LITOLOGIA Y ESTRATIGRAFIA 30

2.4.2. GEOLOGIA ESTRUCTURAL 32
2.4.3. GEOMORFOLOGIA 34
2.5. RESUMEN 35
3. CARACTERIZACION GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO 37
3.1. INTRODUCCION 37
3.2. CLASIFICACIONES GEOMECANICAS 37
3.2.1 CLASIFICACION GEOMECANICA DE BIENIAWSKI (RMR) 38
3.3. RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD 42
3.3.1. RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE 42
3.3.2. CONSTANTES ELASTICAS-GEOFISICA 44
3.3.3. CRITERIOS DE ROTURA 47
3.4. DENSIDAD 52
4. INSTRUMENTACION Y MONITOREO 53
4.1. INTRODUCCION 53
4.2 PIEZOMETROS 53
4.3. INCLINOMETROS 54
4.4. EXTENSOMETROS 63
4.5. MOJONES SUPERFICIALES 68
5. FACTORES EXTERNOS QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DEL TALUD 72
5.1. INTRODUCCION 72
5.2. INFILTRACION 72
5.2.1. PRESION DEL AGUA 73
5.2.2. PERMEABILIDAD 75
5.3. DESCOMPRESION DEL MACIZO ROCOSO Y AFECCION POR VOLADURAS 75
5.3. SISMICIDAD 78
6. ANALISIS DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DEL TALUD 80
6.1 INTRODUCCION 80
6.2. GEOMETRIA DEL MODELO 81
6.3. METODOS DE EQUILIBRIO LIMITE 84
6.3.1 GENERALIDADES 84

6.3.2. FACTOR DE SEGURIDAD 85
6.3.3. BREVE DESCRIPCION DEL METODO DE MORGENSTERN – PRICE 87
6.3.4. APLICACIÓN DEL METODO DE MORGENSTERN – PRICE 89
6.3.5. HIPOTESIS GENERALES DEL MODELO 91
6.3.6. DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE ROTURA 96
6.3.7. INFLUENCIA DE CONDICIONANTES EXTERNOS EN EL Fs 102
6.3.8. OPTIMIZACION DE LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO 105
6.4. METODOS TENSO-DEFORMACIONALES 108
6.4.1. GENERALIDADES 108
6.4.2 BREVE DESCRIPCION DEL METODO DE ELEMENTOS FINITOS 109
6.4.3 APLICACIÓN DEL MEF 113
6.4.4 HIPOTESIS GENERALES DEL MODELO 114
6.4.5. INFLUENCIA DE LA DILATANCIA EN EL FACTOR DE SEGURIDAD 121
6.5. ANALISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS 122
6.6. FACTORES DE SEGURIDAD DE DISEÑO 128
6.7. ANALISIS DE ESTABILIDAD CON MEDIDAS DE REFUERZO 129
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
R E F E R E N C I A S 132

INDICE DE GRAFICOS

CAPITULO 2

2.1 Pluviosidad mensual para la zona del proyecto Mazar.
2.2 Relación entre las diferentes litologías y la calidad de la roca para el talud del cuenco.
2.3 Representación estereográfica de 779 planos de discontinuidad y foliación en el area del talud izquierdo del cuenco disipador.
2.4 Representación estereográfica de los sistemas principales de discontinuidades. (S1, S2 y S3) y de la foliación

CAPITULO 3

3.1 Inter-estratificación del macizo rocoso, para el perfil **8-8**

3.2 Inter-estratificación del macizo rocoso, para el perfil **8-8** una vez agrupadas las litologías según su RMR.

3.3 Círculos de Mohr y envolvente de falla.

3.4 Relación entre los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 para los criterios de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown,

CAPITULO 4

4.1 Relación de la pluviometría con los niveles piezométricos.

4.2 Lectura registrada por el inclinómetro **IN-1**

4.4 Relación de los desplazamientos de los inclinómetros con las voladuras y la sismicidad.

4.5 Relación de los vectores de movimiento de los inclinómetros con el talud y demas estructuras.

4.6 Interpretación de los datos de desplazamiento versus distancia desde el fondo del **E-01**

4.7 Relación del movimiento del **MS-3** vs. la pluviometría.

4.8 Relación de la velocidad con el tiempo para los mojones superficiales.

4.9 Relación de las velocidades con el tiempo para las cabezas de la instrumentación.

4.10 Dirección preferencial de los vectores de movimiento de los mojones superficiales.

CAPITULO 5

5.1 Diagrama de la red de flujo y presión de agua para un punto **A**

5.2 Relación del perfil natural del terreno con el perfil luego de los trabajos de excavación,

5.3 Inter-estratificación del macizo rocoso, para el perfil **8-8** luego de ser agrupados según el **RMR**

CAPITULO 6

6.1 Topografía de la zona estudiada del talud izquierdo del cuenco amortiguador.

6.2 Ubicación de los diferentes puntos dados por la instrumentación para el perfil **8-8**

6.3 Fuerzas que actúan en una dovela.

6.4 División de una masa deslizante en dovelas.

CAPITULO 6

6.5 Geometría y fuerzas que actúan en una dovela. Metodo de Morgenstern-Price.

6.6 Situación típica para una superficie de deslizamiento para un rango de

valores λ
y una función dada f(x),
6.7 Funcion arbitraria utilizada para el análisis de estabilidad.
6.8 Thrust Line para $f(x) = \text{half sin } x$
6.9a Superficie preestablecida por los inclinómetros, que pasa por los puntos **B**-**C**
6.9b Nivel piezométrico crítico con el que trabajará el talud: línea F-G
6.10 Superficie preestablecida por los inclinómetros que pasa por los puntos **B**-**C** modelo **A-a_1**
6.11 Determinación de la superficie con el menor Fs, modelo **B-a_1**
6.12 Relación de superficies: Modelos **A-a_1** y **B-a_1**
6.13 Relación de superficies: Modelos **A-a_2** y **B-a_2**
6.14 Análisis de sensibilidad modelo **A-a_2**,.
6.15 Relación de superficies: Modelos A-a_3 y B-a_3
6.16a Máximo nivel piezométrico del talud, antes de la construcción del sistema de drenaje.
6.16b Mínimo nivel piezométrico con el que trabajará el talud, una vez construido el sistema de drenaje.
6.17 Superficie de falla optimizada del Modelo **A-a_2**,
6.18 Análisis de sensibilidad para las ROCA DE MALA y MEDIANA CALIDAD en el modelo **A-a_2** con superficie optimizada.
6.19 Dimensiones mínimas que debe tener un talud para aplicar el MEF
6.20 Geometría, malla de elementos finitos y condiciones de contorno para el talud izquierdo del cuenco.
6.21 Distribución de esfuerzos verticales mediante el proceso **gravity loading**.
6.22 Curvas Tensión- Deformación para un modelo elasto-plástico perfecto.
6.23 Contorno de las máximas deformaciones por cortante, Modelo **A-a_2-MEF(MC)**
6.24 Puntos de plasticidad y tensión, Modelo **A-a_2-MEF(MC)**
6.25 Contorno de los desplazamientos totales, Modelo A-a_2-MEF(MC)
6.26 Malla Deformada una vez que se ha aplicado el SSR, Modelo **A-a_2-MEF(MC)**
6.27 Contornos del SRF , Modelo A-a_2-MEF(MC)
6.28 Detalle del **c**ontorno del SRF en el frente del talud. Modelo **A-a_2-MEF(MC)**,
6.29 Comparación del mecanismo de falla del modelo **A-a_2-MEF(MC)** cuando es ASOCIADO y NO ASOCIADO
6.30 Relación entre las superficies del Modelo **A-a_2** con y sin la aplicación de la técnica de optimización.
6.31 Detalle del GRAFICO 6.30: tramo de superficie no coincidente.
6.32 Relación de superficies **MEL** con el contorno de esfuerzos cortantes **MEF** modelo **A-a_2-MEF(MC**) y **modelo A-a $_2$**,
6.33 Diagrama de barras de los diferentes Fs vs. el método con el que han sido calculados.
6.34 Comparación del mecanismo de falla entre el modelo **A-a_2-MEF(MC)** y **A-a_2-**

MEF(HB)

6.35 Sistema de anclaje propuesto como medida de refuerzo.
6.36 Relación entre los Fs y el nivel de la berma.

INDICE DE TABLAS

CAPITULO 2

2.1 Porcentajes de la diversidad litológica en el área del talud izquierdo del cuenco
2.2 Orientación de los principales sistemas de discontinuidades, foliación y talud dentro del área estudiada

CAPITULO 3

3.1 Clase, calidad y valoración del **RMR** según Bieniawski
3.2 Agrupación de la estratigrafía según los valores del **RMR**.
3.3 Valores de los **RMR** para las capas 2,3 y 4 del talud izquierdo del cuenco disipador.
3.4 Resistencia a la compresión simple para diferentes litologías del área del embalse
3.5 Resistencia a la compresión simple para las diferentes CAPAS del talud
3.6 Perfiles de resistividad eléctrica e intersecciones con los perfiles de sísmica de refracción
3.7 Resultados obtenidos de los ensayos de sísmica de refracción y resistividad eléctrica para la unidad La Letra.
3.8 Estimación de las constantes elásticas para los diferentes horizontes geofísicos de la unidad La Letra
3.9 Estimación de las constantes elásticas estáticas para los materiales del talud izquierdo del cuenco amortiguador
3.10 Coeficientes de Poisson y Modulos de Young asumidos para los diferentes estratos del talud del cuenco.
3.11 Valores del **GSI**, **mi** y **D**, para las diferentes CAPAS del macizo rocoso del talud izquierdo
3.12 Valores de ***mb***, ***s*** y ***a***, para las diferentes CAPAS del talud izquierdo del cuenco
3.13 Valores de la densidad para los diferentes estratos del talud del cuenco

CAPITULO 5

5.1 Valoración del **RMR** para la zona de descompresión ó CAPA1 para el talud del cuenco.

CAPITULO 6

6.1 Denominación de los modelos planteados para el cálculo de estabilidad según los valores de la cohesión.

6.2 Influencia de los condicionantes externos en la valoración del Fs**.**

6.3 Relación en porcentaje de los Fs respecto al Fs del modelo **A-a_2**

6.4 Influencia de los condicionantes externos en la valoración del Fs para la superficie de falla optimizada.

6.5 Influencia de los condicionantes externos en la valoración del Fs para un criterio de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown.

6.6 Relación en porcentaje entre los diferentes Fs con respecto al **MEF** NO ASOCIADO

6.7 Fs-requeridos de diseño

6.8 Relación de los Fs-requeridos de diseño con los Fs **MEL**, para el talud con el sistema de refuerzo.

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

MAESTRÍA EN GEOLOGÍA APLICADA Y GEOTECNIA

"ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DEL TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO AMORTIGUADOR DE LA PRESA MAZAR"

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE MAGÍSTER EN GEOLOGÍA APLICADA Y GEOTECNIA

AUTORA: ING. JANNETH LOJANO LÓPEZ

DIRECTOR: ING. JULIO ROBLES BOLAÑOS, MSC.

TUTOR: ING. RODRIGO CALPA CAICEDO

Cuenca, Ecuador

abril, 2010

AGRADECIMIENTOS

Mi agradecimiento imperecedero al director de mi Tesis Ingeniero Julio Robles Bolaños, por la acertada dirección de mi trabajo y por haberme permitido involucrar en uno de los proyectos más importantes realizados en el País. Proporcionándome no sólo la información pertinente, sino el asesoramiento técnico con profesionales de alto nivel académico y humano.

Expreso también mi agradecimiento al ingeniero Rodrigo Calpa Caicedo, por su invaluable aporte, quien con su conocimiento y gran experiencia supo darme las pautas claves para el desarrollo los aspectos geológico-geotécnicos de mi trabajo.

Mi agradecimiento especial para el ingeniero Pablo Chérrez Ramírez, no sólo por su impecable asesoramiento técnico, sino por la enrome paciencia y generosidad brindadas.

Al doctor Jaime Bojorque Iñiguez, debo agradecer por su valioso aporte y guía en el desarrollo de lo relacionado al análisis de la estabilidad global del talud, quien con su sapiencia y sencillez, supo hacer de cada consulta realizada una verdadera cátedra de la materia.

Finalmente agradezco al doctor Esteban Samaniego Alvarado, Director de la Maestría, no solamente por absolver oportuna y pacientemente las dudas y consultas

realizadas, sino sobre todo por su gestión al frente de la dirección, misma que ha propiciado que los estudiantes hayamos podido llevar a cabo nuestros proyectos de Tesis.

LA AUTORA

DEDICATORIA

A todas las personas para quienes el paso del tiempo no es un obstáculo para seguir estudiando.

"Aquí hubo un mar hace un millón de años

El hombre no lo sabe, mas la piedra se acuerda.

Pártela: hay un cangrejo en sus entrañas,

todo de piedra ya, forma magnífica

que se negó a ser polvo.

Ante el peñasco y el guijarro, piensa

que acaso fueron seres dolorosos ,

sangre y pulmones palpitantes.

Entre la ciega roca

y el trémolo extasiado de la salamandra

tan solo hay tiempo."

William Osp

Análisis de la estabilidad global del talud izquierdo del cuenco amortiguador de la presa Mazar

1. INTRODUCCION

1.1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION

Paute-Mazar forma parte del proyecto de electrificación Paute Integral, conformado por Mazar, Molino, Sopladora y Cardenillo, es una obra fundamental tanto para alargar la vida útil de la Central Paute Molino, como para incrementar su producción energética anual en más de 500 GW/h No solo es una de las obras más grandes y costosas construidas en toda la historia del Ecuador, sino que constituye "el corazón energético del País", que aprovechando el accidente geográfico natural de la Cola de San Pablo producirá un total 1962 MW de potencia y satisfará el crecimiento de la demanda energética del País.

El proyecto hidroeléctrico Paute-Mazar está localizado en el Austro Ecuatoriano en la Cordillera Real, sobre los límites de las provincias de Azuay y Cañar entre las coordenadas UTM: 764.567-9.713.199 (eje de presa) de las parroquias Rivera y Amaluza en el valle del río Paute. Esquemáticamente, consta de una **Presa de Enrocado**, de 166 m. de altura (medidos desde la cimentación), cuyo relleno de 4.80 millones de m^3 con pantalla de hormigón, formará un embalse de 410 millones de m^3 de volumen capaz de alojar 2 millones de m^3 anuales de sedimentos durante una vida útil de 50 años, **dos Vertederos** independientes para la evacuación de crecidas, y una **Central Subterránea** de 160 MW.

Los problemas relacionados con la inestabilidad de las laderas naturales tanto en el sitio de presa como en el embalse, dada su relevancia para el proyecto, han sido los más estudiados. A la mayoría de ellos se los ha definido como complejos, los movimientos han afectado por igual al material suelto y a la roca alterada y /ó descomprimida del macizo rocoso [19].

Para el caso del talud izquierdo del Cuenco Amortiguador, que constituye parte del vertedero, cuya estabilidad global será estudiada en el presente trabajo de

Tesis, los movimientos del macizo rocoso están favorecidos, entre otros factores, por la inclinación de los planos de foliación y por la descompresión de la roca. Si ocurriera una falla global del talud, se produciría un taponamiento del fondo del valle del río Paute aguas abajo de la presa, lo cual sería catastrófico para el proyecto.

1.2. DESCRIPCION Y DELIMITACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

1.2.1. ZONA DEL VERTEDERO: La zona del vertedero está conformada por dos vertederos libres e independientes, localizados junto al estribo derecho de la presa de enrocado, y un cuenco disipador ó amortiguador ubicado en las dos márgenes del río Paute, aguas abajo de los vertederos. En términos generales cada vertedero consta de una toma, una rápida, y un salto de esquí para lanzar el agua hacia el cuenco amortiguador, y por ende hacia el cauce natural del río.

Tanto en el talud derecho, que está constituido por un filo estrecho al que se le ha denominado La Ermita, y que presenta zonas potencialmente inestables aguas arriba (Ermita Sur) y aguas abajo (Ermita Norte) de la presa, como en el talud izquierdo, que también presenta zonas potencialmente inestables, al que se le ha denominado La Letra, se han realizado vastas excavaciones a cielo abierto para la estabilización de las laderas y la construcción de las estructuras respectivas [19]. Las excavaciones realizadas en el talud derecho, alcanzan una altura aproximada de 220 m desde el nivel del estribo derecho de la presa, y representan un volumen que bordea los 2 millones de m^3 [14].

El vertedero libre tiene la capacidad de verter una crecida de 7.500 m^3/seg con un borde libre de 1.50 m respecto a la cota 2.164 m.s.n.m. del parapeto de la presa, y será utilizado en circunstancias poco frecuentes, tales como cuando se produzcan crecidas superiores a la capacidad del vertedero.

El “labio de descarga” de los saltos de esquí está ubicado en la cota 2.060 m.s.n.m., a 60 m de altura con respecto al fondo del cuenco amortiguador, que está en la cota 2.000 m.s.n.m. El “hoyo” del cuenco tiene un área de 8.670 m^2 y una longitud de 153 m con respecto al eje central de la estructura de

orientación N 37ºE, el 50% del área que fue excavada para su construcción se encuentra al lado derecho, y el otro 50% está sobre el lecho del río Paute y en su talud izquierdo, en donde llega hasta la altura de la cota 2015 m.s.n.m. del pie del talud , a lo largo de la cual se ha conformado una plataforma que constituye parte de la base del talud, cuya estabilidad global será el objeto de estudio del presente trabajo. En el ANEXO 1 se pude observar la ubicación del vertedero, cuenco amortiguador y talud izquierdo del cuenco.

1.2.2. TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO DISIPADOR: El talud izquierdo del cuenco amortiguador se ubica entre 200 y 550 m aguas abajo de la confluencia del río Mazar, en la coordenada UTM: 764.947-9.713.662 (eje del talud en la cota 2070 m.s.n.m.), su base de 225 m de longitud aproximada, y de orientación general N 37ºE, está limitada por el lecho del río, cuya cota promedio es de 2.006 m.s.n.m. El punto más alto, del área estudiada del talud, se encuentra en la cota 2.125 m.s.n.m. y su altura bordea los 120 m con una inclinación, luego de los trabajos de excavación, del orden de los 37°.

Para la conformación del talud se han excavado aproximadamente 0.82 millones de m³, y se han construido 10 bermas de 8 m de ancho, con talud 0.7H:1V, excepto la berma 2040 m.s.n.m. que tiene 4 m y la 2030 m.s.n.m. que tiene 2 m de ancho, y una plataforma (2015 m.s.n.m.) con cortes de altura promedio de 10 m. Adicionalmente se ha colocado el sostenimiento conformado por un sistema de pernos de 6 m de longitud, excepto en la berma 2015 m.s.n.m. en donde tienen 10 m distribuidos en una malla de 2x2 m, tanto los taludes como las bermas se encuentran cubiertos con una capa de hormigón lanzado cuyo espesor oscila entre 5 y 15 cm con una armadura ó de malla electrosoldada ó de fibra de acero, a excepción de la berma 2020 m.s.n.m. en donde se ha construido una losa que forma parte de una vía de acceso temporal.

Para la evacuación tanto de las aguas superficiales como de las subterráneas, el sistema de drenaje consta de drenes, sub-drenes, cunetas, cajas de registro, etc. [11].

FOTOGRAFIA 1: UBICACIÓN DEL TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO DISIPADOR

AREA DE ESTUDIO: delimitada con la línea en negro, su base contigua al lecho del río Paute, tiene una longitud de 225m. El talud tiene una altura de 120m. y una pendiente de 37°. En la fotografía se observan los trabajos de conformación de la plataforma en la cota 2.015m.s.n-m.

julio/2009

1.3. PROBLEMÁTICA DEL TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO DISIPADOR

En el macizo rocoso que conforma el talud del izquierdo del cuenco fundamentalmente se han observado los siguientes fenómenos:

1.3.1. DESCOMPRESION DEL MACIZO ROCOSO: Como consecuencia del desarrollo geo-morfológico sobre todo, y de las vastas excavaciones realizadas, se ha producido la descompresión del macizo rocoso en una capa de espesor significativo (ítem. 5.3), que se manifiesta, entre otras formas, por la presencia de fracturas abiertas, zonas de cizalla y permeabilidad elevada [21].

1.3.2. INESTABILIDADES: Antes de comenzar las excavaciones para la conformación del talud, ya han sido observados movimientos superficiales masivos de los materiales de cobertura y de la roca descomprimida. En la parte alta del cuenco, sobre la vía antigua Matrama-Mazar, se pueden observar fenómenos de reptación de poca profundidad y gran extensión, que forman parte del mega-deslizamiento La Letra, de dirección preferencial S-SE.

1.3.3. LITOLOGIA: Durante las excavaciones se observó, entre otras tipologías litológicas, la presencia de filitas, esquistos micáceos, grafíticos, sericíticos y esquistos negros cloríticos, así también una importante diversidad litológica dentro de tramos bastante cortos, en los que se intercalan rocas de calidad media (**RMR**[1] 60-41) con rocas de muy mala calidad (**RMR** 40-21).
Especialmente los afloramientos de las filitas y de los esquistos sericíticos y micáceos de foliación fina, al estar en contacto con el agua, se alteran rápidamente, convirtiéndose en un material fácilmente desmenuzable con la mano.

1.3.4. DISCONTINUIDADES: La conjugación de las diferentes familias de diaclasas con la foliación, que es la discontinuidad más notoria y persistente, junto a la dirección del talud, ha dado lugar a la formación de cuñas y fallas planares. También se han observado con cierta frecuencia, fenómenos de cabeceo y toppling.

FOTOGRAFIA 2: CONDICIONES DEL MACIZO ROCOSO

Condiciones del macizo rocoso en superficie, se pueden observar claramente los fenómenos de descompresión, alteración y toppling.

julio/2009

La parte baja del talud está controlada por las discontinuidades estructurales, a nivel del río se nota una descompresión y un hinchamiento del macizo rocoso, especialmente en donde los planos de foliación son paralelos al valle.
Aguas abajo del talud predominan los esquistos y filitas alterados y fracturados, cuyos planos de cizallamiento, paralelos a la foliación, y de foliación, presentan

[1] **RMR**=Rock Mass Rating, clasificación geomecánica desarrollada por Bieniawski

paredes lisas rellenas de mica y talco. Cabe remarcar que estas condiciones de las discontinuidades son muy frecuentes en la totalidad del talud [10].

1.3.5. ALTERACIÓN DEL MACIZO: La alteración del macizo se ha descrito principalmente como cloritización, sericitización y oxidación. Es más profunda en la cumbre de la colina, pudiendo ser calificada de mediana a completa. Conforme se desciende por el talud natural, el espesor del horizonte alterado disminuye hasta que la alteración se hace ligera, tendiendo a acentuarse conforme se llega a la superficie [19].

1.3.6. Con la finalidad de garantizar la estabilidad del talud, se ejecutaron trabajos de excavación, drenaje y sostenimiento, sin embargo, y pese a estar concluidos, la instrumentación colocada en el talud revela que todavía están ocurriendo movimientos del macizo rocoso, tanto a nivel superficial como a profundidad, cuya velocidad se incrementó durante los períodos en los que se realizaron las voladudas[2] del macizo y en las temporadas invernales.

1.3.7. También se han presentado una serie de fisuras y grietas en el hormigón lanzado que fue colocado en las bermas y plataformas, así como en la losa construida en la berma 2020 m.s.n.m. La distribución de la mayoría de las fisuras y grietas es anárquica, y no guarda relación alguna con las estructuras geológicas [13].

1.4. OBJETIVO DE LA INVESTIGACION

El objetivo del presente trabajo de Tesis, es el de realizar el análisis de la estabilidad global del talud izquierdo del cuenco amortiguador de la presa Mazar. Este análisis se lo realizará en función de los parámetros geomecánicos obtenidos y/ó adoptados por HIDROPAUTE, mediante el estudio de los testigos de los sondeos y de las observaciones in situ durante las excavaciones para la conformación del talud, así también en función de la

[2] Para la conformación de las bermas inferiores, se utilizaron cargas explosivas, a estos trabajos se los ha denominado voladuras.

geometría constructiva y de los resultados del monitoreo de la instrumentación colocada en el talud. Este análisis permitirá no solo validar las medidas de estabilización que ya fueron ejecutadas en el talud, sino que, y en caso de requerirse, sugerir otras soluciones, a fin de conseguir factores de seguridad aceptables según los diseños respectivos[3].

En general, la orientación de las discontinuidades con respecto al talud y a la foliación ha dado lugar a fenómenos de ruptura de bloques por volcamiento, deslizamiento, cuñas y toppling. Situación que no se abordará durante el desarrollo de este trabajo, ya que el tema de la estabilidad local del talud dada su extensión y complejidad, bien podría constituir otro tema de estudio.

1.5. ESTRUCTURA DE LA TESIS

En el Capítulo 2 se desarrollan los aspectos relacionados a las investigaciones geológico-geotécnicas que fueron realizadas tanto para la zona del proyecto, como para el área del talud izquierdo del cuenco disipador.

Con el propósito de obtener los parámetros de resistencia y deformabilidad, en el Capítulo 3 se aborda lo concerniente a la caracterización geomecánica del macizo rocoso, esto es, los ensayos de geofísica, la clasificación geomecánica de Bieniawski y el índice de resistencia geológica.

En el Capítulo 4 de instrumentación y monitoreo se hace una descripción e interpretación de los resultados de las lecturas de los piezómetros, inclinómetros, extensómetros y mojones superficiales colocados en el área del talud estudiado. Dicha interpretación es la base para la selección del perfil representativo del talud utilizado en el cálculo de la estabilidad global.

Los factores externos, tales como el nivel piezométrico, la descompresión del macizo rocoso y la sismicidad, influyen de manera ostensible en la estabilidad del talud y son estudiados en el Capítulo 5.

En el Capítulo 6 se realiza el cálculo de la estabilidad global del talud, mediante métodos de equilibrio límite y tenso-deformacionales. Para lo cual se han planteado diversas hipótesis, tales como las referentes a los criterios de rotura a los que obedecen los materiales del macizo rocoso. Para el análisis de la

[3] En el ítem. 6.6 se detallan los factores de seguridad (Fs) de diseño.

estabilidad global mediante los métodos de equilibrio límite se ha utilizado el método de Morgenstern-Price, y para el análisis con los métodos tenso-deformacionales el método de elementos finitos. Al final de este capítulo se realiza el análisis y comparación de los resultados obtenidos.

En el Capítulo 7 se presentan las conclusiones del estudio realizado y se dan las recomendaciones pertinentes.

2. INVESTIGACIONES GEOLOGICO – GEOTECNICAS

2.1. INTRODUCCION

Dada la importancia del Proyecto Hidroeléctrico Mazar, los estudios Geológico-Geotécnicos que fueron realizados desde el año 1981, abarcan a profundidad todos los aspectos inherentes a la Geología del sector en donde se emplaza la presa y obras anexas, es decir, entre la ciudad de Paute y San Pablo, de tal suerte que este capítulo, que en general es una síntesis de tales investigaciones, pretende dar una idea clara y concisa de la geología de la zona, enfocándose en la litología, estratigrafía, geomorfología, hidrogeología, y condiciones geoestructurales del macizo rocoso del talud izquierdo del cuenco amortiguador.

2.2. GEOLOGIA REGIONAL

2.2.1. GEOMORFOLOGIA

La Sierra Ecuatoriana, constituida por los Andes, tal como lo describe Núñez del Arco [24]: "Dos cadenas montañosa: La cordillera Occidental y la Central ó Real, así como una región deprimida, el Valle o Callejón Interandino, dividido por umbrales montañosos transversales, caracteriza el emplazamiento geomorfológico de la sierra. El callejón interandino así constituido, dio lugar a la formación de los valles o cuencas intramontanas…"

El río Paute, se forma en la unión de los ríos Burgay y Machángara, que provienen de las ciudades de Azogues y Cuenca, respectivamente, su curso se orienta hacia el Este y atraviesa la Cordillera Real y el Valle del mismo nombre, luego entra en la depresión de los ríos Upano y Namangoza, que separa la cordillera subandina de Cutucú de la cordillera Real.

Las características litológicas y estructurales del basamento rocoso han sido fundamentales en la definición del relieve, en la orientación del valle del río Paute (N-NE), en la distribución de la red de drenaje secundario y en los fenómenos de inestabilidad [22].

La alta erosión que produce del cauce del río Paute, no ha permitido la formación de terrazas con depósitos aluviales recientes, y las existentes se encuentran localizadas en el área de inundación y en las zonas de confluencia

de los ríos tributarios principales. La terraza de mayor extensión (Huarainac) se encuentra en la cuenca superior del río Paute.

En lo que respecta a la orientación del Valle, ésta tiene que ver con el eje del sinclinorio del río Paute, que está en sentido N-NE. Las fallas registradas tienen una orientación N-S y N-NE, y los diques que cortan a las rocas de la subdivisión El Pan, tiene un rumbo N-NE.

También se observan varios fenómenos de inestabilidad de los taludes. La mayoría de deslizamientos están localizados en los flancos derecho e izquierdo de los valles de los ríos Collay y Paute, hasta la desembocadura del río Pindilig en el Paute. En general se ha observado, deslizamientos tanto en suelos como en roca (unidad La Letra), flujos de material arcilloso que contiene grandes bloques de roca, reptación de suelos heterogéneos (Tuncay), derrumbes superficiales de roca deteriorada (Alao Paute), deslizamientos de roca sobre planos estructurales, volcamiento de los planos de foliación, caída de rocas, deslizamientos de roca (entre la quebrada Jordán y Pahuancay, y aguas abajo de la desembocadura del río Collay, flujos de lodo (Guachapala y Balzapata) [22].

Entre los factores morfogenéticos que han intervenido en el desarrollo morfológico del valle del río Paute se tienen: La orogenia Andina, la erosión gravitacional, la erosión fluvial y acumulación del material de transporte, y la meteorización química. Otros factores que también han intervenido (y siguen interviniendo) son: la deforestación, los eventuales sismos y la actividad antrópica especialmente.

2.2.2. LITOLOGIA Y ESTRATIGRAFIA

En las laderas del valle del río Paute, las unidades estratigráficas de la serie Paute (esquistos El Pan y metavolcánicos San Francisco), constituyen la unidad geológica base. En el área en la que se emplaza el proyecto, dichas unidades están cubiertas por varios depósitos cuaternarios, mientras que en la zona del embalse y en el perímetro del proyecto, están cubiertas por material volcánico de edad Terciaria (formación Tarqui) y depósitos cuaternarios.

(terraza morfológica Huarainac, formación Gualaceo, suelos residuales, terrazas aluviales antiguas, aluviales recientes, coluviales y glaciares).

También se ha observado algunos cuerpos plutónicos, tales como el batolito de Amaluza (Cenozoico), LLavircay, complejo ultramáfico Tampanchi y diques [22].

Según los estudios realizados sobre la Cordillera Real, por British Geological Survey 1994 [36], al complejo metamórfico de la cordillera Real se lo divide en 5 terrenos (Guamote, Alao, Loja, Salado y Zamora). Con base a este criterio, las rocas metamórficas sobre las que se emplaza el proyecto Paute Mazar corresponderían a la formación Alao, a la que a su vez se la subdivide en las rocas metavolcánicas y metasedimentarias de Alao - Paute, El Pan y Maguazo. Según este criterio, que es el que se utilizará a lo largo del desarrollo de este trabajo, la subdivisión Alao - Paute correspondería al grupo metavolcánicos San Francisco y esquistos El Pan, de la serie Paute [22].

2.2.2.1 SUBDIVISION ALAO PAUTE: "La subdivisión Jurásica (media-superior) Alao-Paute, está conformada por rocas de naturaleza metavolcánica y metasedimentaria que contienen esquistos (cuarcíticos, cloríticos, pelíticos, grafíticos), mármoles, horizontes de rocas verdes andesíticas y metatobas" [19].

2.2.2.2 SUBDIVISION EL PAN: "Está conformada por una intercalación heterogénea de paquetes de cuarcitas de color gris obscuro, esquistos grafíticos, sericíticos y mármoles gris obscuro; el conjunto ha experimentado un fuerte plegamiento, dando lugar a una estructura regional de un sinclinorio de dirección N-NE, **…"** [19].

2.2.2.3 FORMACION TARQUI: Son afloramientos de rocas volcánicas porfiríticas y dacíticas de edad Terciaria que han sido reconocidos al interior de los valles de los ríos Mazar y Llavircay.

2.2.2.4 CUATERNARIO:

Terraza Morfológica Huarainac: Se conoce con este nombre a los depósitos no consolidados que cubren la secuencia estratigráfica de la subdivisión El Pan y ocupan las áreas planas, ubicadas en el flanco izquierdo del río Paute entre Tuncay y el río Pindilig.

Los materiales sueltos fueron suministrados por derrumbes que se desarrollaron sobre rocas y material residual tanto de la subdivisión Alao-Paute como del complejo máfico y ultramáfico Tampanchi.

Formación Gualaceo: Son depósitos heterogéneos de fuente no definida. Están constituidos por varios horizontes de depósitos piroclásticos, intercalados con materiales de avalancha de escombros y coluviales, que incluye bloques de diferente diámetro, formas angulares y subredondeadas en matriz de colores café amarillento. Afloran en los alrededores de Guachapala, Paute y Dugdug [19].

2.2.3. TECTONICA

Se han reconocido tres fases de deformación tectónica, que en la zona del proyecto se deben a esfuerzos compresivos, y en las áreas vecinas a esfuerzos distensivos.

“Según Bristow, las rocas de la serie Paute y/o subdivisión Alao-Paute sufrieron el diastrofismo principal durante la fase laramídica, generando una compresión intensa en dirección general Oeste-Este”. Los pliegues que ocurrieron en esta fase, “son muy comprimidos, isoclinales, acompañados por una foliación extremadamente desarrollada y boudinage en los horizontes de roca competente; los pliegues mayores fueron sustituidos por fallas de empuje, resultando estructuras de escamas tectónicas.”

“Con posterioridad a la fase principal se produjeron por lo menos dos plegamientos adicionales que provocaron la rotación de las estructuras antiguas, ocurriendo en los horizontes filíticos, un plegamiento secundario, que a su vez generó una segunda foliación , de la misma intensidad que la foliación principal [22].

La principal estructura tectónica es el sinclinorio del río Paute, cuyo eje se alinea en dirección N-NE. También se ha identificado, tanto en la zona del

embalse como en el área del proyecto, algunos sistemas de fallamiento regional tales como: desplazamientos transcurrentes de pocos metros, escamas tectónicas, y varios sistemas de discontinuidades.

2.2.4. RIESGO SISMICO

El Ecuador se encuentra ubicado en la zona de convergencia de las placas Sudamericana y de Nazca. El choque convergente de estas placas, frente a la costa Ecuatoriana, ha generado un proceso de subducción de la placa oceánica bajo la continental. Como consecuencia de éste proceso, el Ecuador pertenece a una zona de alta sismicidad, relacionada con la presencia de varias fallas activas.

La geodinámica del Ecuador está influenciada por el cambio en la inclinación de la zona de subducción y gobernada por dos ambientes tectónicos: el Bloque Norandino y los Andes Centrales. “El sitio de emplazamiento de obras, ubicado entre los dos ambientes de deformación descritos, no presenta evidencias claras de fallamiento activo en su cercanía, a más de los sitios de concentración de sismicidad de baja magnitud asociada a la falla Peñas Coloradas y a una estructura aún no definida al Sur-Este del sitio Mazar” [19].

La sismicidad instrumental de la Red Nacional de Sismógrafos del Instituto Geofísico de la EPN[4], ha destacado como el evento más importante de la zona, en 10 años de registros, al terremoto de Macas ocurrido en 1995, ubicado a 80 Km al Este de la zona de emplazamiento de obras, de Ms=6,9 con su nube de réplicas. Fue localizado en la zona Subandina, pero con perturbación general en la región, tanto que algunas de sus réplicas en el rango de magnitud de 3 a 5, se ubicaron en las inmediaciones de la zona del proyecto [19].

[4] EPN Escuela Politécnica Nacional

2.2.5. HIDROGEOLOGIA

Los estudios realizados por HIDROPAUTE determinaron que la crecida máxima probable del río Paute en la zona del proyecto es 7500 m³/seg siendo este valor la base para el diseño de los vertederos [19].

A continuación, en el GRAFICO 2.1 se muestra la pluviosidad registrada en la estación de San Pablo, desde enero de 2007 hasta octubre de 2009, misma que servirá de base para la interpretación de las lecturas de la instrumentación colocada en el talud. Cabe remarcar, que dada la cercanía de la estación de San Pablo al proyecto Mazar, dichos datos se han tomado para ambos sitios.

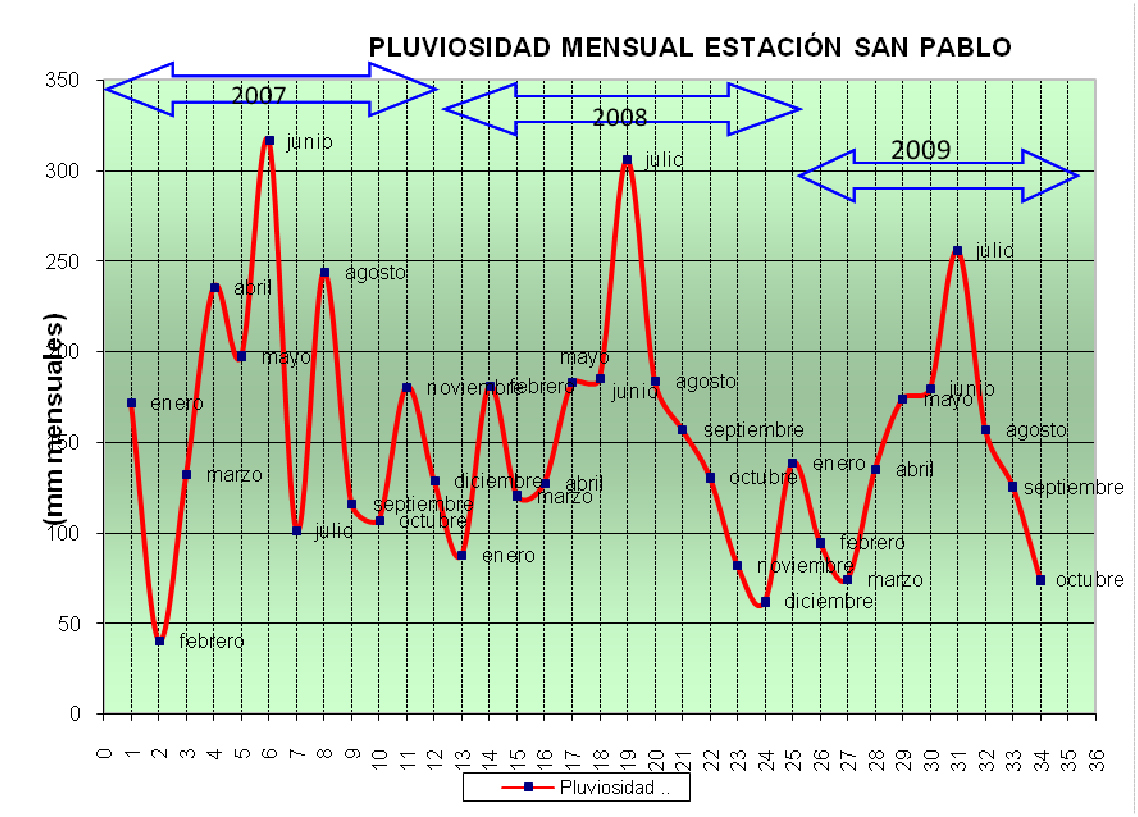


GRAFICO 2.1: Pluviosidad mensual para la zona del proyecto Mazar, desde enero de 2007 hasta octubre de 2009, los valores pico ocurren en el mes de julio del 2007, 2008 y 2009. (HIDROPAUTE [37])

2.3. GEOLOGIA DEL PROYECTO

2.3.1. LITOLOGIA Y ESTRATIGRAFIA

El basamento rocoso de la zona en la que se emplaza el proyecto, está atribuido a la subdivisión Alao-Paute (ítem 2.2.2). Dentro del área del proyecto y respondiendo a las características litológicas, se ha convenido en subdividirla en tres unidades: La Ermita, Ingapata y La Letra. El ANEXO 2 muestra de forma detallada la geología de la zona del proyecto.

2.3.1.1 Unidad La Ermita: Mapeada aproximadamente 250 m aguas arriba del sitio de presa, está formada por una intercalación heterogénea de capas y paquetes de cuarcitas, esquistos cloríticos, metatobas y meta-andesitas. Cerca del contacto con la unidad Ingapata los estratos son gruesos y masivos con alto contenido en sílice. Al alejarse de este contacto se nota tramos con capas de fina laminación, deformadas y notable disminución del contenido en sílice. Parte de las obras (tramo inicial de los túneles de carga y de desvío) se encuentran en esta unidad.

2.3.1.2 Unidad Ingapata: Se la ha dividido en tres miembros:

El miembro **superior**, de hasta 80 m de espesor, constituido por una intercalación de capas finas de esquistos cloríticos, alto porcentaje de cuarcitas grises y esporádicos niveles calcáreos en las fracturas y foliación.

El miembro **medio**, de 300 m de espesor aproximado, constituido por una secuencia alterna de esquistos cloríticos masivos y finamente laminados, esquistos cloríticos silicificados y cuarcitas masivas.

El miembro **inferior**, de 150 m de espesor aproximado, con esquistos cuarzo-muscovíticos, zoisiticos, de color gris oscuro en estratos masivos a finamente laminados que se alternan con paquetes de metavolcanitas. En esta unidad se ubican la mayor parte de las obras (vertedero, pozo de carga, chimenea de equilibrio, casa de máquinas y parte de los túneles de carga, descarga, acceso a la presa y desvío).

2.3.1.3 Unidad La Letra**:** Infrayace a la unidad Ingapata, está ubicada aguas abajo de la confluencia del río Mazar en el Paute, y está formada por una intercalación de paquetes de esquistos cloríticos de laminación fina, esquistos grafíticos, esquistos sericíticos, filitas, cuarcitas y metavolcanitas, entre otros. La mayor parte del túnel de descarga y del cuenco amortiguador involucran a esta unidad.

Cubriendo parcialmente a las unidades descritas, están los siguientes depósitos no consolidados:

Coluviales: con espesores que varían desde 5 hasta 42 m, representados por fragmentos angulosos de composición petrográfica variable, diferente grado de meteorización y tamaño, distribuidos en una matriz limosa de color café amarillento.

Terrazas antiguas: constituidas por bloques de diferente naturaleza petrográfica, formas redondeadas y subangulares, diámetros entre 0,10 y 1,50 m, distribuidos en una matriz de grava y arenas limosas muy oxidadas, su potencia varía entre 3 y 7 m y se sitúa en los pequeños cambios morfológicos existentes a escasos 10 m sobre el cauce del río Paute; las terrazas antiguas están cubiertas por escombros de deslizamiento y coluviones con espesores que varían entre 25 y 42 m.

Los depósitos aluviales recientes: se localizan en la cuenca de inundación del Paute y están formados por bloques de diferente naturaleza petrográfica, formas redondeadas y subangulares dispuestas en una matriz de grava y arena [19].

2.3.2. GEOLOGIA ESTRUCTURAL

Los buzamientos y las direcciones de los principales sistemas de fallas en la zona en donde se emplaza el proyecto son:

- 50/120, falla con desplazamiento de rumbo.
- 50/180, sistema de fallas casi paralelas a la foliación.
- 90/0, diques de rocas subvolcánicas.

El plegamiento principal de la zona es el sinclinorio del río Paute. En las unidades Ermita e Ingapata, se pueden observar plegamientos secundarios, debidos a la flexión (monoclinal) existente [19].

2.3.3. GEOMORFOLOGIA

En el sitio del emplazamiento los principales rasgos morfológicos se definen así: El valle de erosión del río Paute atraviesa casi perpendicularmente a la secuencia metamórfica de base, favorecida por el sistema de falla de orientación 50/120.

A continuación de la confluencia del río Mazar, el río Paute gira hacia el Este, favorecido por los planos de foliación de los esquitos cuarcíticos y filitas de la unidad La Letra. Luego de un recorrido de 400 m, cambia su curso hacia el Norte, favorecido por las discontinuidades, para finalmente retomar su dirección preferencial hacia el Este, paralelo a la foliación, en la zona de San Pablo.

El cambio de la pendiente transversal del terreno por debajo de la cota 2.200 m.s.n.m. define una morfología asimétrica, se observa bajo la cota 2.175 m.s.n.m. laderas con pendiente fuerte y abrupta con un claro predominio de la erosión fluvial respecto a la depositación y meteorización química (alteración). También se observan movimientos del terreno que afectan al horizonte de descompresión del macizo.

FOTOGRAFIA 3: EMPLAZAMIENTO DEL PROYECTO MAZAR

Detrás de la pantalla de hormigón de la presa, se puede observar la unidad La Letra, en donde se encuentra el talud izquierdo del cuenco. En primer plano, al lado derecho se encuentra la unidad La Ermita.

Sobre la cota 2.175 m.s.n.m. en cambio, las vertientes presentan menor pendiente, siendo relictos de un valle amplio y antiguo. Se nota mayor desarrollo de la alteración con la presencia de deslizamientos de extensión significativa, tal es el caso de Ermita Sur.

Los rasgos morfológicos guardan correspondencia con los diferentes cambios litológicos y con la competencia de las rocas. Se reconoce que algunas estructuras (fallas principales y/o secundarias, foliación y fracturamiento) controlan o definen el drenaje el cual se profundiza con preferencia en las zonas de mayor fracturamiento.

En las vertientes bajas, de la margen izquierda, movimientos del terreno, poco profundos, son favorecidos por los planos de foliación [20].

2.4. GEOLOGIA DEL SITIO DE OBRAS: MARGEN IZQUIERDA- CUENCO AMORTIGUADOR

2.4.1. LITOLOGIA Y ESTRATIGRAFIA

El talud izquierdo del cuenco amortiguador está conformado en su mayor parte por la unidad La Letra y por el contacto fallado con el miembro inferior de la unidad Ingapata, mismo que se presenta con una fuerte alteración, oxidación y laminación fina y constituye la discontinuidad que define el valle en el sector.

El ANEXO 3 muestra detalladamente la geología de la margen izquierda en donde se emplaza el talud estudiado.

2.4.1.1 UNIDAD LA LETRA:

Conformada por intercalaciones de paquetes de filitas, que representan el 35% del total de la litología expuesta en el área excavada, esquistos cuarcíticos, cloríticos, micáceos, cuarcítico micáceos (34%), grafíticos y sericíticos finamente laminados y en algunas localidades profundamente plegados y deformados, los dos últimos se encuentran en proporciones inferiores al 2%, también se han encontrado cuarcitas de colores gris claro a obscuras y metavolcanitas. Las rocas foliadas son dominantes sobre las rocas masivas. La gran mayoría de las rocas que afloran en la superficie de esta formación se presenta como filitas o esquistos gris-azul sericíticos muy foliados. Se destacó de las excavaciones realizadas, que tales esquistos son también muy influenciados por el agua, y cuando se exponen al aire, se alteran rápidamente [8].

Se encuentran cubriendo a la Unidad La Letra, varios depósitos coluviales, cuya descripción se la realizó en el ítem. 2.3.1.3. El porcentaje aproximado de las diferentes tipologías litológicas, dentro del área excavada, se muestran en la TABLA 2.1 y en el GRAFICO 2.2, cabe acotar que los contactos entre las diferentes litologías no son definidos, sino que más bien son zonas de transición.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	PORCENTAJE
CUARCITA NEGRA	QTZ SUP	3,00
METAVOLCANITA	MTV	1,50
CUARCITA	QTZ	10,00
ESQUISTO NEGRO CLORITICO SUPERIOR	X CLOR SUP	5,00
ESQUISTO CUARCITICO MICACEO + FILITAS	X Q-M+/-FIL	35,00
ESQUISTO CUARCITICO	X Q	6,50
ESQUISTO GRAFITICO	X GRAF	2,00
FILITAS	FIL	35,00
ESQUISTO NEGRO CLORITICO INFERIOR	X CLOR INF	2,00
TOTAL:		100,00

TABLA 2.1: Porcentajes de la diversidad litológica en el área del talud izquierdo del cuenco. Las filitas y los esquistos cuarcíticos micáceos + filitas constituyen las litologías predominantes.

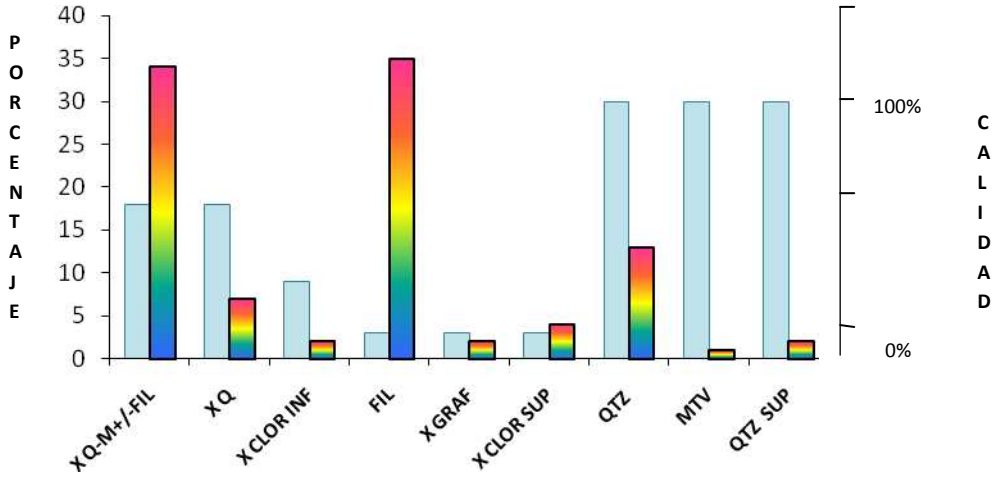


GRAFICO 2.2: Relación entre las diferentes litologías y la calidad de la roca para el talud del cuenco. Las **QTZ**, **MTV** y **QTZ SUP**, son las rocas de mejor calidad (100%) con respecto a las demás litologías que constituyen el talud, en cambio las **FIL**, **X GRAF** y **X CLOR SUP** son las peores.

2.4.2. GEOLOGIA ESTRUCTURAL

La orientación de los principales sistemas de discontinuidades (**S1**, **S2**, y **S3**) de la foliación y del talud, que fueron medidos por HIDROPAUTE durante los trabajos de excavación para la conformación del talud izquierdo del cuenco, se muestran en la TABLA 2.2 [31]:

DESCRIPCION	BUZAMIENTO/ AZIMUT
TALUD	55/127
FOLIACION	54/189
SISTEMA S1	88/99
SISTEMA S2	62/85
SISTEMA S3	71/307

TABLA 2.2: Orientación de los principales sistemas de discontinuidades **S1, S2,** y **S3**, foliación y talud de excavación dentro del área del talud izquierdo del cuenco.

Durante los trabajos de excavación del talud se midieron un número suficiente de planos, de tal suerte que las orientaciones tanto de los sistemas principales de discontinuidades como de la foliación reflejan las condiciones reales del macizo. El GRAFICO 2.3 muestra la representación polar de 779 planos de discontinuidad.

El análisis estructural relacionado con el corte del talud, establece que los sistemas de discontinuidades **S1**, **S2** y la foliación, forman varias combinaciones de cuñas, que favorecen la inestabilidad de ciertos bloques hasta el horizonte de roca fracturada. La orientación de las discontinuidades con respecto al talud y a la foliación ha dado lugar a fenómenos de ruptura de bloques por volcamiento, deslizamiento y toppling. En el GRAFICO 2.4 que muestra la representación estereográfica de dichos planos, se puede ver la relación de la orientación con respecto al talud de excavación. Situación que no se abordará durante el desarrollo de este trabajo, ya que el objetivo del mismo se enfoca al Análisis de la Estabilidad Global del talud.

Por otro lado, la intensa fracturación y alteración asociada al contacto fallado con la Unidad Ingapata, más la fina foliación en rocas de baja competencia como filitas y esquistos grafiticos de la unidad La Letra, han permitido calificar al macizo como susceptible a la erosión.

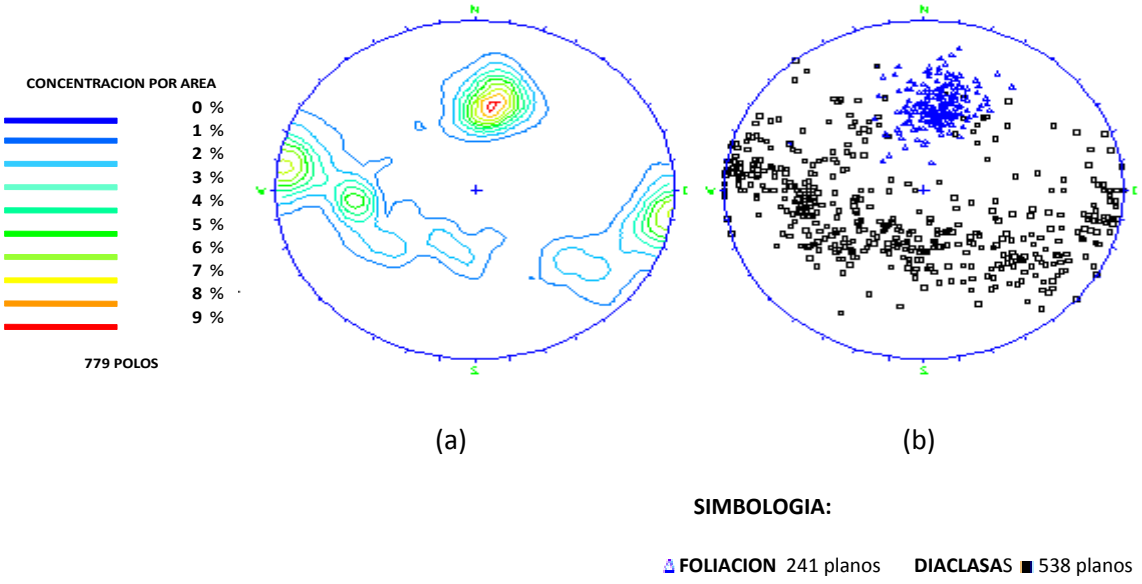


GRAFICO 2.3: Representación estereográfica de 779 planos de discontinuidad y foliación en el área del talud izquierdo del cuenco. Representación polar (b) y contornos de zonas con similar orientación (a). (HIDROPAUTE [32])

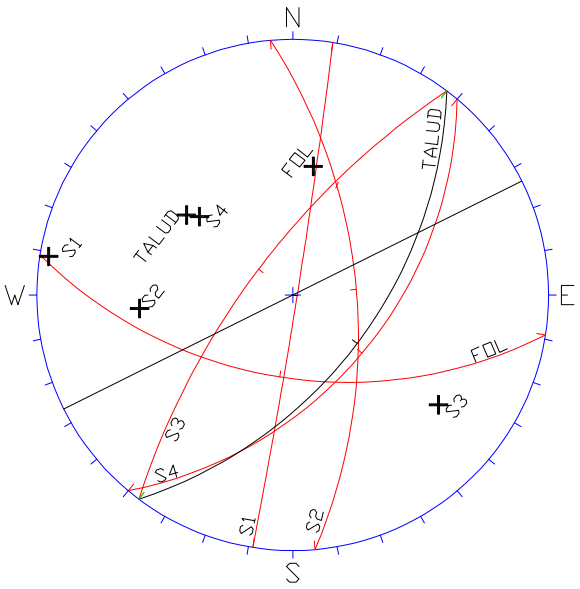


GRAFICO 2.4: Representación estereográfica de los sistemas principales de discontinuidades (**S1**, **S2** y **S3**) y de la foliación, y su relación con respecto al talud de excavación para la zona del talud izquierdo del cuenco disipador. (HIDROPAUTE [31] PLANO P2)

No se puede soslayar la importancia radical que tienen tanto la descompresión del macizo rocoso, como las condiciones de las discontinuidades , esto es, si las paredes de las mismas son lisas ó rugosas, la naturaleza y condiciones del material de relleno, la presencia de agua, el grado de alteración, etc. , en el comportamiento geomecánico del macizo rocoso. Todas estas características han sido cuantificadas durante la recolección de los testigos de los sondeos, y han tenido una incidencia directa para la determinación de los valores del **RMR** y **GSI**[5]**.**

2.4.3. GEOMORFOLOGIA

El talud izquierdo del Cuenco Amortiguador se encuentra ubicado aguas abajo de la confluencia del río Mazar en el Paute. A partir de este punto, el cauce del río gira hacia el este, para luego de un recorrido aproximado de 400 m retomar su dirección N-NE. La zona en la que ocurre este cambio de dirección del

[5] **GSI** Geological Strength Index

cauce, coincide con el centro de la base del talud cuyo análisis de estabilidad global se realizará más adelante.

Se pueden observar varias zonas potencialmente inestables, siendo la más extensa aquella ubicada justo antes del cambio de rumbo del cauce del río Paute, cuyo escarpe de deslizamiento relicto puede ser observado hasta la cota 2.175 m.s.n.m. Dentro de esta área también existen varios escarpes de menor magnitud.

FOTOGRAFIA 4: **TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO AMORTIGUADOR ANTES DE LA EXCAVACION**

Antes de los trabajos de excavación, a la izquierda se puede observar la confluencia del río Mazar en el Paute.

fotografía proporcionada por el ingeniero Julio Robles

Los taludes del cuenco, en esta margen son abruptos y escarpados hasta llegar a una altura aproximada entre el rango de las cotas 2.060 y 2100 m.s.n.m., para luego, y a mayor altura, disminuir gradualmente la pendiente.

Aguas abajo de la desembocadura del río Mazar, el cauce sigue paralelo a los planos de foliación de dirección W-E. En esta zona se puede ver mayor frecuencia de deslizamientos puesto que la inclinación de los planos de foliación contribuye en un alto porcentaje a los movimientos de las capas superficiales [22].

2.5. RESUMEN

El basamento rocoso sobre el que se emplaza el proyecto Paute-Mazar está conformado por las rocas metamórficas de la formación Alao y más

específicamente por la rocas de la subdivisión Alao-Paute, a la que a su vez, dentro del área del proyecto , HIDROPAUTE ha convenido en subdividirla en tres unidades, Ingapata, La Ermita y La Letra.

El talud izquierdo del cuenco amortiguador, que está integrado casi en su totalidad por la unidad La Letra, está constituido principalmente por una intercalación de filitas y esquistos cuarcíticos, micáceos, cloríticos, grafíticos sericíticos, cuarcita y metavolcanita; las dos primeras litologías son las más frecuentes, y las demás se encuentran en capas de pequeño espesor, a excepción de las cuarcitas .

La orientación de los sistemas de discontinuidades y de la foliación respecto al talud de excavación, ha dado lugar a la formación de cuñas, fallas planares y toppling, y junto a la descompresión del macizo rocoso y a la alteración de los planos de discontinuidad, han jugado un papel preponderante en la inestabilidad del macizo.

3. CARACTERIZACION GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO

3.1. INTRODUCCION

La fábrica, la historia geológica, la composición mineralógica, los procesos metamórficos y de meteorización, entre otros factores, son los que definen las propiedades físicas de las rocas y suelos, las cuales se reflejan en el comportamiento mecánico del material frente a los esfuerzos aplicados, mismo que se muestra por la resistencia (**σc** , **c**, **ϕ**,)[6] y deformabilidad (**E**, **v**) [7] del material.

La caracterización y clasificación del macizo rocoso que conforma el talud izquierdo del cuenco, se hizo sobre la base de los resultados de los ensayos de laboratorio, sondeos, investigaciones geofísicas, observaciones y levantamientos de campo. Cuando no se dispuso de ensayos específicos para la zona del talud del cuenco, se tomaron los resultados de los ensayos realizados en otras zonas del proyecto para materiales de similares características.

La evaluación de los parámetros de resistencia se realizó a partir de los valores del **RMR** obtenidos al aplicar la clasificación geomecánica de Bieniawski, los ensayos de compresión uniaxial, permitieron conocer los valores de la resistencia a la compresión simple, y mediante los ensayos de prospección geofísica, se conocieron los rangos de las constantes elásticas de los diferentes horizontes de roca que conforman el macizo rocoso.

3.2. CLASIFICACIONES GEOMECANICAS

Las clasificaciones geomecánicas de macizos rocosos forman la columna vertebral del diseño empírico, y son ampliamente utilizadas en los proyectos de ingeniería, y en muchos de ellos sirven como la única base práctica para los diseños [6].

---

[6] **σc** resistencia a la compresión simple
c cohesión
ϕ angulo de fricción

[7] **E** módulo de elasticidad
V coeficiente de Poisson

Para obtener una valoración sobre la calidad del macizo rocoso y sus respectivos parámetros resistentes, HIDROPAUTE utilizó la clasificación geomecánica de Bieniawski, cuyos rangos de valores obtenidos serán el punto de partida para el cálculo de la estabilidad global del talud, objetivo central de este trabajo de Tesis.

3.2.1 CLASIFICACION GEOMECANICA DE BIENIAWSKI (RMR)

Siendo el macizo rocoso un conjunto de bloques intactos separados por discontinuidades, las clasificaciones geomecánicas toman en cuenta las propiedades tanto de la roca intacta como de las discontinuidades. Particularmente, la clasificación de Bieniawski considera los siguientes parámetros geomecánicos:

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa.
2. Grado de fracturación en términos del RQD[8]
3. Espaciado entre discontinuidades.
4. Condiciones de las discontinuidades.
5. Condición de las infiltraciones de agua.
6. Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

Este sistema de clasificación desarrollado por Bieniawski en 1973, permite relacionar índices de calidad **RMR**, rock mass rating, cuyos valores oscilan entre 0 y 100, con parámetros geotécnicos del macizo. Distingue cinco clases de macizos, a los que les asigna una calidad y unas características geotécnicas según el **RMR** calculado, de acuerdo a lo mostrado en la TABLA 3.1:

[8] RQD Rock Quality Designation

CALIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS EN RELACION AL INDICE RMR							
CLASE	CALIDAD	VALORACION RMR	COHESION				ANGULO DE ROZAMIENTO
			Kg/cm²		KN/m²		
I	Muy Buena	100-81	> 4		> 392		> 45º
II	Buena	80-61	3	- 4	294	392	35º-45º
III	Media	60-41	2	- 3	196	294	25º-35º
IV	Mala	40-21	1	- 2	98	196	15º-25º
V	Muy Mala	<20		< 1		< 98	< 15º

TABLA 3.1: Clase, calidad y valoración del **RMR** según Bieniawski. La columna sombreada ha sido agregada a la tabla original para el desarrollo de este trabajo de tesis, con la finalidad de tener valores de la cohesión en KN/m² (adaptado de Gonzáles de Vallejo et.al. [7])

Tanto los trabajos de excavación como los diferentes sondeos que se realizaron en el talud izquierdo del cuenco disipador, permitieron identificar al menos 13 estratos de espesores métricos y contactos no definidos, y puesto que las fronteras de los horizontes rocosos son límites de cambio transicional, con litologías distintas y en diferentes condiciones de descompresión, HIDROPAUTE determinó para cada uno de ellos un rango de valores del **RMR** , tal como puede observarse en la TABLA 3.2 , y no un único valor. Para el caso del PERFIL **8-8**[9] la inter-estratificación del macizo se muestra en el GRAFICO 3.1.

[9] El perfil 8-8 fue el seleccionado para el análisis de la estabilidad del talud

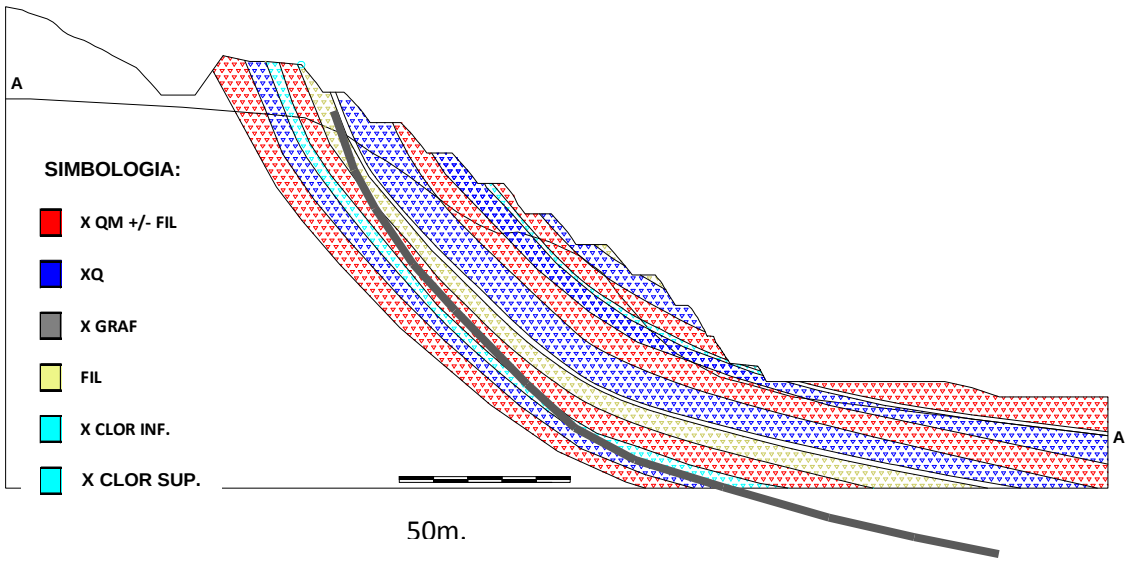


GRAFICO 3.1: Inter-estratificación del macizo rocoso, para el perfil **8-8**. La línea A-A delimita la zona de descompresión (adaptado de HIDROPAUTE [13] PLANO P1)

Con la finalidad de facilitar el análisis de la estabilidad del talud (para el desarrollo del presente trabajo), dichas litologías se agruparon en tres unidades geotécnicas ó "CAPAS" considerando el rango de sus respectivos valores del **RMR**, CAPA 2, CAPA 3 y CAPA 4, de acuerdo al siguiente detalle mostrado en la TABLA 3.2.

AGRUPACION DE ESTRATOS SEGÚN EL RMR			
DESCRIPCION	**CLASE**	**RMR**	**CAPA**
ESQUISTO CUARZO MICACEO +/- FILITAS (X QM +/- FIL)	BUENA	100-81	
ESQUISTO CUARCITICO (XQ)	BUENA	100-81	CAPA 4
ESQUISTO NEGRO CLORITICO INFERIOR (X CLR INF.)	MALA	60-41	CAPA 2
ESQUISTO CUARZO MICACEO +/- FILITAS (X QM +/- FIL)	MEDIA	80-61	CAPA 3
FILITAS (FIL)	MALA	60-41	
ESQUISTO FRAFITICO (X GRAF)	MALA	60-41	CAPA 2
ESQUISTO CUARCITICO (XQ)	MEDIA	80-61	
ESQUISTO CUARZO MICACEO +/- FILITAS (X QM +/- FIL)	MEDIA	80-61	
ESQUISTO CUARCITICO (XQ)	MEDIA	80-61	CAPA3
ESQUISTO NEGRO CLORITICO INFERIOR (X CLR INF.)	MALA	60-41	CAPA 2
ESQUISTO CUARZO MICACEO +/- FILITAS (X QM +/- FIL)	MEDIA	80-61	CAPA 3
FILITAS (FIL)	MALA	60-41	CAPA 2

TABLA 3.2: Agrupación de la estratigrafía en el talud izquierdo del cuenco, según los valores del **RMR**. Si el **RMR** es 60-41 la roca es MALA, si el **RMR** es 80-61 es MEDIANA y si el **RMR** es 100-81 la roca es BUENA.

La CAPA 2, está constituida por roca de MALA CALIDAD e incluye estratos de esquistos cloríticos y grafíticos y filitas. Intercalando a ésta, se encuentra la CAPA 3, integrada por roca de MEDIANA CALIDAD, con estratos de esquisto cuarzo micáceo +/- [10]filitas y esquisto cuarcítico. Finalmente, y conformando el estrato base, se encuentra la CAPA 4, de BUENA CALIDAD, contiene entre otras litologías, esquistos cuarzo micáceos y esquistos cuarcíticos, con menor grado de descompresión que los que conforman la CAPA 3.

Los valores del **RMR** para cada capa se muestran en la TABLA 3.3, en la que se correlaciona la clasificación de Bieniawski con las CAPAS 2, 3 y 4 del talud del cuenco:

CLASIFICACION DE BIENIAWSKI			TALUD CUENCO
CLASE	**CALIDAD**	**RMR**	**CAPA**
I	MUY BUENA		
II	BUENA	100-81	CAPA 4
III	MEDIA	80-61	CAPA 3
IV	MALA	60-41	CAPA 2
V	MUY MALA	40-21	

TABLA 3.3: Valores de los **RMR** para las capas 2, 3 y 4 del talud izquierdo del cuenco disipador.

En el GRAFICO 3.2, se puede observar la inter-estratificación asumida para el perfil **8-8**, una vez que los estratos han sido agrupados según sus **RMR**, misma que servirá de base para el análisis de la estabilidad del talud, la línea **A-A** delimita la zona de descompresión.

[10] +/- indica mayor ó menor contenido de

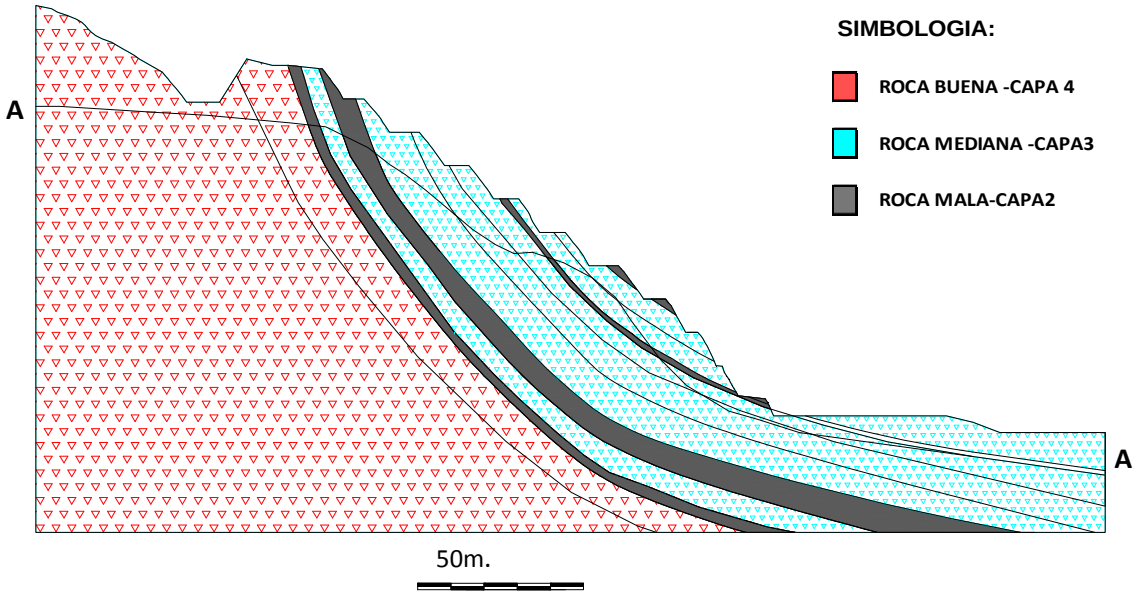


GRAFICO 3.2: Inter-estratificación del macizo rocoso, para el perfil **8-8,** una vez que fueron agrupadas las diferentes litologías según su **RMR**.

3.3. RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD

3.3.1. RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE

Tanto la litología de la roca como las condiciones en las que se encuentra, particularmente el grado de foliación, influyen de manera importante en el valor de la resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa, σ_{ci}.

En la TABLA 3.4 se muestra un resumen de los resultados de los ensayos de compresión simple, que fueron realizados para la zona del embalse. En virtud de que no se hicieron ensayos específicos para el talud izquierdo del cuenco, y puesto que los materiales del área del embalse tienen, respectivamente, similares características a los del talud del cuenco, se ha asumido los mismos valores para una y otra zona:

Competencia Resultante de la Roca y Foliación	Litología	RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAXIAL (MPa)				TALUD-CUENCO
		Ensayo Paralelo a la Foliación	Ensayo Perpendicular a la Foliación	Promedio	Rango	
Masiva, de Alta Resistencia	Cuarcitas	86,60 - 93,90	244,00		**100-250**	
	Esquistos cuarcíticos		133,50	117,00		
	Esquistos cuarcíticos cloríticos-biotíticos		120,80			
			226,60	110,80		
	Metavolcanitas					
Mediana Resistencia Medianamente Foliada	Esquistos cloríticos, cuarciticos. biotiticos.	44,10	64,10	56.1	**50-100**	**CAPA 4**
Baja Resistencia Altamente folidada	Esquistos cloríticos, fuertemente foliados, esquistos grafiticos, pizarras.	36,20	52,90	46,20	**<50**	**CAPAS 2 y 3**

TABLA 3.4: Resistencia a la compresión simple para diferentes litologías del área del embalse y su relación con la estratigrafía del talud izquierdo del cuenco. (adaptado de INECEL [19])

Al relacionar los valores de la TABLA 3.4 con el talud izquierdo del cuenco, se tiene que tanto por su litología, como por estar constituidas de material de MALA a MEDIANA CALIDAD, las CAPAS 2 y 3 del talud del cuenco, corresponderían a las rocas de " baja resistencia, altamente foliadas", igualmente, tanto por su litología, como por estar constituidas de material de MEDIANA a BUENA CALIDAD, La CAPA 4, correspondería a la roca de "mediana resistencia, medianamente foliada".

Los valores de la resistencia a la compresión simple asumidos para la matriz rocosa del macizo del talud izquierdo del cuenco amortiguador, se muestran en la TABLA 3.5:

RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAXIAL σci				
ESTRATOS CUENCO	**BIENIAWSKI**		**σci (MPa)**	
	Clase	**Calidad**	**Rango**	***σci* (Mpa)**
CAPA 4	II	Buena	**50-100**	50
CAPA 3	III	Media	**<50**	25
CAPA 2	IV	Mala	**<50**	10
CAPA 1 *	IV	Mala	**<50**	10

(*)La CAPA 1 corresponde a la zona de descompresión

TABLA 3.5: Resistencia a la compresión simple para las diferentes CAPAS del talud izquierdo del cuenco.

3.3.2. CONSTANTES ELASTICAS-GEOFISICA

Para conocer la geometría de los diferentes horizontes geofísicos, la presencia de estructuras geológicas, la posición del nivel freático y los módulos elástico-dinámicos de los materiales identificados, HIDROPAUTE realizó ensayos de prospección geofísica, tanto de Sísmica de Refracción como de Resistividad Eléctrica, que permitieron conocer las condiciones sub-superficiales del área de estudio, hasta una profundidad mayor a 100 metros.

La ubicación de los respectivos perfiles geofísicos, para la margen izquierda de la unidad La Letra, se muestran en el ANEXO 2. Con la finalidad de correlacionar, los resultados obtenidos con los dos métodos utilizados, cada perfil geofísico de Sísmica de Refracción se correlacionó con al menos un perfil de Resistividad Eléctrica [9].

3.3.2.1 SISMICA DE REFRACCION

Este método se basa en la relación existente entre la velocidad de propagación de ondas sísmicas (ondas P ó primarias y ondas S ó secundarias) producidas artificialmente, con la configuración geológica del subsuelo. Dicha velocidad básicamente depende tanto de las constantes elásticas como de la densidad del medio [9].

En el talud izquierdo, en la unidad la Letra, se realizaron cinco perfiles, con la siguiente denominación: **SR-18-EL**, **SR-19 -EL**, **SR-20-EL**, **SR-21-EL** y **SR-22-EL**, cuya ubicación y longitud se pueden observar el ANEXO 2.

3.3.2.2 RESISTIVIDAD ELECTRICA

Este método se basa en la medición de la resistividad (ρ) del terreno cuando se propaga a través de él corriente eléctrica continua. Al ser la resistividad una propiedad intrínseca de la roca, que depende de la litología, estructura interna, y sobre todo del contenido de agua, éste método permite tener una idea bastante clara de las características geológicas del área en donde es aplicado [7].

Se realizaron cuatro perfiles, cuya denominación e intersecciones con los perfiles de refracción sísmica, se detallan en la TABLA 3.6, por ejemplo, el

perfil SEV-11-EL se cruzó con el perfil SR-19-EL. En el ANEXO 2 se muestra su ubicación y longitud respectiva [9].

PERFIL	INTERSECCION CON:
SEV-10-EL	SR-18-EL y SR-20-EL
SEV-11-EL	SR-19-EL
SEV-12-EL	SR-18-EL y SR-21-EL
SEV-13-EL	SR-18-EL y SR-22-EL

TABLA 3.6: Perfiles de resistividad eléctrica e intersecciones con los perfiles de sísmica de refracción.

3.3.2.3 CORRELACION ENTRE LA GEOLOGIA Y LOS HORIZONTES GEOFISICOS:

RESULTADOS DE LA GEOFíSICA				
HORIZONTE	**REFRACCION SISMICA**	**RESISTIVIDAD ELECTRICA**	**CARACTERíSTICAS GEOLóGICAS**	**ESPESOR**
	(m/seg.)	(Ohm-m)		(m.)
SUPERFICIAL	300 a 700	72-1286	material de relleno, suelo	0<e<11
SEGUNDO	820 a 1100	3320	roca alterada	0<e<6
TERCERO	1600 a 2200	532-1558	roca medianamente alterada	0<e<46
CUARTO	3000 a 3900	215-∞	roca poco alterada o fresca	desconocido

TABLA 3.7: Resultados obtenidos de los ensayos de sísmica de refracción y resistividad eléctrica, para la unidad La Letra. (HIDROPAUTE [9])

Tanto los valores de la velocidad sísmica de las ondas P como los de la resistividad, han servido de base para interpretar, que en la unidad La Letra existen cuatro horizontes cuyas características geológicas inferidas y rango de espesores se detallan en la TABLA 3.7.

El horizonte SUPERFICIAL está constituido por materiales de relleno, poco o medianamente compactados; en algunas zonas en esta capa se pueden encontrar suelos ligeramente compactados o coluviales finos. El SEGUNDO horizonte por roca alterada. El TERCERO por roca medianamente alterada y finalmente el CUARTO horizonte está integrado por roca poco alterada a fresca, al ser el último estrato reconocido por la investigación no ha sido posible identificar su límite inferior.

En todas las capas identificadas existe una buena relación entre los valores calculados por ambos métodos de prospección geofísica. Es importante remarcar que ninguno de los valores de la resistividad eléctrica en los cuatro horizontes, se relacionó con concentraciones de agua subterránea [9].

3.3.2.4 DETERMINACION DE LAS CONSTANTES ELASTICAS

La relación entre los valores de las velocidades de las ondas compresionales Vp y la velocidad de las ondas de corte Vs permitieron conocer los valores de las constantes elásticas dinámicas: **E** (módulo de Young), **ν** (coeficiente de Poisson) y **μ** (módulo de rigidez), que se muestran a continuación en la TABLA 3.8. La zona del talud izquierdo del cuenco está incluida dentro del TERCER y CUARTO horizonte geofísico, zona sombreada en la tabla mencionada.

ESTIMACION DE LAS CONSTANTES ELASTICAS							
UNIDAD LA LETRA							TALUD CUENCO
HORIZONTE	PROBABLE LITOLOGIA	Vp	Vs	μ	ν	E	
				MPa.		MPa.	
SUPERFICIAL	material de relleno, su	300	141	28	0,36	76	
		700	343	200	0,34	537	
SEGUNDO	coluvial bloques medi	820	402	283	0,34	758	
		1.100	561	604	0,32	1.600	
TERCERO	coluvial grueso y/o	1.600	816	1.298	0,32	3.439	
	roca alterada	2.200	1.166	2.909	0,30	7.592	CAPAS 1-2
CUARTO	roca fresca	3.000	1.650	6.126	0,28	15.720	
		3.900	2.184	11.686	0,27	29.719	CAPAS 3-4

TABLA 3.8: Estimación de las constantes elásticas para los diferentes horizontes geofísicos de la unidad La Letra, y su relación con la zona estudiada del talud izquierdo del cuenco. (adaptado de HIDROPAUTE [19] ANEXO)

Los datos calculados pueden tener variaciones importantes, por tratarse de métodos indirectos que introducen una fuente de energía externa para generar reacciones de los materiales, las mismas que son medidas e interpretadas en términos geológicos-geotécnicos [9], cabe acotar que "Las fronteras geofísicas no necesariamente coinciden con cambios litológicos,/…/ ya que identifican paquetes de respuestas físicas similares" [9].

Los valores de los módulos elásticos dinámicos, pueden ser considerados entre 1.50 y 2.50 veces mayores a los módulos elásticos estáticos [19]. Sobre la base de esta premisa, a continuación, en las TABLAS 3.9 y 3.10, se muestran

los valores de las constantes elásticas estáticas asumidas para los materiales involucrados en el macizo del talud izquierdo del cuenco:

ESTIMACION DE LAS CONSTANTES ELASTICAS ESTATICAS					
UNIDAD LA LETRA					TALUD CUENCO
HORIZONTE		√	E	E estatico	
			MPa.	E /2,5 MPa.	
TERCERO	coluvial grueso y/o	0,32	3.439	1.376	
	roca alterada	0,30	7.592	3.037	CAPAS 1 Y 2
CUARTO	roca fresca	0,28	15.720	6.288	
		0,27	29.719	11.888	CAPAS 3 Y 4

TABLA 3.9: Estimación de las constantes elásticas estáticas para los materiales del talud izquierdo del cuenco amortiguador.

CONSTANTES ELASTICAS ASUMIDAS			
TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO			
		√	E
			MPa.
CAPA 1	ZONA DESCOMPRESION	0,32	1.370
CAPA 2	ROCA MALA	0,30	2.900
CAPA 3	ROCA MEDIANA	0,29	4.600
CAPA 4	ROCA BUENA	0,28	6.400

TABLA 3.10: Coeficientes de Poisson y Modulos de Young asumidos para los diferentes estratos del talud del cuenco [11].

3.3.3. CRITERIOS DE ROTURA

Un criterio de rotura es definido como una superficie restrictiva en términos de las tensiones principales (σ_1, σ_2, σ_3), debido a la dificultad que implica el montaje experimental en tres dimensiones, los criterios de rotura empíricos, que son bidimensionales, se expresan en función de las tensiones principales mayor y menor:

$$f\ (\sigma_1, \sigma_3) = 0$$

En donde:

σ_1 es la tensión principal mayor

σ_3 es la tensión principal menor

Cualquier estado de tensiones que no se encuentre dentro de dicha superficie, tácitamente, quebrantará el criterio de rotura [6].

Existen varios criterios de rotura, siendo los más utilizados el de Mohr-Coulomb y el de Hoek-Brown, de hecho, para el desarrollo del presente trabajo, se han utilizado ambos criterios, mismos que de forma sucinta se describen a continuación.

3.3.3.1 CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

Es un criterio lineal, que expresa la resistencia al corte del suelo a lo largo de un plano, mediante la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura, según la siguiente expresión [7]:

$$\tau = c + \sigma_n \tan\phi \qquad (3.1)$$

En donde:

τ y σ_n son las tensiones tangencial y normal sobre el plano de rotura.

c y ϕ son la cohesión y ángulo de rozamiento del suelo.

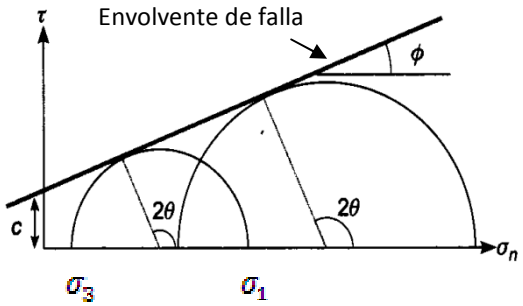


GRAFICO 3.3: Círculos de Mohr y envolvente de falla. (Gonzales de Vallejo et. al. [7])

El GRAFICO 3.3, ilustra de forma general el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, en función de los esfuerzos normales y tangenciales. Para un estado tensional situado por debajo de la envolvente de falla, no se producirá la rotura, no así cuando se encuentre sobre la envolvente de falla.

La expresión del criterio de rotura en términos del mayor y menor esfuerzo principal, es [7]:

$$\sigma_1 = \frac{2c\cos\emptyset}{1-\sin\emptyset} + \frac{1+\sin\emptyset}{1-\sin\emptyset}\sigma_3 \qquad (3.2)$$

3.3.3.2 CRITERIO DE ROTURA GENERALIZADO DE HOEK-BROWN:

El criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown (2002), tiene en cuenta el tipo de roca, el estado del macizo rocoso, las características de las discontinuidades y la no linealidad con el nivel de tensiones, entre otros factores. La expresión de este criterio de rotura no lineal en función de las tensiones principales mayor y menor es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left[m_b\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right]^a \qquad (3.3)$$

En donde:

$m_b, s,$ y *a* son constantes empíricas que dependen de las propiedades de la roca y de su grado de fracturamiento:

$$m_b = m_i \exp\left[\frac{GSI-100}{28-14D}\right] \qquad (3.4)$$

$$s = \exp\left[\frac{GSI-100}{9-3D}\right] \qquad (3.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left[e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}}\right] \qquad (3.6)$$

m_i, es una constante del material que depende de las propiedades de la roca y de su grado de fracturamiento.

GSI, "Geological Strenght Index" es un nuevo índice de calidad geomecánica para macizos rocosos, que se basa en la observación de la macroestructura del macizo y en el estado de las superficies de las discontinuidades

D, es un factor que depende del grado de perturbación al que ha sido sometido el macizo rocoso ya sea por el uso de explosivos o por esfuerzos de relajación de la roca.

σ_{ci} , es la resistencia a la comprensión simple de la roca intacta[11] [16]

[11] Los valores de σ_{ci} para el talud izquierdo del cuenco, fueron evaluados en la TABLA 3.5

En el GRAFICO 3.4, se puede observar la relación entre los esfuerzos principales σ_1 y σ_3, para los dos criterios antes mencionados, ecuaciones *3.2* y *3.3* respectivamente.

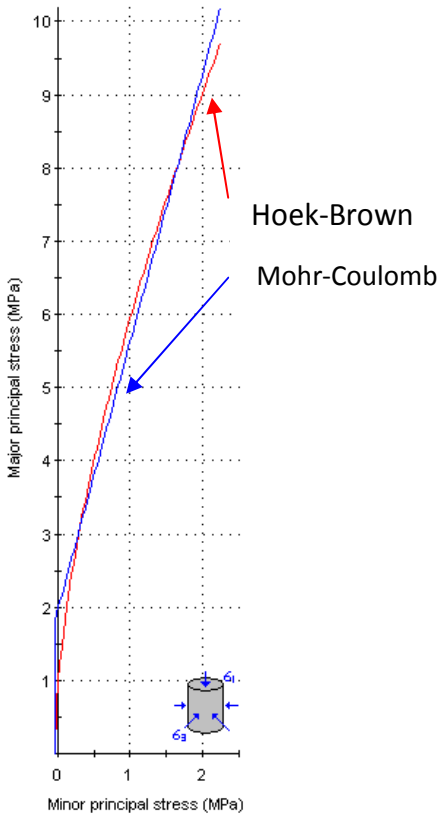


GRAFICO 3.4: Relación entre los esfuerzos principales σ_1 y σ_3, para los criterios de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown respectivamente. (salida gráfica del programa Roc-Date para la CAPA 4)

Para el macizo rocoso del talud izquierdo del cuenco, los valores de los parámetros para el criterio de rotura de Hoek-Brown, determinados por HIDROPAUTE, se muestran en la TABLA 3.11:

PARAMETROS: CRITERIO HOEK AND BROWN				
	CALIDAD DE LA ROCA	**GSI**	**mi**	**D**
CAPA 1	ZONA DESCOMPRIMIDA	20	7	0
CAPA 2	MALA	20	7	0
CAPA 3	MEDIANA	25	7	0
CAPA 4	BUENA	30	7	0

TABLA 3.11: Valores del GSI, mi y D para las diferentes CAPAS del talud izquierdo del cuenco [14].

Los **GSI** fueron evaluados con base a la relación, entre las exploraciones de campo y la tabla establecida para el efecto, ANEXO 4. El valor del **GSI**=20 para las CAPAS 1 y 2 corresponde a una roca altamente fracturada, con discontinuidades rellenas de material, de paredes lisas y altamente meteorizadas.

La CAPA 3, por estar la roca medianamente descomprimida, fue menos penalizada que la anterior al asumir un **GSI**=25, considerando que tanto la roca, como las discontinuidades están en mejores condiciones que las capas anteriores.

Para la CAPA 4 se asumió un **GSI**=30, puesto que la roca se encuentra en mejores condiciones que las capas anteriores.

El valor de 7 para el m_i, ha sido tomado de datos empíricos que constan en la literatura, ANEXO 5, y corresponde a una roca tipo metamórfica de clase foliada: esquisto. Considerando que m_i es una constante para la roca intacta, HIDROPAUTE ha adoptado dicho valor, para las cuatro capas del macizo rocoso del talud.

Con respecto al valor de **D**, este se ha tomado igual a cero, puesto que el efecto causado por las voladuras, ya ha sido evaluado en el valor del **GSI** adoptado, ya que "Una reducción de la resistencia producida al aplicar el factor **D**, es aproximada a la que produce una reducción de **GSI**, pues en la formulación de los parámetros m_b y s, se afecta directamente al término dependiente de **GSI**" [25].

La determinación de los valores de m_b, s y a, para cada estrato del macizo, se calculó con las expresiones *3.4*, *3.5* y *3.6*, cuyos resultados se muestran en la TABLA 3.12:

		σ_{ci}	mb	s	a
		KPa			
ZONA DESCOMPRIMIDA	CAPA 1	10000	0,402	0,0001	0,544
ROCA MALA	CAPA 2	10000	0,402	0,0001	0,544
ROCA MEDIANA	CAPA 3	25000	0,481	0,0002	0,531
ROCA BUENA	CAPA 4	50000	0,575	0,0004	0,522

TABLA 3.12: Valores de *mb*, *s* y *a* para las diferentes CAPAS del talud izquierdo del cuenco amortiguador.

3.4. DENSIDAD

La densidad natural del terreno, **γ**, de los diferentes estratos que forman el talud izquierdo del cuenco, fue determinada por HIDROPAUTE y se muestra a continuación en la TABLA 3.13

VALORES DE LA DENSIDAD γ			
TALUD DEL CUENCO	**BIENIAWSKI**		**γ**
	Clase	Calidad	KN/m³
CAPA 4	II	Buena	25
CAPA 3	III	Media	22
CAPA 2	IV	Mala	21
CAPA 1	IV	Mala	21

TABLA 3.13: Valores de la densidad para los diferentes estratos del talud del cuenco ([13,19]).

4. INSTRUMENTACION Y MONITOREO

4.1. INTRODUCCION

No se puede soslayar el hecho de que los problemas de inestabilidad son fenómenos dinámicos complejos, sin embargo, para determinar (en lo posible) y predecir el comportamiento del macizo rocoso, frente a las acciones tanto naturales como a las inducidas durante la ejecución de las obras, se colocaron piezómetros, inclinómetros, extensómetros y mojones superficiales. Tanto la distribución de la instrumentación colocada en el talud izquierdo del cuenco amortiguador, como la frecuencia y tiempo de su monitoreo, han permitido tener una idea de lo que acontece en toda el área del talud, esto es, la magnitud, velocidad y orientación de los movimientos, a nivel de superficie y a profundidad y su relación con la pluviometría, sismicidad y con las voladuras realizadas (entre el 12/02/2008 y el 04/04/2008) para la conformación del talud.

Para el desarrollo de este trabajo de Tesis, se utilizó la información disponible del monitoreo realizado hasta el mes de octubre de 2009, considerando, en primer lugar, que según las lecturas registradas en los últimos meses, en general, los movimientos han tendido a estabilizarse, y en segundo lugar, que el período de tiempo de registro, mayor a un año en la mayoría de los casos, es lo suficientemente confiable como para tener una idea del comportamiento del macizo rocoso bajo circunstancias muy diversas. En el ANEXO 6, se muestra la ubicación y los vectores de movimiento de la instrumentación colocada en el talud.

4.2 PIEZOMETROS

Se instalaron 4 piezómetros de cuerda vibrante: **PE-1**, **PE-2**, **PE-3** y **PE-4**, tres de ellos antes de la construcción del sistema de drenaje, mismos que permitieron conocer, tanto la relación de la pluviometría con el nivel piezométrico, como los máximos niveles del agua, antes y después de la construcción del sistema de drenaje (ítem. 1.2.2), valores, especialmente los últimos, que juegan un papel determinante en la estabilidad del talud.

Para el desarrollo del presente trabajo de Tesis, se han considerado los registros piezométricos desde el 19/09/2007 hasta el 10/10/2009. Cuyo lapso de tiempo es lo suficientemente amplio, y permitió inferir con bastante confiabilidad, el nivel de agua que tendrá el talud en el futuro.

4.2.1. PIEZOMETRO PE-1: Fue instalado el 19/09/2007 en la berma 2090 m.s.n.m., tiene 60 m de profundidad y una cota de fondo de 2030 m.s.n.m. En julio/2008 y julio/2009, que son los meses en los que ocurrieron las mayores precipitaciones, los niveles piezométricos alcanzaron los valores más altos, 2060.40 y 2063.40 m.s.n.m. respectivamente. En el GRAFICO 4.1, que muestra la relación de la pluviometría con los diferentes niveles piezométricos, se puede observar que antes y después de la construcción del sistema de drenaje, enero/2008, el nivel piezométrico ha sido bastante sensible a las precipitaciones. Nótese que una vez construido el drenaje, los máximos niveles piezométricos no volvieron a alcanzar los máximos valores que tuvieron antes, 2070.80 m.s.n.m. (punto **D**, GRAFICO 6.2), lo cual corrobora la eficacia del sistema de drenaje [12, 97].

Considerando que las lecturas del nivel piezométrico abarcan un lapso de tiempo de más de 24 meses, para la definición de la geometría del talud, cuyo análisis de estabilidad se realizará más adelante, se consideró que el máximo nivel de agua que tendrá el talud en el futuro no excederá la cota 2064 m.s.n.m. (punto **F**, GRAFICO 6.2), y que el mínimo nivel estará en la cota 2052 m.s.n.m. (punto **H**, GRAFICO 6.2).

4.2.2. PIEZOMETRO PE-2: Fue instalado el 10/10/2007 en la berma 2070 m.s.n.m., tiene 60 m de profundidad y una cota de fondo de 2010 m.s.n.m. En el GRAFICO 4.1, se puede observar que el nivel piezométrico tiene un comportamiento similar al del piezómetro **PE-1** [12].

El mayor nivel de agua registrado por el piezómetro, antes de la construcción del sistema de drenaje, se encontraba en la cota 2064 m.s.n.m. (punto **E**, GRAFICO 6.2). Posteriormente, el mayor nivel llegó hasta la cota 2046 m.s.n.m. (punto **G**, GRAFICO 6.2). Considerando que las lecturas del nivel

piezométrico abarcan un lapso de tiempo de más de 24 meses, se asumirá que el máximo nivel de agua que tendrá el talud en el futuro no excederá la cota 2046 m.s.n.m., y que el mínimo nivel estará en la cota 2036 m.s.n.m. (punto **I**, GRAFICO 6.2)[34].

4.2.3. PIEZOMETRO PE-3: Fue instalado el 19/11/2007 en la berma 2040m.s.n.m., tiene 60 m de profundidad y una cota de fondo de 1980 m.s.n.m. En el GRAFICO 4.1, se puede observar que el nivel piezométrico es menos sensible a las precipitaciones que los piezómetros **PE-1** y **PE-2**, y las variaciones del nivel antes y después de la construcción del sistema de drenaje están en el orden de los 3m [12].

El mayor nivel de agua registrado por el piezómetro, antes de la construcción del sistema de drenaje, se encontraba en la cota 2025 m.s.n.m. Posteriormente, el máximo nivel registrado llegó hasta la cota 2022 m.s.n.m. y el mínimo nivel a la cota 2017.80 m.s.n.m [34].

4.2.4 PIEZOMETRO PE-4: Fue instalado el 10/03/2008 en la berma 2070 m.s.n.m., tiene 60 m de profundidad y una cota de fondo de 2010 m.s.n.m. En el GRAFICO 4.1, se puede observar que el comportamiento del piezómetro no guarda relación alguna con la pluviometría [12].

El máximo nivel piezométrico registrado se encontró en la cota 2035.70 m.s.n.m., y el mínimo nivel en la cota 2035.30 m.s.n.m. [34].

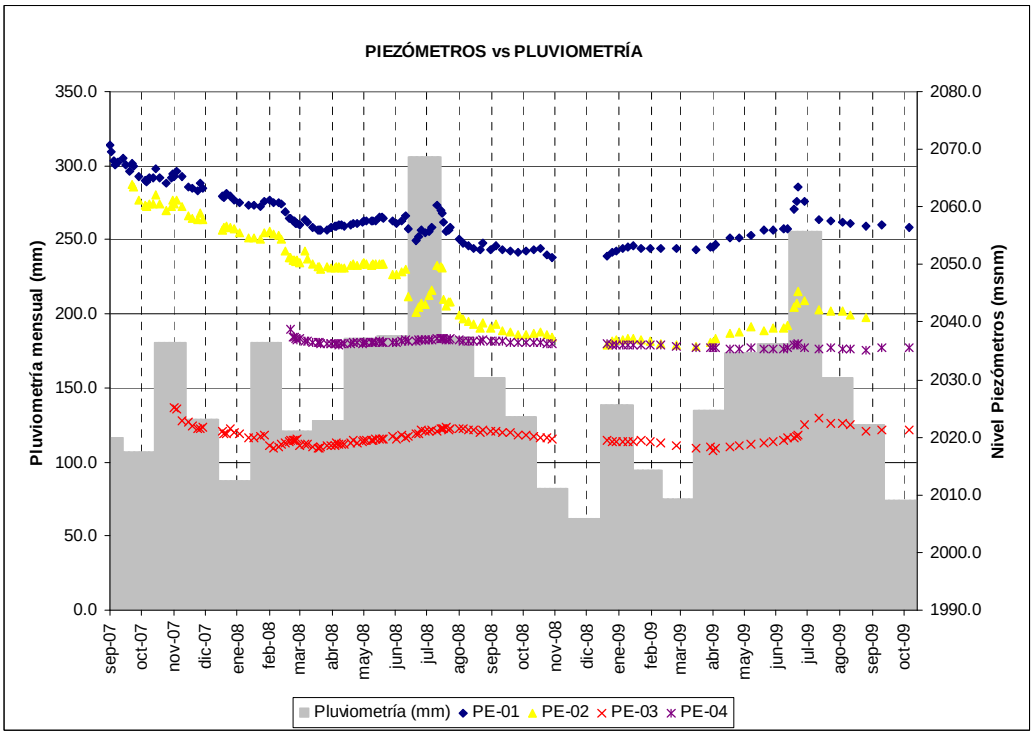


GRAFICO 4.1*:* Relación de la pluviometría con los niveles piezométricos. El comportamiento de los **PE-1** y **PE-2** guarda directa relación con la pluviometría, no así el **PE-03** y menos aún el **PE-04** (HIDROPAUTE [4] PLANO P10).

4.3. INCLINOMETROS

Los inclinómetos permitieron conocer la magnitud, profundidad, dirección y velocidad de los desplazamientos sub-superficiales del talud, y su relación tanto con las voladuras realizadas como con la pluviometría y por ende con los respectivos niveles piezométricos, así como con los movimientos que ocurren a nivel de superficie.

De los nueve inclinómetros instalados, **IN-1, IN-2, IN-3, IN-4, IN-5, IN-7, IN-8, IN-9** y **PG-112,** hasta la fecha en la que se registró la información para esta Tesis, cuatro de ellos, **IN-2, IN-4, IN-5** y **PG-112**, colapsaron, y por tanto salieron fuera de servicio en un lapso de tiempo menor a 70 días (excepto el **PG-112** que salió fuera de servicio mucho antes).

4.3.1. INCLINOMETRO IN-1: Ubicado en el centro de la berma 2110 m.s.n.m. tiene una profundidad de 50 m y su cota de fondo está a 2060 m.s.n.m. El eje **A**

es perpendicular al talud de excavación. La fecha de su instalación, 18/02/2008, coincidió con la de las voladuras realizadas para la conformación del talud, registrándose durante esos días desplazamientos del orden de 0.23 mm/día, Al final de las mismas dichos desplazamientos decrecieron, sin embargo, hasta la fecha de la última lectura registrada para este trabajo, 28/10/2009, el movimiento no ha cesado. Durante los últimos 18 meses la velocidad del desplazamiento ha disminuido gradualmente hasta 0.09 mm/día, considerando el lapso el tiempo transcurrido, se puede inferir que el movimiento ha tendido a estabilizarse. El desplazamiento total que se ha producido en ese intervalo de tiempo es de 59.90 mm, con una dirección que oscila entre los 149°y 140°azimut [10,4].

Desde que se instaló el inclinómetro, se produjo un desplazamiento importante a los 31.00 m de profundidad, esto es en la cota 2079 m.s.n.m, que coincide con el nivel inferior de los esquistos negros cloríticos (punto **B**, GRAFICO 6.2). En el GRAFICO 4.2, se puede observar detalladamente una de las lecturas registradas por el inclinómetro. **IN-1**

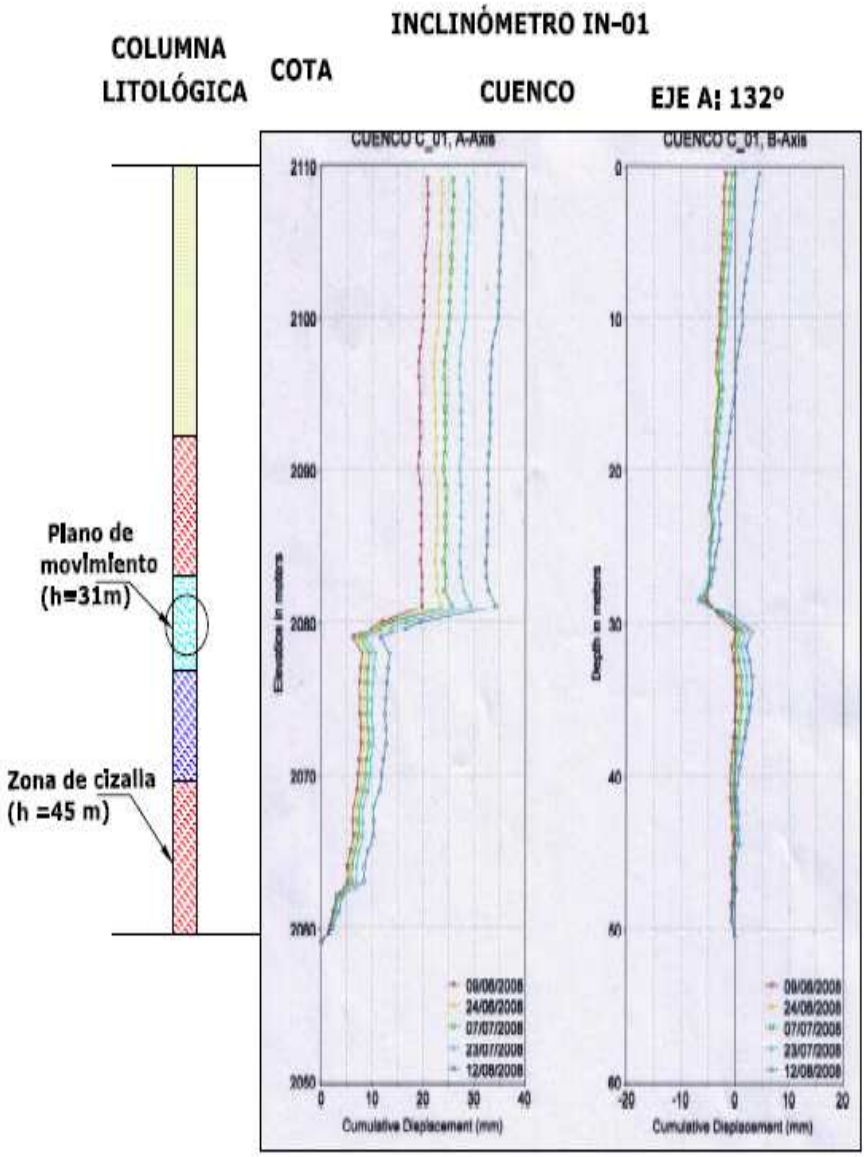


GRAFICO 4.2: Lectura registrada por el inclinómetro **IN-1**: A los 31m se ha producido un importante desplazamiento en el eje **A** (HIDROPAUTE [11] FIGURA 2).

4.3.2. INCLINOMETRO IN-2: Ubicado en el centro de la berma 2060 m.s.n.m. tiene una profundidad de 60 m y su cota de fondo está a 2000 m.s.n.m. El eje **A** es perpendicular al talud de excavación. La fecha de su instalación, 18/02/2008, coincidió con las voladuras realizadas para la conformación del talud, registrándose durante esos días desplazamientos del orden de 1.34 mm./día, una vez concluidas las voladuras, dichos desplazamientos se redujeron. Desde el 19/05/2008 hasta el 09/06/2008 ocurrió un incremento muy importante en la velocidad del movimiento, alcanzando valores de hasta 6.34

mm/día. El desplazamiento total producido en ese intervalo fue de 126.82 mm, con dirección entre los 96° y 92° azimut, a los 47 m de profundidad, esto es en la cota 2013 m.s.n.m., en el nivel de los esquistos grafíticos (punto **C,** GRAFICO 6.2). Días después, el inclinómetro salió de servicio [10,11].
Posteriormente, en el mismo sitio y a la misma profundidad, se instaló un nuevo inclinómetro **IN-2**, los desplazamientos producidos desde su instalación hasta la fecha en la que se registraron las lecturas para este trabajo, 24/10/2009, alcanzaron los 30.10 mm, con una dirección entre los 120° y 125° azimut y un gradual descenso de su velocidad, de 0.23 a 0.07 mm/día, lo cual ha permitido inferir que el movimiento se ha estabilizado [4].

4.3.3. INCLINOMETRO IN-3: Ubicado en el extremo aguas arriba de la berma 2050 m.s.n.m. tiene una profundidad de 50 m y su cota de fondo está a 2000 m.s.n.m. El eje **A** es perpendicular al talud de excavación. Fue instalado el 05/04/2008. Desde el 05/05/2008 hasta el 27/10/2009 tuvo un desplazamiento de 82.37 mm, con dirección entre los 130° y 135° de azimut y 26.00 m de profundidad, en un estrato no recuperado de filitas, cuya velocidad ha disminuido gradualmente, desde 0.24 hasta 0.14 mm/día, lo cual ha permitido inferir que el movimiento se ha estabilizado [10,12,4].

4.3.4. INCLINOMETRO IN-4: Ubicado en el extremo aguas abajo de la berma 2050 m.s.n.m. tiene una profundidad de 50 m y su cota de fondo está a 2000 m.s.n.m. El eje **A** es perpendicular al talud de excavación. Desde el 07/07/2008 hasta el 23/07/2008, fecha en la que el inclinómetro salió de servicio, se registró un desplazamiento de 60.03 mm, en la dirección de 130° azimut a una velocidad de 3.53 mm/día y a 36 m de profundidad, esto es en la cota 2014 m.s.n.m. que coincide con un estrato no recuperado de esquisto cuarcítico.
Posteriormente, en el mismo sitio y a la misma profundidad se instaló un nuevo **IN-4.** Desde el 19/08/2008 hasta la fecha en la que se registraron las lecturas para este trabajo, 24/10/2009, el desplazamiento total alcanzó los 26.70 mm con dirección entre los 119° y 121° azimut, cuya ve locidad ha descendido

gradualmente, de 0.26 a 0.060 mm/día, lo cual ha permitido inferir que el movimiento ha tendido a estabilizarse [13,11,4].

4.3.5. INCLINOMETRO IN-5: Ubicado en el extremo aguas arriba de la berma 2080 m.s.n.m. tiene una profundidad de 80 m y su cota de fondo está a 2000 m.s.n.m. El eje **A** es perpendicular al talud de excavación. Desde el 18/02/2008, fecha de su instalación, hasta cuando concluyeron las voladuras, tuvo un desplazamiento de 1.54 mm/día. Posteriormente la velocidad disminuyó a razón de 1.14 mm/día. El desplazamiento total producido en dicho lapso de tiempo fue de 87.00 mm. Desde el 18/04/2008 hasta el 19/05/2008, fecha en la que el inclinómetro salió de servicio, se registró un desplazamiento de 28.27 mm, a una velocidad de 0.91 mm/día a los 33 m de profundidad, esto es en la cota 2047 m.s.n.m., que coincidió con el nivel superior de los esquistos negros cloríticos.

Posteriormente, en el mismo sitio y a igual profundidad se instaló un nuevo **IN-5**. Las lecturas registradas indican que los desplazamientos producidos desde el 29/08/2008 hasta la fecha en la que se registraron las lecturas para este trabajo, 24/10/2009, alcanzan los 15.20 mm, con una dirección que fluctúa entre los 147° y 126° azimut, cuya velocidad ha de scendido gradualmente de 0.16 mm/día, hasta 0.03 mm/día, lo cual nos permite inferir, que el desplazamiento tiende a estabilizarse [10,11,12,4].

4.3.6. INCLINOMETRO IN-7: Ubicado en el extremo aguas arriba de la berma 2080 m.s.n.m. tiene una profundidad de 50 m y su cota de fondo está a 2030 m.s.n.m. El eje **A** es perpendicular al talud de excavación. Desde el 04/08/2009, fecha de su instalación, hasta el 28/10/2009 tuvo un desplazamiento de 29.47 mm/día a razón de 0.12 mm/día [4].

4.3.7. INCLINOMETRO IN-8: Ubicado en el extremo aguas abajo de la berma 2060 m.s.n.m. tiene una profundidad de 60 m y su cota de fondo está a 2000 m.s.n.m. El eje **A** es perpendicular al talud de excavación. Desde el 16/07/2009, fecha de su instalación, hasta el 29/10/2009 tuvo un

desplazamiento de 8.99 mm a razón de 0.07 mm/día, ubicado a los 30.50 m de profundidad que coincide con una zona no recuperada de esquistos [4].

4.3.8. INCLINOMETRO IN-9: Ubicado en el extremo aguas arriba de la berma 2040 m.s.n.m. tiene una profundidad de 50 m y su cota de fondo está a 1990 m.s.n.m. El eje **A** es perpendicular al talud de excavación. Desde el 08/08/2009, fecha de su instalación, hasta el 28/10/2009 tuvo un desplazamiento de 44.73 mm a razón de 0.49 mm/día, ubicado a los 42 m de profundidad que coincide con una zona no recuperada de filitas [4].

4.3.9. INCLINOMETRO PG-112: El sondeo **PG-112**, fue realizado antes de la construcción del proyecto, y fue aprovechado para la colocación de un inclinómetro al que HIDROPAUTE ha convenido en llamarlo de la misma forma que al sondeo. Ubicado aguas arriba de la berma 2100 m.s.n.m., tiene una profundidad de 100 m, la cota de fondo es la 2000.00 m.s.n.m. El eje **A** tiene una dirección de 170° y es perpendicular al talud de excavación. Fue instalado el 09/07/2005. Desde el inicio de las voladuras hasta el 18/02/08, la velocidad del desplazamiento fue de 0.28 mm/día. Desde el final de las voladuras, hasta el 25/03/08, fecha en la que salió de servicio, la velocidad se incrementó hasta 0.95 mm/día. El desplazamiento total fue de 100 mm Posteriormente se colocó un nuevo inclinómetro **PG-112**, a la misma profundidad que el anterior. Desde el 13/11/08 al 24/10/09 el desplazamiento total fue de -23,60 mm, con una velocidad del movimiento de 0,068 mm/día [10,11,4].

El GRAFICO 4.4, muestra la relación de los movimientos en los inclinómetros versus la carga de las voladuras realizadas en el talud, GRAFICO 4.4 (a), y versus la sismografía registrada en la zona, GRAFICO 4.4 (b). En el primer caso se puede advertir claramente, que los inclinómetros **IN-2** e **IN-5** fueron los más afectados por las voladuras realizadas.

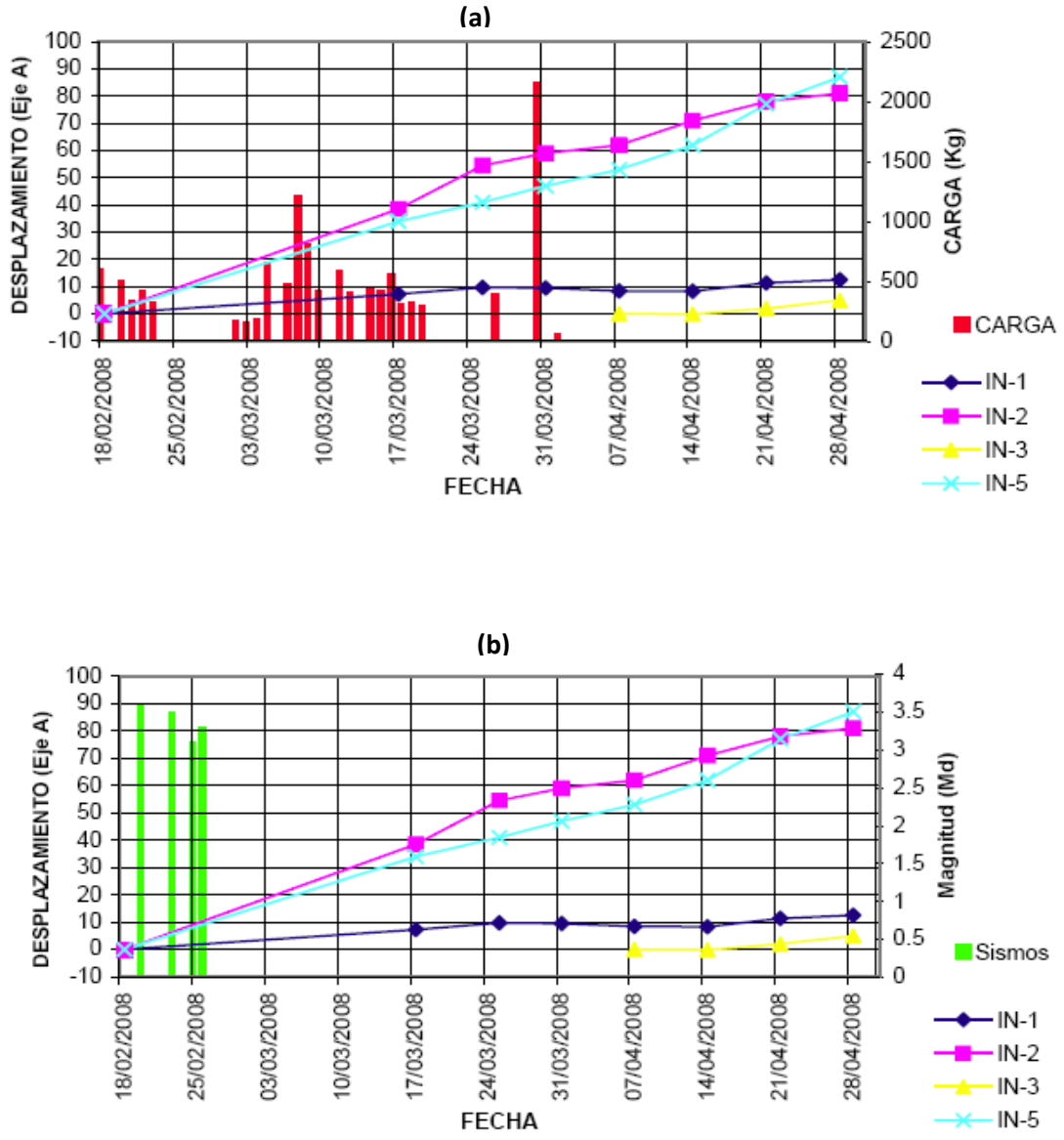


GRAFICO 4.4: Relación de los desplazamientos de los inclinómetros con las voladuras (a), y la sismicidad (b) (HIDROPAUTE [10]).

Sobre la representación estereográfica de los principales sistemas de discontinuidades, GRAFICO 2.4, se procedió a dibujar los vectores de movimiento de los inclinómetros, con el objeto de conocer la relación de los movimientos con las diferentes estructuras del talud del cuenco. GRAFICO 4.5

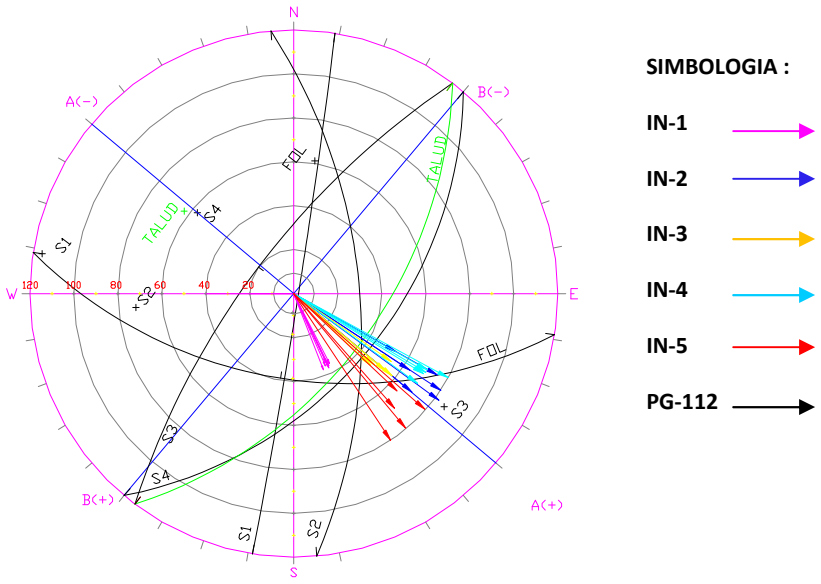


GRAFICO 4.5: Relación de los vectores de movimiento de los inclinómetros **IN-1**, **IN-2, IN-3, IN-4, IN-5 y PG-112,** con el talud y demás estructuras (foliación y diferentes sistemas de discontinuidades)

4.4. EXTENSOMETROS

Para conocer la magnitud de los desplazamientos relativos entre diversos puntos del talud, hasta la fecha de cierre del registro de datos para el desarrollo de esta Tesis, se han colocado nueve extensómetros: **E-01**, **E-02**, **E-03**, **E-04**, **E-05**, **E-06, E-07, E-08** y **E-09**, cada uno de ellos, según su longitud, tiene varillas ancladas a 10, 20, 30, 40 ó 50 m.

La tracción ó el acortamiento de las varillas de los extensómetros, ha permitido tener una idea del mecanismo de los fenómenos de descompresión, cizalla ó empuje (entre otros) que ocurren en el talud, a su vez, la relación de éstos con las voladuras, pluviometría y nivel freático.

4.4.1. EXTENSOMETRO E-01: Ubicado a 1 m aguas arriba de la berma 2080 m.s.n.m., tiene 30 m de longitud y tres varillas ancladas a los 10, 20 y 30 m, fue instalado en rocas de tipo esquisto cuarzo micáceo y esquisto cuarcítico con intercalaciones de filitas. Desde la fecha de su instalación, 02/10/2007, hasta el inicio de las voladuras no se registraron movimientos significativos. Al final de las voladuras, la varilla de 30 m se desplazó -1.20 mm, hasta el 09/05/2008

el movimiento total en esta varilla alcanzó los -3.5mm, a razón de 0.043 mm/día. Los desplazamientos registrados en las otras varillas no llegaron a los 3.00 mm[10].

En el GRAFICO 4.6 se muestra el comportamiento del extensómetro con respecto al fondo del sondeo. Desde el 10/02/2007 hasta el 02/04/2009 se tuvo un desplazamiento total de -6.80 mm, y hasta el 24/10/2009, fecha última de registro de lecturas para el desarrollo de este trabajo de Tesis, el desplazamiento llegó a -8.30 mm, cuya velocidad de 0.012 a 0.011 mm/día indica una ligera desaceleración del movimiento [4].

El análisis de los desplazamientos en las diferentes varillas del extensómetro, en los intervalos de tiempo citados en el párrafo anterior, ha permitido inferir que el movimiento tiende a estabilizarse.

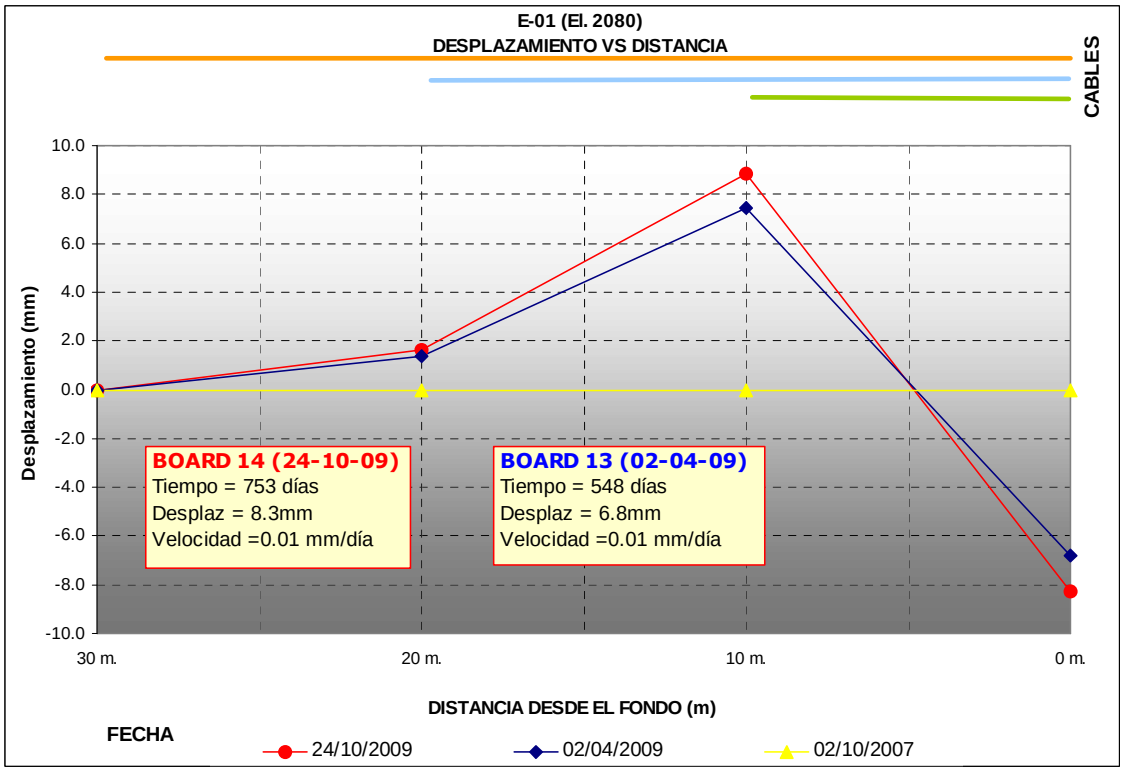


GRAFICO 4.6: Interpretación de los datos de desplazamiento versus distancia desde el fondo del **E-01**. Desde la fecha de instalación del extensómetro, 02/10/07, hasta el 02/04/2009 se ha desplazado 6.80 mm a una velocidad de 0.01 mm/día, y hasta el 24/10/2009 se ha desplazado 8.30 mm a 0.01 mm/día (HIDROPAUTE [4] PLANO P8).

4.4.2. EXTENSOMETRO E-02: Ubicado a 1 m aguas arriba de la berma 2020 m.s.n.m., tiene 40 m de longitud y cuatro varillas ancladas a los 10, 20, 30 y 40 m Desde la fecha de su instalación, 30/04/2008, hasta el 12/05/2008 el movimiento total en todas las varillas fue del orden de los -8.00 mm, posteriormente ocurrió un incremento progresivo del movimiento en todas las varillas [10,13].

Desde el 19/08/2009 hasta el 24/10/2009, el **E-02** se desplazó 13.50 mm respecto al fondo del sondeo, a razón de 0.20 mm/día.

El extensómetro está ubicado bajo el nivel freático, por lo que podría inferirse que el movimiento se sucede por la influencia del agua en la calidad de la roca en esa zona del talud (esquistos sericíticos y esquistos cuarzo-sericíticos, en su mayoría).

4.4.3. EXTENSOMETRO E-03: Ubicado a 1 m aguas abajo de la berma 2020 m.s.n.m., tiene 40 m de longitud y cuatro varillas ancladas a los 10, 20, 30 y 40 m. Desde la fecha de su instalación, 10/05/2008, hasta el 02/04/2009 el desplazamiento con respecto al fondo del sondeo fue -10.30 mm y hasta el 24/10/2009 el desplazamiento alcanzó los -23.10 mm, cuya velocidad se incrementó ligeramente de 0.031 a 0.040 mm/día, mostrando una ligera aceleración del movimiento [10,13,4].

El extensómetro está ubicado bajo el nivel freático, por lo que se puede inferir, al igual que con el extensómetro **E-02**, que el movimiento se sucede por la influencia del agua, en la calidad de la roca que conforma el talud en esa zona (esquistos cuarzo-micáceos y filitas, en su mayoría).

4.4.4. EXTENSOMETRO E-04: Ubicado a 1 m aguas arriba de la berma 2050 m.s.n.m., tiene 40 m de longitud y cuatro varillas ancladas a los 10, 20, 30 y 40 m. Desde la fecha de su instalación, 02/02/2008, hasta el inicio de las voladuras no se registró ningún movimiento. Al final de las voladuras, en la varilla de 40 m se tuvo un desplazamiento total de 22.30 mm, hasta el 12/05/2008 el movimiento en dicha varilla alcanzó los 29.70 mm. Los

desplazamientos en las otras varillas llegaron hasta los 10.00 mm, excepto en la varilla a 10 m, cuyo movimiento fue de 39.10 mm [10].

Desde el 06/08/2008 hasta el 02/04/2009 el desplazamiento con respecto al fondo del sondeo llegó a los 0.30 mm, y hasta el 24/10/2009 el desplazamiento llegó a 0.20 mm, cuya velocidad bajó de 0.009 a 0.0004 mm/día, lo cual muestra una desaceleración del movimiento [4].

El análisis de los desplazamientos en las diferentes varillas del extensómetro, en los intervalos de tiempo citados en el párrafo anterior, ha permitido inferir que los movimientos tienden a estabilizarse.

4.4.5. EXTENSOMETRO E-05: Ubicado a 1 m aguas arriba de la berma 2050 m.s.n.m., tiene 30 m de longitud y tres varillas ancladas a los 10, 20 y 30 m. Desde la fecha de su instalación, 02/02/2008, hasta el inicio de las voladuras, no se registró ningún movimiento. Al final de las voladuras, en la varilla de 30 m se tuvo un movimiento de -19.70 mm. Hasta el 12/05/2008 el movimiento total en dicha varilla alcanzó los -24.20 mm [10].

Desde el 02/04/2008 hasta el 02/04/2009 el desplazamiento, respecto al fondo del sondeo, alcanzó los -54.30 mm, y hasta el 24/10/2009 el desplazamiento fue de -69.90 mm, la velocidad cambió ligeramente de 0.129 a 0.112 mm/día. Pese a que el movimiento en las tres varillas no ha cesado, su desaceleración ha permitido inferir que el movimiento tiende a estabilizarse [4].

4.4.6. EXTENSOMETRO E-06: Ubicado a 1 m aguas abajo de la berma 2080 m.s.n.m., tiene 40 m de longitud y cuatro varillas ancladas a los 10, 20, 30 y 40 m. Desde la fecha de su instalación, 02/02/2008 hasta el 08/08/2008 el movimiento en la varilla de 40 m alcanzó los -18.30 mm, la de 30 m. -12.20 mm, y la de 20 m alcanzó los -4.00 mm, y finalmente, en la de 10 m llegó hasta 1.60 mm [11].

Desde el 25/03/2008 hasta el 02/04/2009 el desplazamiento respecto al fondo del sondeo alcanzó los -31.20 mm, y hasta el 24/10/2009 se desplazó -44.20 mm, la velocidad disminuyó ligeramente de 0.080 a 0.076 mm/día, lo cual muestra una desaceleración del movimiento. [4].

El análisis de los desplazamientos en las diferentes varillas del extensómetro, en los intervalos de tiempo citados en el párrafo anterior, ha permitido inferir que los movimientos tienden a estabilizarse.

4.4.7. EXTENSOMETRO E-07: Ubicado a 1 m aguas abajo de la berma 2040 m.s.n.m., tiene 50 m de longitud y cinco varillas ancladas a los 10, 20, 30, 40 y 50 m. Hasta el 08/08/2008 el movimiento total en la varilla a 50 m llegó a los -5.40 mm, no así en las demás varillas, en donde el máximo movimiento registrado llegó a 1.00 mm [11].
Desde el 11/07/2008 hasta el 02/04/2009 el desplazamiento con respecto al fondo del sondeo fue de -24.60 mm, y hasta el 24/10/2009 el desplazamiento llegó a los -38.90 mm, la velocidad bajó de 0.092 a 0.082 mm/día. Pese a que el movimiento no ha cesado en ninguna varilla, su desaceleración ha permitido inferir que el movimiento tiende a estabilizarse [4].

4.4.8. EXTENSOMETRO E-08: Ubicado a 1 m aguas arriba de la berma 2020 m.s.n.m., y perpendicular a la foliación, tiene 50 m de longitud y cinco varillas ancladas a los 10, 20, 30, 40 y 50 m. Fue instalado principalmente en esquistos cuarcíticos y metavolcanitas con intercalación de esquistos cuarzo-micáceo y filitas.
Desde la fecha de su instalación, 14/04/2009, hasta el 24/10/2009 ha ocurrido un desplazamiento, con respecto al fondo del sondeo, de -5.70 mm a razón de 0.029 mm/día [4].

4.4.9. EXTENSOMETRO E-09: Ubicado a 1 m aguas arriba de la berma 2100 m.s.n.m., y perpendicular al talud, tiene 50 m de longitud y cinco varillas ancladas a los 10, 20, 30, 40 y 50 m. Instalado principalmente en filitas con intercalaciones de esquistos cuarzo-micáceos y esquistos cuarcíticos en menor proporción.
Desde la fecha de su instalación, 14/04/2009, hasta el 24/10/2009 se ha desplazado -0.30 mm, con respecto al fondo del sondeo, a razón de 0.046 mm/día [4].

4.5. MOJONES SUPERFICIALES

Hasta la fecha en la que se registró la información para este trabajo de Tesis, se instalaron en el talud del cuenco doce mojones superficiales, **MS-1**, **MS-2**, **MS-3**, **MS-4**, **MS-5, MS-6, MS-8**, **MS-12**, **MS-13**, **MS-14**, **MS-15** y **MS-16,** tanto éstos como las "cabezas" de la instrumentación colocada, esto es, cabezas de inclinómetros, piezómetros y extensómetros, han permitido conocer la magnitud de los desplazamientos que ocurren a nivel de superficie, mediante su control topográfico desde puntos fijos ubicados en la margen derecha del río Paute.

Las voladuras realizadas para los trabajos de excavación de las bermas inferiores, influyeron notablemente en la magnitud y velocidad de los movimientos de los mojones y "cabezas" de la instrumentación, una vez terminadas, los movimientos ó cesaron ó disminuyeron. En el período comprendido entre el 04/10/2008 y 24/10/2008, se reubicaron los mojones, **MS-2**, **MS-3, MS-5, MS-6, MS-8**, **MS-12**, **MS-13, IN-2, IN4 e IN5,** debido a que la magnitud de las grietas que se presentaron en el hormigón de recubrimiento, fue tal, que los mojones superficiales cambiaron radicalmente de posición.

En general, la pluviometría ha incidido directamente en la aceleración del movimiento, una vez terminada la temporada invernal, la velocidad tiende a disminuir. El GRAFICO 4.7, correspondiente al **MS-3**, ilustra lo que acontece en casi la totalidad de los mojones.

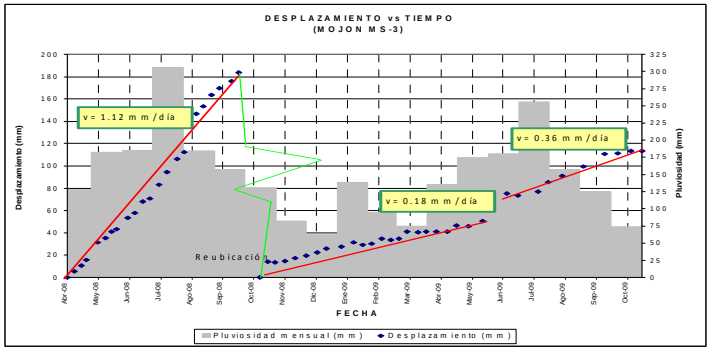


GRAFICO 4.7: Relación del movimiento del **MS-3** vs. la pluviometría. En octubre/2008 los desplazamientos ocurridos en el mojón fueron tales, que tuvo que ser reubicado. El movimiento tiende a acelerarse durante la temporada invernal (de 0.18 mm/día a 0.36 mm./día) (HIDROPAUTE [4] PLANO P7).

Desde octubre/2008, cuando se reubicaron los mojones antes citados, hasta octubre/2009, fecha hasta donde se registraron las lecturas para el desarrollo de este trabajo de Tesis, en todos ellos ha ocurrido una franca desaceleración del movimiento, tal como se muestra en el GRAFICO 4.8:

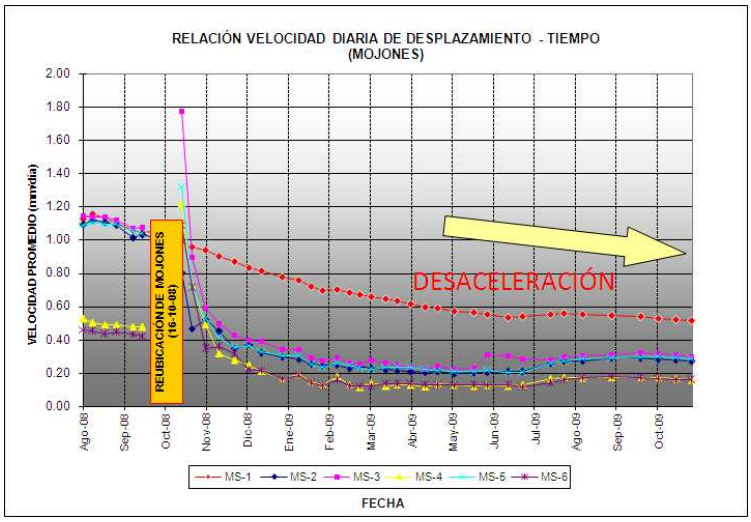
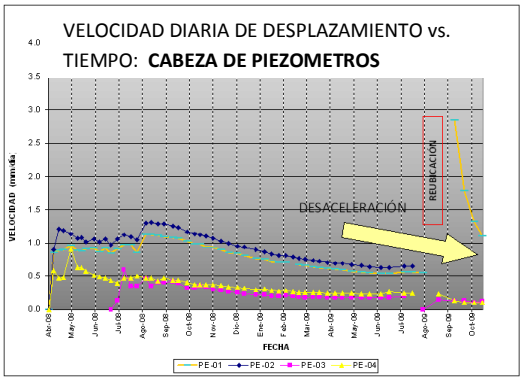
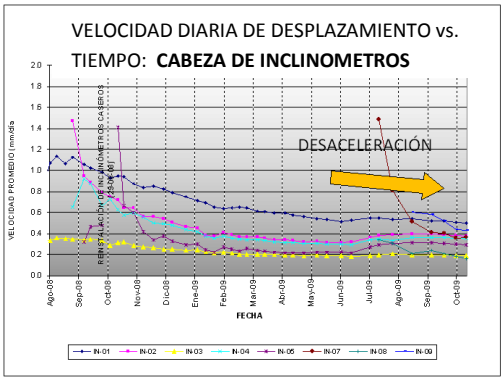


GRAFICO 4.8: Relación de la velocidad con el tiempo para los mojones superficiales: Nótese que desde la reubicación de los mismos, hasta octubre de 2009, existe una franca desaceleración del movimiento (HIDROPAUTE [4:7]).

En el GRAFICO 4.9 se muestra la relación de las velocidades de los desplazamientos con el tiempo, para las cabezas de los piezómetros, inclinómetros y extensómetros. Las lecturas topográficas realizadas en las cabezas de la instrumentación, indican que existe una desaceleración del movimiento, lo cual ha permitido inferir que los movimientos tienden a estabilizarse.

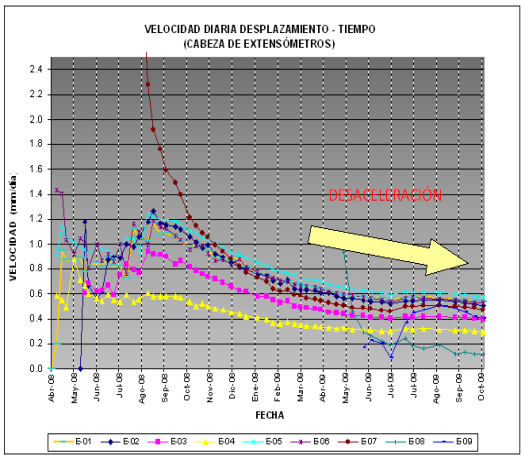


(a)



(b)

VELOCIDAD DIARIA DE DESPLAZAMIENTO vs.
TIEMPO: **CABEZA DE EXTENSOMETROS**



(c)

GRAFICO 4.9: Relación de las velocidades con el tiempo para las cabezas de los piezómetros (a), inclinómetros (b) y extensómetros (c). En los tres casos se puede apreciar una franca desaceleración del movimiento (HIDROPAUTE [4]).

Con el objeto de tener una idea clara de la dirección preferencial de los movimientos y su relación con la del talud y estructuras principales, sobre el estereograma del GRAFICO 2.3 se han dibujado los vectores de movimiento de los mojones superficiales y de las "cabezas" de la instrumentación, GRAFICO 4.10, lo cual ha permitido apreciar que la dirección preferencial de los vectores de movimiento es perpendicular al talud.

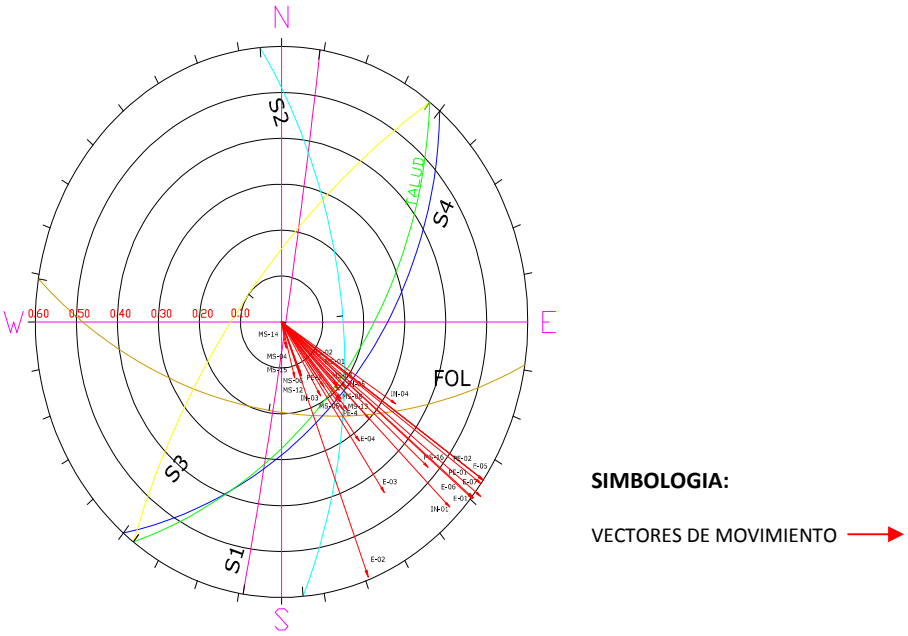


GRAFICO 4.10: Dirección preferencial de los vectores de movimiento de los mojones superficiales y de las cabezas de la instrumentación es perpendicular al talud de excavación. (HIDROPAUTE [13] PLANO P13 1/3).

5. FACTORES EXTERNOS QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DEL TALUD

5.1. INTRODUCCION

No solamente la gravedad es la que influye en la estabilidad de un macizo rocoso, factores como el nivel freático, la descompresión de la roca, la afección por voladuras y los efectos sísmicos, han jugado un papel preponderante en la estabilidad global del talud izquierdo del cuenco disipador en particular.

En lo que respecta a la alteración del macizo, prácticamente, la capa alterada ya fue removida cuando se realizó la excavación para la conformación de las bermas respectivas.

En cuanto a la erosión del macizo, el recubrimiento de la capa de hormigón lanzado que fue colocado en toda el área, ha evitado que el talud continúe erosionándose en la zona protegida.

5.2. INFILTRACION

La posición del nivel freático, está directamente relacionada con las precipitaciones. Tanto la elevación del nivel freático como la presión hidrodinámica a la que está sujeta el agua que fluye “en el interior de la masa, sin otro obstáculo que el que le imponen su viscosidad y la trama estructural “[1] del macizo, influyen de manera ostensible en la inestabilidad del talud, debido a lo siguiente:

1. Altera el peso específico (**γ**) del material.
2. Disminuye la presión efectiva , y por tanto la resistencia al esfuerzo cortante τ, cuya expresión de Mohr-Coulomb, en función de las tensiones efectivas es [3]:

$$\tau' = c + \sigma'_n \tan\emptyset \qquad (5.1)$$

En donde:

τ' y σ'_n son las tensiones tangencial y normal efectivas sobre el plano de rotura.

c y ϕ son la cohesión y ángulo de rozamiento del suelo.

En la ecuación *5.1*:

$$\sigma_n = \sigma'_n + u$$

$$\sigma'_n = \sigma_n - u \quad (5.2)$$

En donde:

σ_n es la tensión normal

u presión de agua

Sustituyendo *5.2* en *5.1*, se tiene:

$$\tau' = c + (\sigma_n - u)\tan\emptyset \quad (5.3)$$

Como puede apreciarse en la expresión *5.3*, cuando se incrementa el valor de u, disminuye τ'.

5.2.1. PRESION DEL AGUA u

La presión u dentro de macizo, tiene tres componentes:

$$u = u_c + u_h + u_f \quad (5.4)$$

En donde:

u_c Es la presión de poro, debido a la consolidación, para el caso del talud que se está analizando, u_c=0, debido a que esta presión ya se ha disipado, y el agua dentro del talud está fluyendo, es decir ya se ha establecido la red de flujo.

u_h Es la presión hidrostática ó hidrodinámica, que para el caso del cuenco sería la segunda.

u_f Es la presión por filtración a través del macizo.

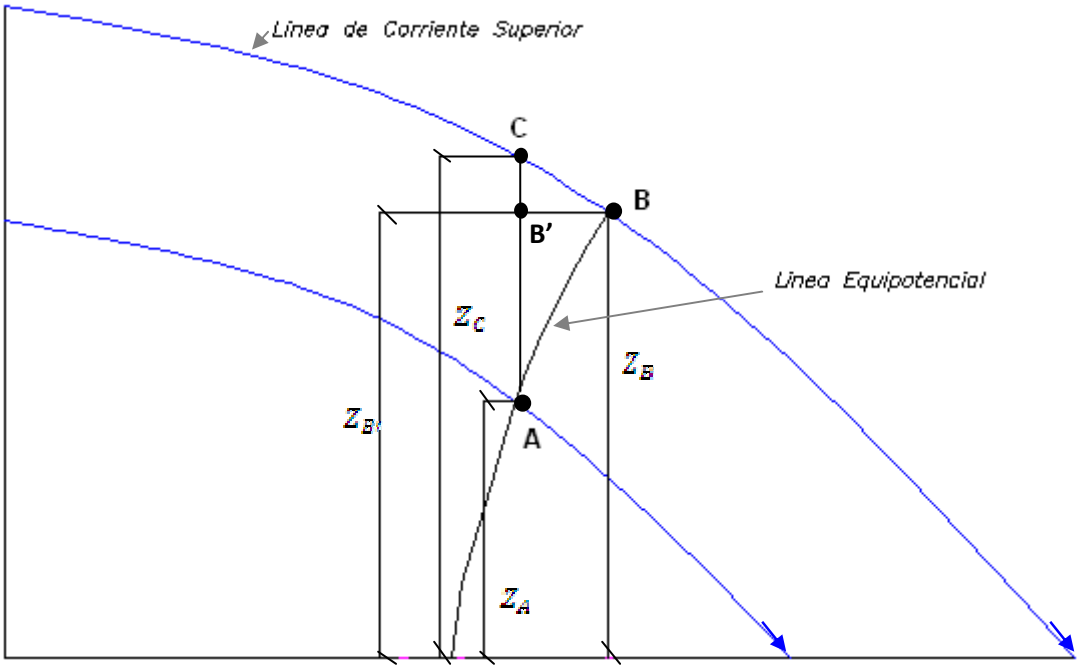


GRAFICO 5.1: Diagrama de la red de flujo y presión de agua para un punto A: $u = u_h + u_f$

En el GRAFICO 5.1, que ilustra cómo actúa la presión de agua u_A sobre un punto cualquiera **A**, los puntos **A** y **B** se encuentran en la misma línea equipotencial, y el punto B está localizado en la línea de corriente superior, la presión hidrodinámica u_A , a la que está sometido el punto **A**, es:

$$u_A = (Z_B - Z_A)\gamma_w \qquad (5.5)$$

Para el cálculo de la estabilidad se considera que la presión de agua u_A es:

$$u_A = (Z_C - Z_A)\gamma_W \qquad (5.6)$$

que representa la componente hidrostática del punto **A**, cuyo valor es mayor al de la verdadera presión de poro u_A , dada por la expresión *(5.5)*, ya que:

$$Z_C - Z_A > Z_B - Z_A$$

Esta diferencia, no solo cubre la influencia de u_f, cuyo valor, cuando se trata de suelos se considera u_f= 0, sino una serie de incertidumbres relacionadas con el comportamiento de los macizos rocosos. Para el caso del talud que se está analizando, y puesto que la permeabilidad del macizo, oscila en el rango de 1 x 10^{-5} m/seg a 1 x 10^{-6} m/seg, se asumirá que:

$u_f \ll (Z_C - Z_{B'})\gamma_w$

5.2.2. PERMEABILIDAD

La permeabilidad se ha obtenido a partir de ensayos Lefranc para materiales sueltos y de ensayos Lugeon para el macizo rocoso.

El macizo rocoso muestra una progresiva disminución de la permeabilidad con la profundidad, desde 100 uL[12] a 10 uL (1 x 10^{-5} a 1 x 10^{-6} m/seg) en el horizonte de roca muy fracturado a fracturado. La permeabilidad de la roca masiva se incrementa desde 0 hasta 10 uL (< 10^{-6} m/seg), es decir, es poco permeable. Esta relativa "impermeabilidad" es interrumpida por la presencia de zonas fracturadas o falladas, donde se aprecia un incremento general de la permeabilidad a un rango de valores que oscila entre 20 y 30 uL (2 a 3 x 10^{-6} m/seg) [19].

5.3. DESCOMPRESION DEL MACIZO ROCOSO Y AFECCION POR VOLADURAS

La lectura de los extensómetros ha permitido conocer la magnitud y características de los movimientos que ocurren en el talud del cuenco, debido a la descompresión del macizo rocoso. Fenómeno que pese a haber disminuido notablemente, puesto que los movimientos tienden a estabilizarse, no ha cesado hasta el cierre de las lecturas registradas para el desarrollo de este trabajo de Tesis.

Las voladuras efectuadas para la excavación de las bermas inferiores del cuenco, afectaron de manera importante la lectura de la instrumentación en general, y de los extensómetros en particular. El efecto de las mismas, implica la afectación de la calidad del macizo rocoso, de una banda de material, cuyo espesor, para el caso del talud del cuenco, no fue determinado.

No se puede soslayar el hecho, de que la extracción del material para la conformación del talud, cuyo espesor estuvo entre 15 y 50 m, tal como puede apreciarse en el GRAFICO 5.2, ha generado una banda de relajación de

[12] uL= unidades Lugeon

tensiones, más profunda que la existente antes de los trabajos de excavación del talud.

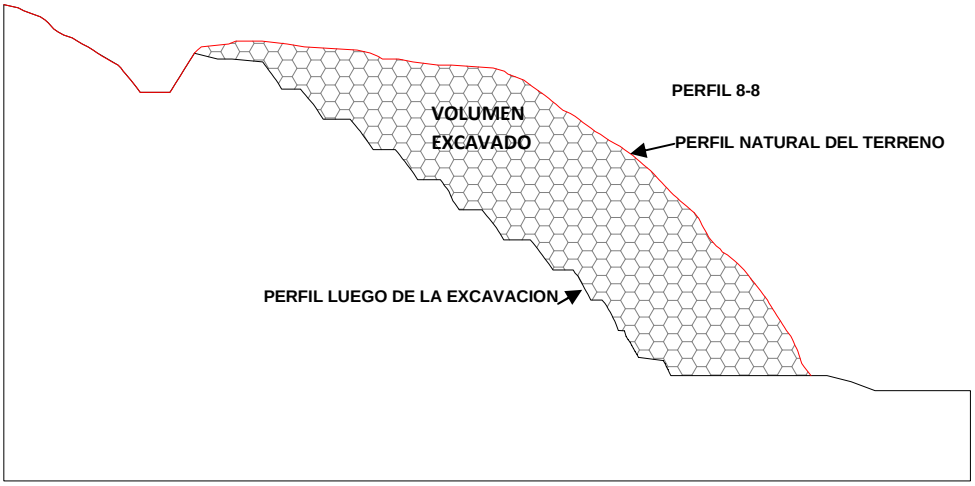


GRAFICO 5.2: Relación del perfil natural del terreno con el perfil luego de los trabajos de excavación, para el perfil **8-8** (adaptado de HIDROPAUTE [13] PLANO P1)

Es decir, tanto las voladuras, como el retiro de material, han modificado la calidad del macizo rocoso, lo cual se traduce en una disminución del **RMR**, y por tanto de sus parámetros geotécnicos. En el GRAFICO 5.3, se ha delimitado la zona de descompresión del macizo para el perfil **8-8** sobre la LíNEA **A-A**, misma que fue determinada por HIDROPAUTE mediante el análisis de los testigos obtenidos para la colocación de la instrumentación.

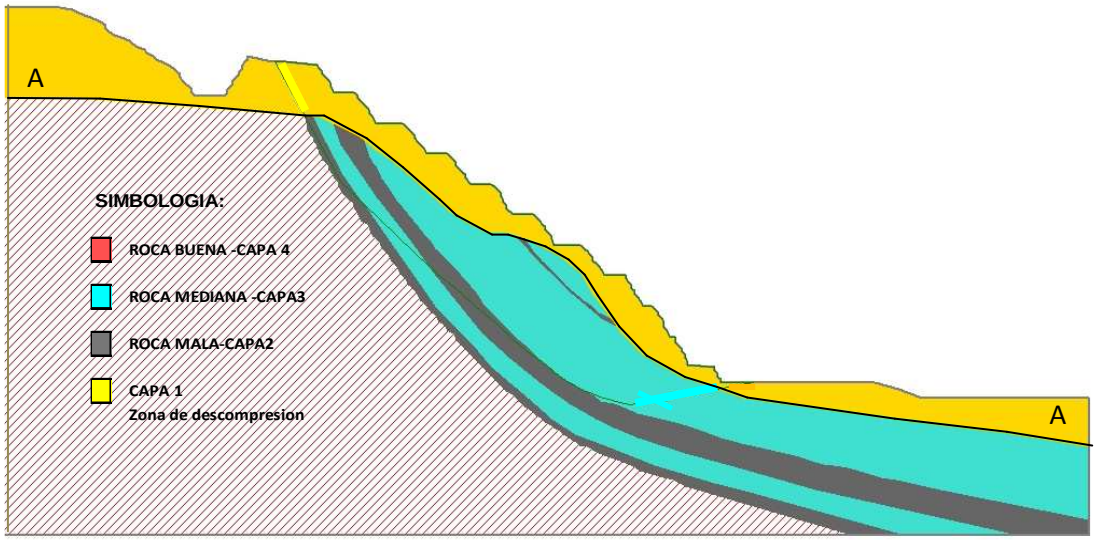


GRAFICO 5.3: Inter-estratificación del macizo rocoso, para el perfil **8-8**, una vez que los diferentes estratos fueron agrupados según el **RMR**. La línea **A-A** delimita la zona de descompresión.

A esta banda de material, a la que se ha convenido en llamarla CAPA 1, se la ha calificado de MALA CALIDAD, por lo tanto el **RMR** está en el rango mostrado en la TABLA 5.1:

RANGO DE VALORES DEL RMR			
ZONA DE DESCOMPRESION TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO			
	BIENIAWSKI		RMR
	CLASE	CALIDAD	
CAPA 1	IV	MALA	60-41

TABLA 5.1: Valoración del **RMR** para la zona de descompresión ó CAPA1, del talud izquierdo del cuenco.

Dicha calificación se ha realizado, considerando lo siguiente:

1. Las voladuras realizadas para la conformación de las bermas inferiores, disminuyeron la calidad del macizo rocoso en esta capa
2. El fenómeno de descompresión del macizo rocoso no ha cesado.
3. Con la finalidad de cubrir los efectos tanto de las voladuras, como del retiro del material, y una serie de incertidumbres relacionadas con el comportamiento del macizo rocoso, se ha asumido una valoración del **RMR**, igual a la del material de menor calidad existente sobre la LINEA A-A, es decir un **RMR** 60-41.

El perfil del GRAFICO 5.3, que muestra la zona de descompresión, y la distribución estratigráfica asumida para el talud izquierdo del cuenco, es el que servirá de base para el análisis de la estabilidad global.

5.3. SISMICIDAD

El análisis de la susceptibilidad a deslizamientos del talud inducido por sismos, se ha realizado por el método analítico seudo-estático, mismo que permite asignar la acción sísmica a una fuerza estática horizontal (F_h) y/ó vertical (F_v), cuyo valor es igual al producto de un coeficiente sísmico k_h y /ó k_v y del peso w de la masa que se analiza:

$$F_h = k_h\, w$$
$$F_v = k_v\, w$$

A su vez: $k_h = \frac{a_h}{g}$ y $k_v = \frac{a_v}{g}$, en donde a_h y a_v son constantes de la aceleración horizontal y vertical, respectivamente, y g es la gravedad. Entonces se tiene que:

$$F_h = \frac{a_h}{g} w$$
$$F_v = \frac{a_v}{g} w$$

Generalmente, se asume que el coeficiente seudo-estático total k es $k = k_h$ y que k_v=0, consideración que también se ha hecho para el talud estudiado en este trabajo de Tesis [61,2].
La determinación del coeficiente seudo-estático se hizo en función del PGA (Peak Ground Acceleration):

$$k = \chi \frac{PGA}{g} \qquad (5.7)$$

En donde el típico valor de la constante χ es 0.5 [2].

El estudio sísmico para Mazar, estableció un valor de diseño de la aceleración, PGA igual a $0.24g$ [19], reemplazando este valor en la expresión *5.7*, se tiene que el coeficiente seudo-estático es:

$$k = 0.12$$

6. ANALISIS DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DEL TALUD

6.1 INTRODUCCION

Para valorar la seguridad del talud izquierdo del cuenco amortiguador, y asumiendo que la rotura se desarrolla a través del macizo rocoso, se ha realizado el análisis global de la estabilidad del mismo, utilizando dos métodos: uno de Equilibrio Límite y otro Tenso-Deformacional.

El cálculo de la estabilidad con los dos métodos citados, permitirá realizar una comparación de los resultados obtenidos con cada uno de ellos, lo cual a su vez, validará las hipótesis planteadas para el Modelo escogido.

Pese a que el criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb, fue desarrollado para ser aplicado en suelos, y por tanto no representa adecuadamente el comportamiento de los macizos rocosos, en la práctica común es muy empleado para determinar la estabilidad de taludes en roca. En cambio el criterio no lineal generalizado de Hoek- Brown, refleja de mejor manera el comportamiento de los macizos rocosos, especialmente si se encuentran bastante fracturados [7].

La confiabilidad de los datos disponibles ha sido radical en la selección del criterio de rotura adoptado para el análisis de la estabilidad del talud del cuenco amortiguador. Respecto al criterio de Mohr-Coulomb, los valores de los **RMR** establecidos por HIDROPAUTE para cada estrato del material del macizo y por tanto los parámetros ***c*** y **ϕ**, han sido el producto del estudio de los testigos de alrededor de 40 sondeos realizados en el área del talud, en cuanto a los parámetros para el criterio generalizado de Hoek-Brown, si bien los valores del **GSI** han sido definidos oportunamente en el campo, el valor la constante m_i ha sido considerada igual para todos los estratos, sin tomar en cuenta la diversidad litológica ni el grado de descompresión del macizo[13], y el valor del factor D tampoco fue evaluado. Por lo tanto, el análisis de estabilidad se realizó asumiendo que los materiales responden al criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Sin embargo, y con el propósito de conocer cómo se relacionan los

[13] En el item. 3.2.3.2 se indica como fueron evaluados el **GSI** y la constantes m_i, mismos que se muestran en el CUADRO 3.7

resultados, para el cálculo de la estabilidad con el método Tenso-Deformacional se utilizaron los dos criterios de rotura arriba mencionados.

6.2. GEOMETRIA DEL MODELO

Los resultados de la instrumentación han sido determinantes en la selección de un perfil representativo de lo que acontece en el talud. Para tal efecto se ha considerado lo siguiente:

1. La resultante de los vectores del movimiento a profundidad, dada por los inclinómetros, se asume que es perpendicular a la base del talud, tal como se mostró en el GRAFICO 4.5 (ítem. 4.3).
2. La resultante de los vectores del movimiento superficial, dada por los mojones superficiales y las cabezas de la instrumentación, se asume que es perpendicular a la base del talud, tal como se pudo observar en el GRAFICO 4.10 (ítem. 4.5). En general, el perfil más crítico de un talud es el de mayor pendiente.

El perfil **8-8**, (denominación dada por HIDROPAUTE, y mantenida por conveniencia para el desarrollo del presente trabajo de Tesis) cumple con lo establecido en los tres numerales arriba citados y pasa por los inclinómetros **IN-01** e **IN-02** y por los piezómetros **PE-1** y **PE-2** conforme se muestra en planta en el GRAFICO 6.1 y en corte en el GRAFICO 6.2, y es el que servirá de base para el cálculo de la estabilidad global del talud.

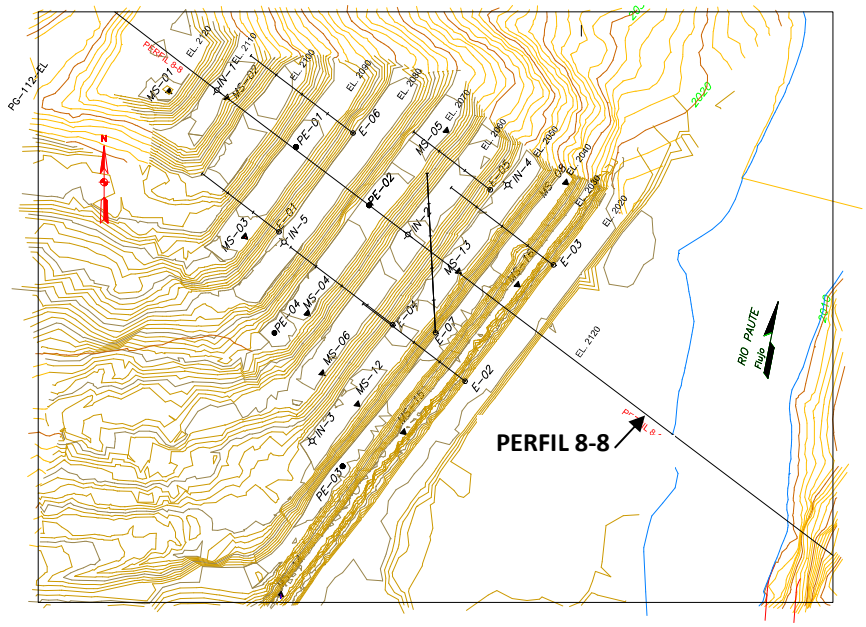


GRAFICO 6.1: Topografía de la zona estudiada del talud izquierdo del cuenco amortiguador. El Perfil **8-8** es perpendicular a la base del talud (HIDROPAUTE [13] LAMINA L-1).

La geometría del perfil ha sido definida con base a las siguientes consideraciones:

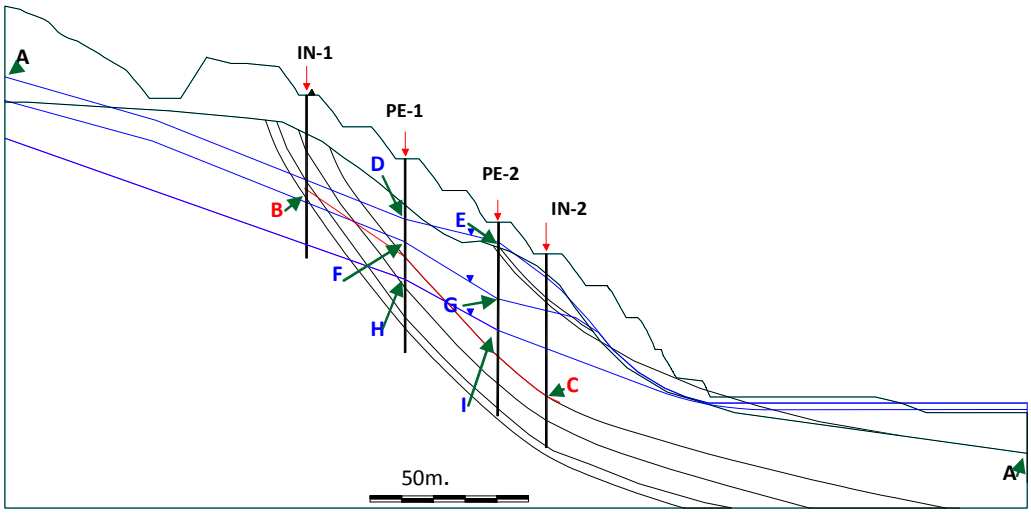
1. El corte **8-8** es perpendicular a la base del talud, determina el perfil de mayor altura y mayor pendiente, y por tanto el más comprometido.
2. El "plano de falla" del talud, pasa por los puntos **B** y **C**, establecidos por la lectura de los inclinómetros **IN-1** (ítem. 4.3.1 y punto **B:** GRAFICO 6.2) e **IN-2** (ítem. 4.3.2 y punto **C**, GRAFICO 6.2). Se ha inferido que la línea **B-C** del "plano de falla", se produce cuando la roca de MEDIANA CALIDAD **RMR** = 80-61, se desliza sobre el estrato de esquisto grafítico, mismo que está constituido por roca de MALA CALIDAD, **RMR** 60-41, peor aún, cuando está en contacto con el agua, que pierde la cohesión y tiende a reblandecerse.
3. El máximo nivel freático, antes de la construcción del sistema de drenaje, pasaba por los puntos **D** y **E**, que fueron establecidos por las lecturas de los piezómetros **PE-1** (ítem. 4.2.1 y punto **D:** GRAFICO 6.2) y **PE-2** (ítem. 4.2.2 y punto **E:** GRAFICO 6.2) respectivamente.
4. El máximo nivel freático, una vez construido el sistema de drenaje, pasó por los puntos **F** y **G**, que fueron dados por las lecturas de los

piezómetros **PE-1** (ítem. 4.2.1 y punto **F:** GRAFICO 6.2) y **PE-2** (ítem. 4.2.2 y punto **G:** GRAFICO 6.2) respectivamente. El nivel freático fuera de este segmento, se infirió básicamente en función de la topografía del terreno

5. El mínimo nivel freático, una vez construido el sistema de drenaje, pasó por los puntos **H** e **I**, establecidos por las lecturas de los piezómetros **PE-1** (punto **H:** GRAFICO 6.2) y **PE-2** (punto **I:** GRAFICO 6.2) respectivamente. El nivel freático fuera de este segmento, se infirió en función de la topografía del terreno.
6. Los materiales que conforman el macizo rocoso, se agruparon en 4 CAPAS, ó unidades estratigráficas, de tal suerte que la estratigrafía a considerarse para el cálculo de la estabilidad es la que se mostró en el GRAFICO 5.3.

En el GRAFICO 6.2 se muestra la ubicación de los diferentes puntos determinados por la instrumentación respectiva:

GRAFICO 6.2: Ubicación de los diferentes puntos dados por la instrumentación para el perfil **8-8**: **B** y **C**, determinan el plano de falla (inclinómetros), **D** y **E** el máximo nivel piezométrico antes de la construcción del sistema de drenaje, **F** y **G** el máximo nivel piezométrico una vez construido el sistema de drenaje y **H** e **I** el nivel piezométrico en temporada de estiaje (adaptado de HIDROPAUTE [13] PLANO P1).



6.3 METODOS DE EQUILIBRIO LIMITE

6.3.1 GENERALIDADES

Estos métodos permiten evaluar la estabilidad de una masa potencialmente inestable, a través de una superficie predeterminada, partiendo de la premisa de que la masa que se rompe, cumple las condiciones de equilibrio, y que el criterio de rotura escogido, generalmente el de Mohr-Coulomb (ecuación *3.1*), se da en toda la superficie de deslizamiento. Estos métodos no tienen en cuenta la distribución interna de tensiones en la masa, ni las condiciones de compatibilidad del movimiento.

Los métodos de equilibrio límite, **MEL**, fundamentan su cálculo comparando las fuerzas y momentos resistentes con las fuerzas y momentos desestabilizantes, para lo cual dividen la masa deslizante en dovelas, calculan el equilibrio de cada una de ellas y obtienen un factor de seguridad, que permite analizar el equilibrio global de la masa deslizante [25].

La diferencia entre los diversos métodos de equilibrio límite, básicamente, radica en cuáles ecuaciones de equilibrio considera y satisface cada uno de ellos, qué fuerzas (normales y cortantes) interdovelas se incluyen, y en la relación que se asume, existe entre dichas fuerzas [23].

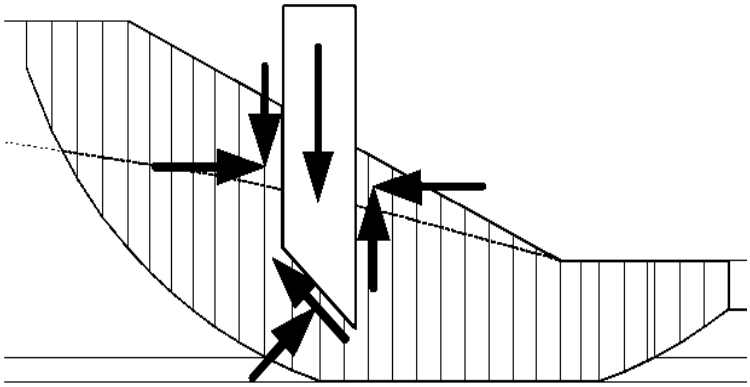


GRAFICO 6.3: Fuerzas que actúan en una dovela. (Krahn [23])

6.3.2. FACTOR DE SEGURIDAD

Para evaluar la estabilidad del talud frente a un deslizamiento, se define el Factor de Seguridad, Fs, "como aquel que reduce la resistencia a cortante del terreno en una superficie de deslizamiento predeterminada, hasta un valor tal, que el talud está en equilibrio límite" [25].

El factor de seguridad se determina en función de la resistencia al esfuerzo cortante del terreno, según la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{s}{s_m} \qquad (6.1)$$

Donde:

s Resistencia al corte del material a lo largo de la superficie de deslizamiento

s_m Resistencia al corte, movilizada en la superficie de falla

Despejando s_m de *6.1*, se tiene:

$$s_m = \frac{s}{F_s} \qquad (6.2)$$

Según Mohr-Coulomb , el esfuerzo cortante *s* en un punto cualquiera **A**, ubicado en la superficie de deslizamiento, como se muestra en el GRAFICO 6.4, viene dado por la expresión *5.3*, en la que para uniformizar la nomenclatura utilizada para estabilidad de taludes, se ha reemplazado el símbolo τ por *s*:

$$s = c' + (\sigma_n - u)\tan\phi' \qquad (6.3)$$

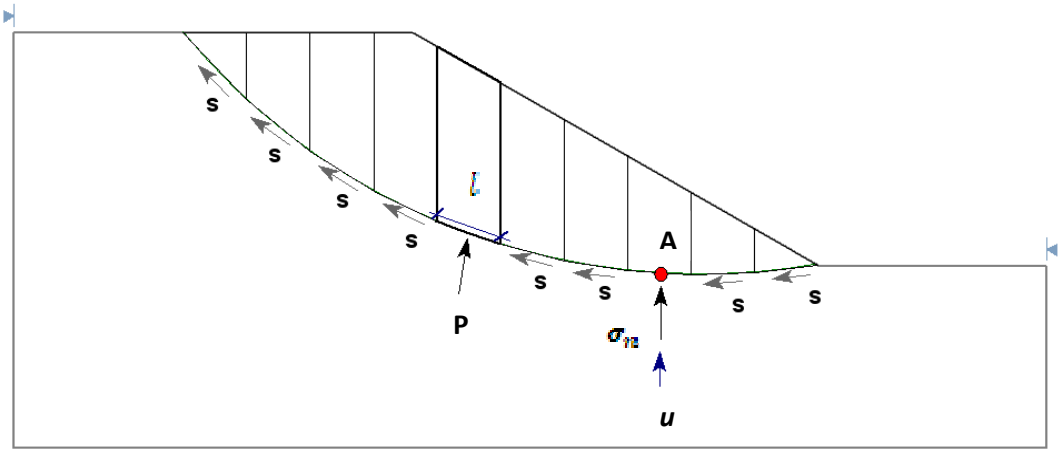


GRAFICO 6.4: División de una masa deslizante en dovelas. P = fuerza total normal en la base de una dovela de longitud l, σ_n= esfuerzo normal y u= presión de poro en un punto A cualquiera ubicado en la superficie de deslizamiento.

Entonces, el esfuerzo total *S* en la base de una dovela de longitud l, es [5]:

$$S = l.s \qquad (6.4)$$

Al dividir la fuerza total normal *P*, para el valor de l, se tiene que el esfuerzo normal σ_n, es:

$$\sigma_n = \frac{P}{l} \qquad (6.5)$$

Reemplazando *6.4* y *6.5* en la expresión *6.3*, se tiene:

$$S = l\left\{c' + \left[\frac{P}{l} - u\right]\tan\phi'\right\} \qquad (6.6)$$

Reemplazando *6.6* en *6.2*, se tiene:

$$S_m = 1\left\{c' + \left[\frac{P}{l} - u\right]\tan\phi'\right\}/F_s \qquad (6.7)$$

Los parámetros ***c*** y **ϕ**, para el macizo rocoso, fueron obtenidos a partir del **RMR** [14] y son equivalentes a los c' y ϕ' efectivos obtenidos para suelos mediante los ensayos triaxiales lentos ó drenados.

[14] TABLA 3.3 y TABLA 5.5

6.3.3. BREVE DESCRIPCION DEL METODO DE MORGENSTERN - PRICE

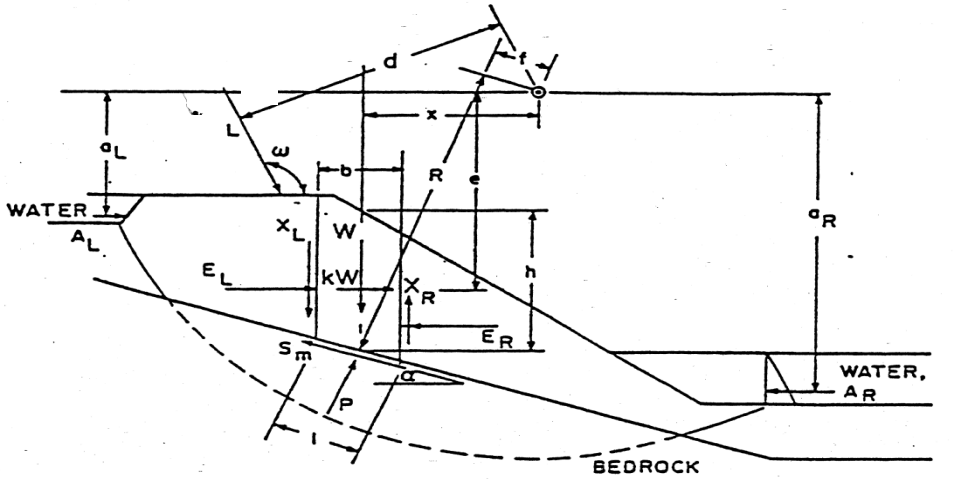


FIG. 1. Forces acting for the method of slices applied to a composite sliding surface.

Nomenclatura:

W	Peso total de la dovela
R	Radio del brazo del momento asociado a S_m
X	Componente vertical de la fuerza interdovela
E	Componente horizontal de la fuerza interdovela
P	Fuerza Normal en la base de la dovela
x	Distancia horizontal desde el centro de la dovela hasta el centro de rotación
f	Distancia perpendicular desde P , al centro de rotación
k	Coeficiente sísmico para la fuerza horizontal
e	Distancia vertical, desde el centroide de cada dovela al centro de rotación
A	Resultante de las fuerzas ejercidas por el agua
a	Distancia perpendicular desde la fuerza A , hasta el centro de rotación
L	Carga Unitaria
d	Distancia perpendicular desde L , hasta el centro de rotación
α	Angulo de la tangente en el centro de la base de la dovela con la horizontal
l	Longitud de la base de la dovela
F_f	Factor de seguridad con respecto al equilibrio de Fuerzas
F_m	Factor de seguridad con respecto al equilibrio de Momentos

FIGURA 6.5: Geometría y fuerzas que actúan en una dovela. Metodo de Morgenstern-Price (Fredlund and Krahn [5]).

Este método (Morgenstern-Price, 1965) es aplicable a cualquier tipo de superficie de falla, circular ó no circular, y considera como condiciones de equilibrio estático, el equilibrio de fuerzas y de momentos. Asume que la inclinación de las fuerzas interdovelas varía de acuerdo a una función arbitraria:

$$X/E = \lambda \square f(x) \qquad (6.8)$$

En donde *f(x)* es la función que varía de forma continua a lo largo de la línea de falla, y λ es una constante a ser evaluada. Para una función dada *f(x)*, los valores de *λ* y Fs deben cumplir los equilibrios globales de momentos y fuerzas, de forma que Fs = $F_m = F_f$, GRAFICO 6.6, siendo F_m el factor de seguridad respecto al equilibrio de momentos, y F_f el factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas, cuyas ecuaciones son:

$$F_m = \frac{\sum\{c' lR + (P - ul) R \tan\phi'\}}{\sum Wx - \sum Pf + \sum kWe \pm Aa + Ld} \quad (6.9)$$

$$F_f = \frac{\sum c' \cos\alpha + \sum (P - ul) \tan\phi' \cos\alpha}{\sum P \operatorname{sen}\alpha + \sum kW' \pm A + L \cos\omega} \qquad (6.10)$$

Una de las variables claves en ambas ecuaciones es *P*, la fuerza normal en la base de la dovela, que viene dada por la siguiente expresión:

$$P = \left[W - (X_R - X_L) - \frac{c' l \operatorname{sen}\alpha}{F} + \frac{ul \tan\phi' \operatorname{sen}\alpha}{F}\right] / m_\alpha \qquad (6.11)$$

$$m_\alpha = \cos\alpha + \frac{(\operatorname{sen}\alpha \tan\phi')}{F}$$

En la expresión *6.11*, *F* es F_m , cuando *P* es sustituida en *6.9*, y *F* es F_f cuando se la sustituye en *6.10* [5].

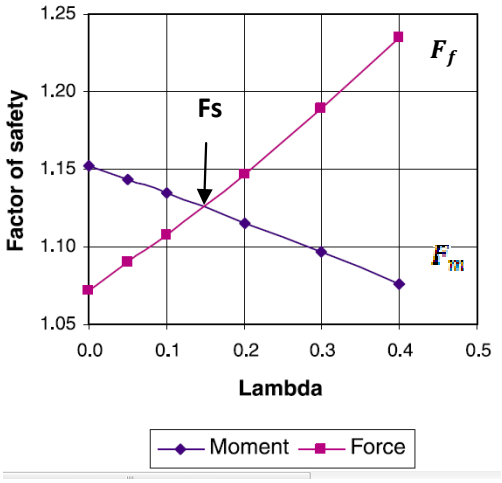


GRAFICO 6.6: Situación típica para una superficie de deslizamiento compuesta: para un rango de valores λ y una función dada *f(x)*, se han graficado los valores de F_m y F_f. La intersección de las dos curvas determina los valores de Fs y λ (Krahn [23]).

6.3.4. APLICACIÓN DEL METODO DE MORGENSTERN - PRICE

1. La función arbitraria adoptada para el análisis de la estabilidad en la expresión *6.8* es: $f(x) = \text{half}\ sen\ x$

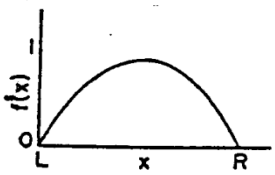


FIGURA 6.7: Función arbitraria utilizada para el análisis de estabilidad $f(x) = \text{half}\ sen\ x$ (Fredlund and Krahn [5]).

Misma que ha sido escogida en virtud de que la línea en la que se ubican las resultantes de las fuerzas interdovelas "THRUST LINE", es la que mejor se ajusta a la forma del bloque deslizante, tal como puede apreciarse en el siguiente gráfico:

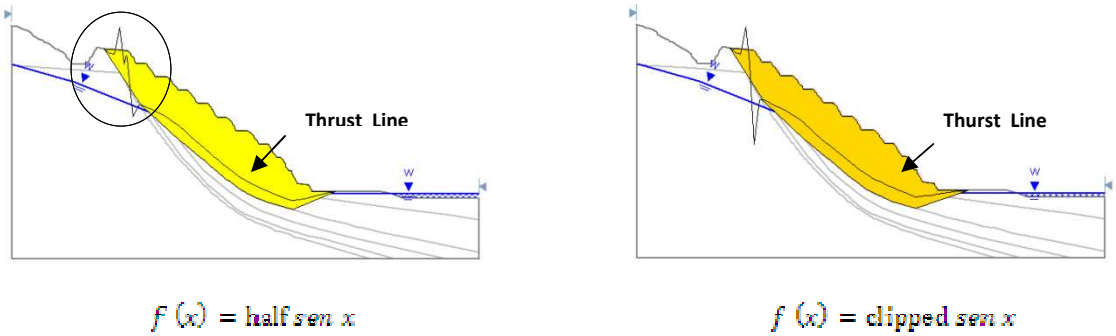


GRAFICO 6.8: Thrust Line para $f(x) = \text{half sen } x$ y $f(x) = \text{clipped sen } x$

El salto que ocurre en la "THRUST LINE", en la zona encerrada en el círculo del GRAFICO 6.8, es una consecuencia propia de las condiciones del método aplicado, ya que, el hecho de que en que cada dovela se deban encontrar las fuerzas, que al mismo tiempo hagan que cada dovela esté en equilibrio y que tenga el mismo factor de seguridad, puede resultar en una línea ubicada fuera de la dovela, tal como sucede en este caso [23].

2. Se asume que la rotura del material en el plano de falla, obedece al criterio lineal de Mohr-Coulomb.

Salvo que se indique lo contrario, todos los Modelos establecidos representan al talud con el sistema de sostenimiento que fue colocado según lo descrito en el ítem. 1.2.2

3. El programa de ordenador, empleado para el cálculo de la estabilidad del talud es el **SLIDE 5.0** de Rocscience :

- La masa deslizante se dividió en 50 dovelas. Los Fs obtenidos dividiendo la masa en mayor número de dovelas, no mostraron variaciones significativas[15].

[15] Por ejemplo, para el Modelo A-a_2, el Fs es igual para 50 y 100 dovelas (Fs=1.283), para 150 dovelas Fs=1.284

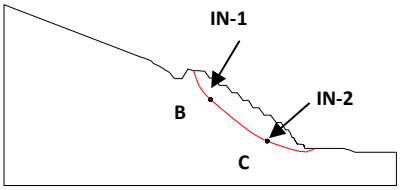
- Los siguientes son valores estándar del programa utilizado:
  Superficies analizadas: 5.000
  Tolerancia: 0.001
  Número de Iteraciones: 500

6.3.5. HIPOTESIS GENERALES DEL MODELO

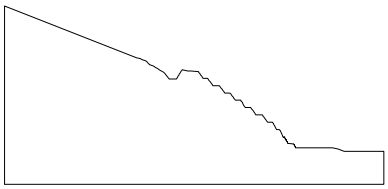
1. Para el inicio del cálculo de la estabilidad, se han planteado dos situaciones:

a) Cuando en el Modelo se ha considerado la lectura de los inclinómetros **IN-1** e **IN-2**, y por tanto existe una superficie preestablecida, entonces, se encontrará el Factor de Seguridad Fs del talud para esa condición. A este Modelo se ha convenido en llamarlo "**A**".

b) Cuando en el Modelo no se ha considerado la lectura de los inclinómetros, entonces, se encontrará la superficie con el menor Fs. A este Modelo se lo ha llamado "**B**".



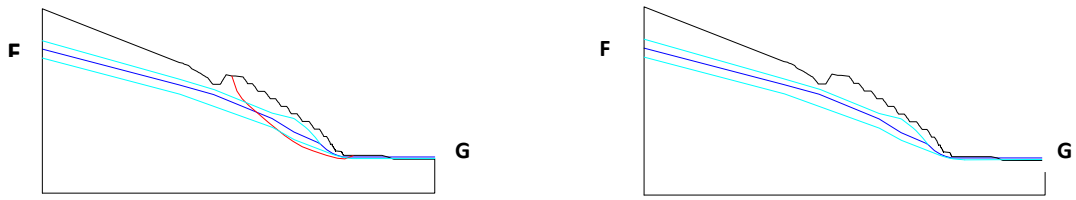
Modelo **A**: con inclinómetros



Modelo **B**: sin inclinómetros

GRAFICO 6.9a: Superficie preestablecida por los inclinómetros, que pasa por los puntos **B**-**C**, tal como puede verse en el gráfico del Modelo **A**.

2. El cálculo de la estabilidad se lo realizará considerando que en los Modelos **A** y **B** del talud, el nivel del agua está dado por la línea **F-G**, GRAFICO 6.2, que representa el máximo nivel piezométrico en las condiciones actuales, y por tanto, la condición más crítica en la que trabajará el talud, toda vez que los sistemas de drenaje construidos están en funcionamiento, a dichos Modelos se los ha llamado **A-a** y **B-a** respectivamente:



Modelo **A-a**: nivel piezométrico F-G

Modelo **B-a**: nivel piezométrico F-G

GRAFICO 6.9b: Nivel piezométrico crítico con el que trabajará el talud: línea **F-G**

4. Según los parámetros geomecánicos adoptados en cada uno de los Modelos arriba establecidos, se ha convenido en agregar un subíndice, de tal suerte que para el cálculo de la estabilidad del talud se tienen varios Modelos, cuyos valores de la cohesión (por ejemplo) se detallan en la TABLA 6.1.

MODELO		COHESION KPa.			
		CAPA 1	CAPA 2	CAPA 3	CAPA 4
A-a_1	**B-a_1**	100	100	200	300
A-a_2	**B-a_2**	100	98	196	294
A-a_2 rotura	**B-a_2 rotura**	100	40	70	294

TABLA 6.1: Denominación de los Modelos planteados para el cálculo de estabilidad, según los valores de la cohesión.

5. La presión de agua u_A , en un punto cualquiera **A**, GRAFICO 5.1, es la componente hidrostática en dicho punto.

   Cabe acotar, que el valor de la presión u, es determinante en la valoración del Fs, ya que cuando ésta se incrementa, el Fs disminuye al disminuir el numerador de las ecuaciones *6.9* y *6.10.*

6. El análisis de estabilidad se realizó en tensiones efectivas σ'_n , debido a que los ensayos lentos ó drenados, son los que mejor reflejan el comportamiento real del talud, ya que el agua dentro del mismo se encuentra fluyendo.

Los valores de los factores de seguridad, y la relación entre el plano definido por la lectura de los inclinómetros y la superficie con el menor Fs, permitieron

tener un primer acercamiento a la validación de los parámetros geotécnicos de partida, utilizados en el cálculo de estabilidad.

6.3.5.1. HIPOTESIS DEL MODELO A-a_1:

1. La superficie de deslizamiento es "**NO CIRCULAR"**, pasa por la línea **B - C**, GRAFICO 6.2, y SALIDA GRAFICA 6.10. El tramo de la línea ubicado a la izquierda del punto **B**, pasa por el estrato de ROCA DE MALA CALIDAD, esquisto negro clorítico inferior, y por la CAPA 1 de roca descomprimida, con dirección entre los 110° y 130° respecto al eje Y. En cuanto al tramo de línea ubicado a la derecha del punto **C**, este pasa por un punto muy cercano a la base del talud, con una dirección entre los 5° y 25°, respecto al eje Y.
2. Los parámetros geomecánicos que utilizó HIDROPAUTE para el análisis de estabilidad, y que servirán como parámetros de partida, son los siguientes:

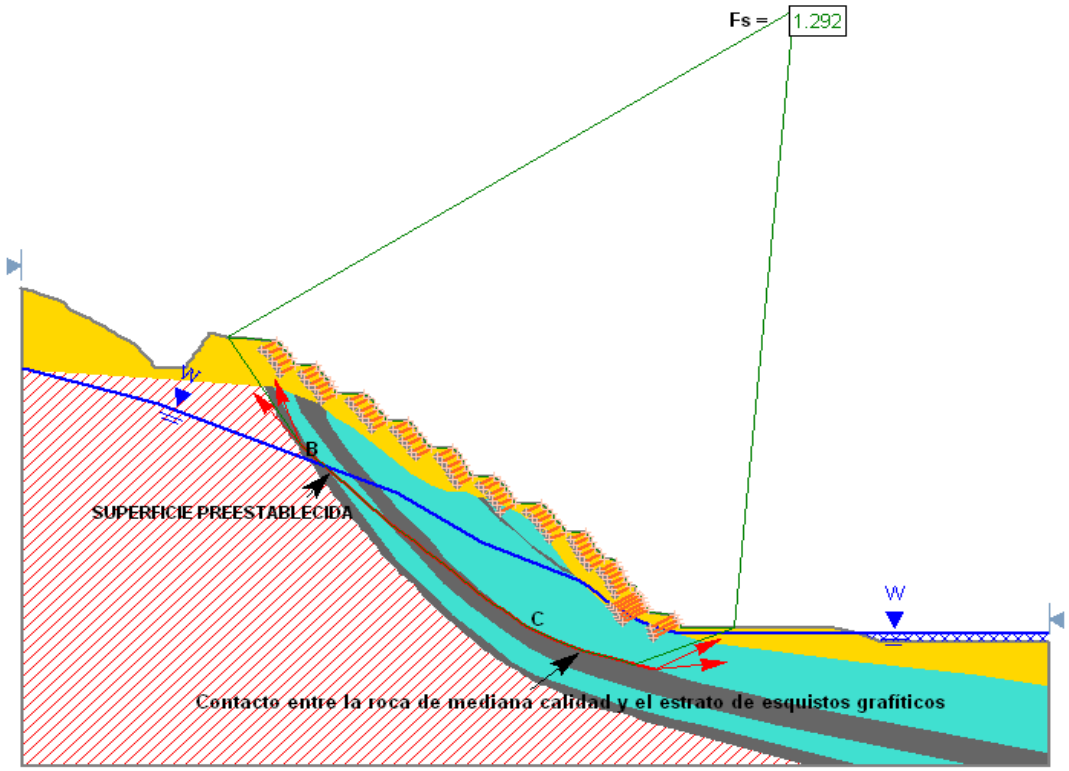
PARAMETROS DE ENTRADA				
		γ DENSIDAD	**C** COHESIóN	**ϕ** FRICCION
		KN/m³	KPa.	GRADOS
ZONA DESCOMPRIMIDA	CAPA 1	21	100	15
ROCA MALA	CAPA 2	21	100	20
ROCA MEDIANA	CAPA 3	22	200	30
ROCA BUENA	CAPA 4	25	300	35

6.3.5.2 HIPOTESIS DEL MODELO B-a_1:

1. La superficie de deslizamiento es "**NO CIRCULAR**", y no está preestablecida.
2. Las misma hipótesis 2 asumida para el Modelo **A-a_1**

6.3.5.3 **RESULTADOS OBTENIDOS:**

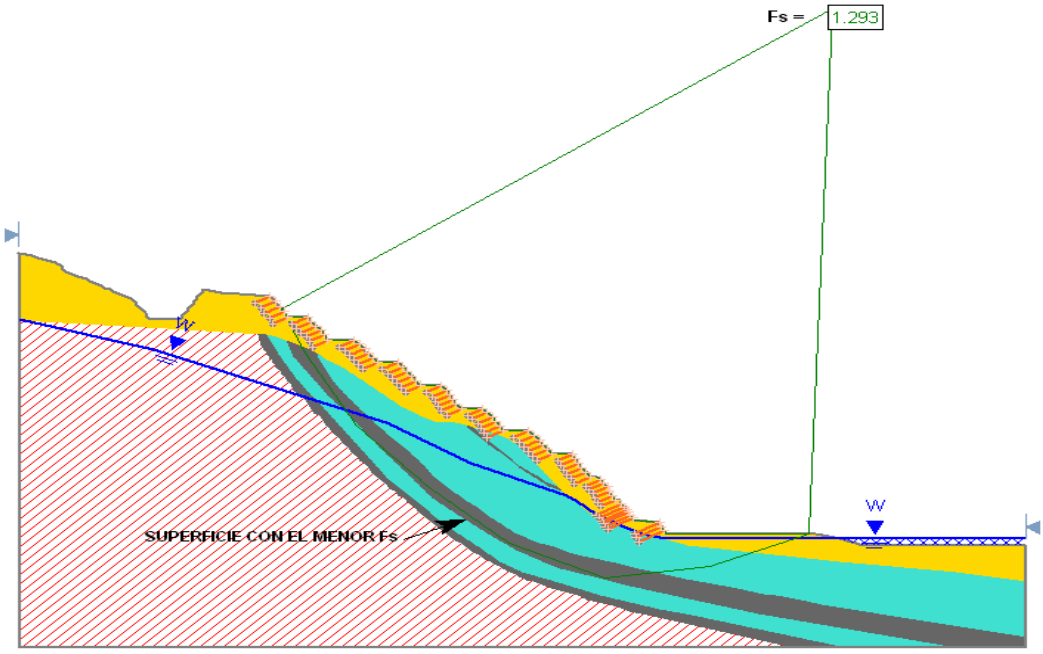
MODELO **A-a_1** :	CON INCLINOMETROS	Fs=	**1,292**
MODELO **B-a_1** :	SIN INCLINOMETROS	Fs=	**1,293**



SALIDA GRAFICA 6.10: Superficie preestablecida por los inclinómetros que pasa por los puntos **B**-**C**, Modelo **A-a_1, Fs** = 1.292

La SALIDA GRAFICA 6.10, muestra la superficie que pasa por los puntos **B** y **C** establecidos por los inclinómetros. El tramo de superficie a la izquierda del punto **B**, pasa por el contacto entre un estrato de esquisto cuarcítico, ROCA DE BUENA CALIDAD, y el de esquisto clorítico inferior, ROCA DE MALA CALIDAD. Con respecto al tramo a la derecha del punto **C**, la superficie pasa por el contacto entre el estrato de esquisto grafítico, ROCA DE MALA

CALIDAD, y un estrato de esquisto cuarcítico [16], ROCA DE MEDIANA CALIDAD.



SALIDA GRAFICA 6.11: Determinación de la superficie con el menor Fs, Modelo **B-a_1:**:pasa por el contacto entre los estratos de mala y mediana calidad. Fs=1.293

La superficie con el menor Fs, tal como se puede ver en la SALIDA GRAFICA 6.11, está gobernada por el deslizamiento del estrato de filitas, ROCA DE MALA CALIDAD, sobre el estrato de esquisto cuarzo micáceo, ROCA DE MEDIANA CALIDAD.

[16] Es importante remarcar, que no todos los estratos de esquisto cuarcítico, tienen el mismo valor del RMR, por lo tanto algunos están considerados como ROCA DE BUENA CALIDAD, y otros como ROCA DE MEDIANA CALIDAD, dependiendo del grado de descompresión. TABLA 3.9

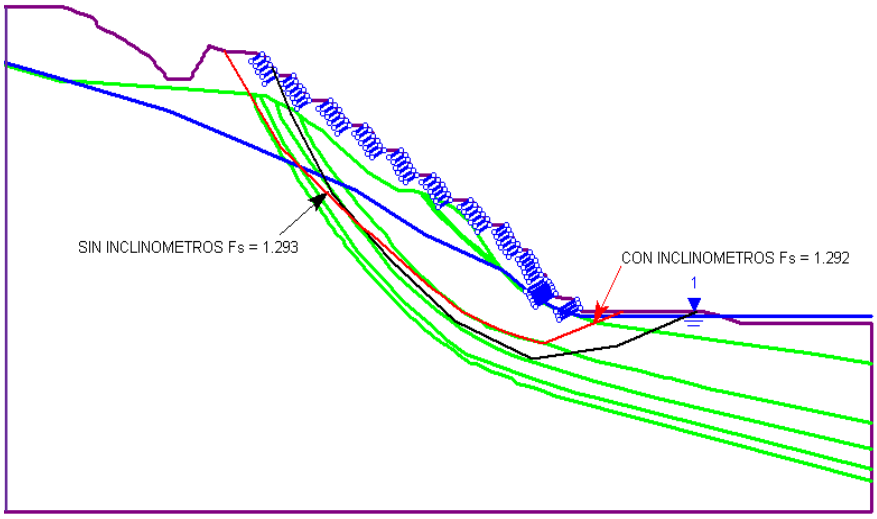


GRAFICO 6.12: Relación de superficies: Modelos **A-a_1** y **B-a_1**

Los Fs son prácticamente iguales, no así las líneas de las superficies de uno y otro Modelo, tal como puede apreciarse en el GRAFICO 6.12, si bien están próximas, no son coincidentes, excepto en el punto donde se cortan. En la parte alta del talud, las dos superficies se separan, la del Modelo **B-a_1** (sin inclinómetros), se encuentra a la izquierda de la del Modelo **A-a_1**, y su tramo más alto coincide con el frente del talud. En la zona cercana al pie del talud, las superficies también están separadas, y la del Modelo **A-a_1** está más próxima al pie del talud.

En ambos Modelos, casi la totalidad de la superficie respectiva atraviesa los estratos de ROCA DE MALA CALIDAD (CAPA 2) y ROCA DE MEDIANA CALIDAD (CAPA 3). El tramo de superficie que atraviesa el estrato de la ZONA DESCOMPRINIDA, es insignificante en relación a la longitud total de la superficie.

6.3.6. DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE ROTURA

El hecho de que el valor del Fs **= 1.292**, para el talud del Modelo **A-a_1**, sea mayor a la unidad, podría deberse a una de las siguientes causas:

1. La superficie establecida por los inclinómetros podría no ser el plano de falla.

2. Los parámetros geomecánicos de las diferentes capas involucradas en la superficie de deslizamiento, en la realidad podrían ser menores a los parámetros adoptados.

Para la determinación de los parámetros de rotura, se asumirá que la superficie establecida por los inclinómetros, es el plano de falla, y por tanto para evaluar c y **ϕ**, en los materiales involucrados en la rotura, y con el propósito de obtener un Fs**≈1**, se disminuirán los valores de c, en las tres capas del macizo. Para tal efecto, y respetando el rango del **RMR** establecido para cada una de las capas, TABLAS 3.3 y 5.1, y por tanto el intervalo de c, se tomarán los menores valores de estos parámetros dados en la respectiva tabla de Bieniawski.

La hipótesis planteada, de disminuir los valores del parámetro c, obedece a que la cohesión de los materiales involucrados en la superficie de falla, podría ser considerada como nula, debido a que su valor disminuye con el tiempo, por efectos de la descompresión y el intemperismo 19]. A esto, se debe agregar que la influencia del agua, en los materiales que constituyen la CAPA 2, es tal, que la roca se reblandece y descomprime, hasta el punto de poder ser fácilmente arrancada con la mano. En la siguiente fotografía se puede apreciar el grado de descompresión de esta roca.

FOTOGRAFIA 5: CONDICIONES DEL MACIZO ROCOSO, ROCA DE MALA CALIDAD:

- Descompresión
- Reblandecimiento

Junio /2009

En la CAPA 1, se mantendrán los parámetros que fueron adoptados al inicio, TABLA 5.1, debido a que el nivel del agua, solamente afecta a una pequeña porción de la misma, tal como puede verse en la SALIDA GRAFICA 6.10.

6.3.6.1 **HIPOTESIS DEL MODELO A-a_2:**

1. La superficie, NO CIRCULAR, establecida por los inclinómetros y que pasa por los puntos **B-C**, es el plano de falla.
2. En el momento en que se produce el deslizamiento del talud, el Fs del Plano de Falla será cercano ó igual a la unidad.
3. Los parámetros geomecánicos adoptados c, son los menores valores dentro del rango establecido por Bieniawski , para el **RMR** respectivo, y son los siguientes:

PARAMETROS DE ENTRADA				
		γ DENSIDAD	**C** COHESIóN	**ϕ** FRICCION
		KN/m³	Kpa.	GRADOS
ZONA DESCOMPRIMIDA	CAPA 1	21	100	15
ROCA MALA	CAPA 2	21	98	20
ROCA MEDIANA	CAPA 3	22	196	30
ROCA BUENA	CAPA 4	25	294	35

6.3.6.2 **HIPOTESIS DEL MODELO B-a_2:**

1. La superficie de deslizamiento es "**NO CIRCULAR**" y no está preestablecida.
2. Las mismas hipótesis 2 y 3 asumidas para el Modelo **A-a_2**

6.3.6.3 RESULTADOS OBTENIDOS:

MODELO **A-a_2**	CON INCLINOMETROS	Fs=	**1,283**
MODELO **B-a_2**	SIN INCLINOMETROS	Fs=	**1,284**

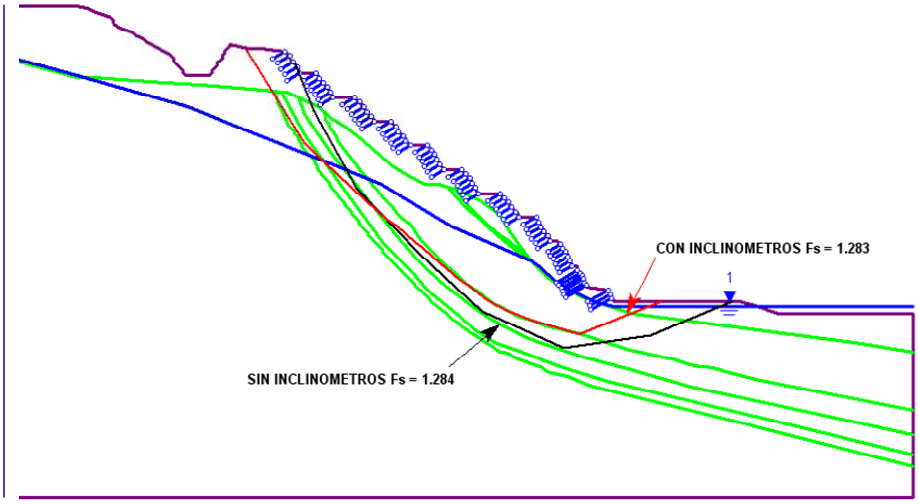
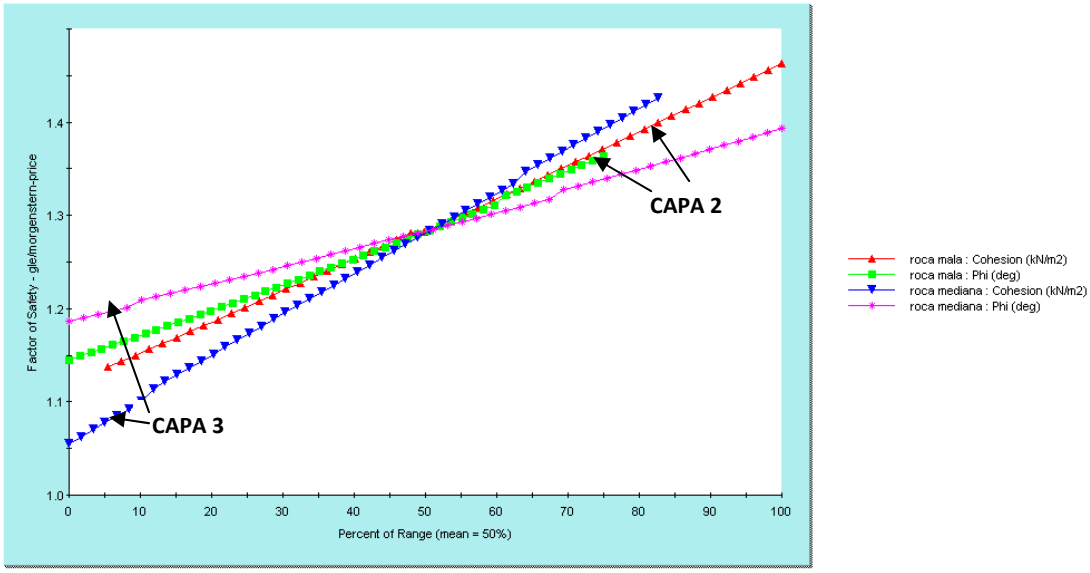


GRAFICO 6.13: Relación de superficies: Modelos **A-a_2** y **B-a_2**

La tendencia entre las líneas de las superficies, de los Modelos **A-a_2** y **B-a_2**, es la misma que se encontró para los Modelos **A-a_1** y **B-a_1**, tal como se muestra en la, SALIDA GRAFICA 6.13.

Al ser el Fs **= 1.283,** para el "plano de falla" asumido, mayor a la unidad, significa que los parámetros geomecánicos adoptados **c** y **ϕ,** deben ser revisados nuevamente.

Para conocer, cuál de los parámetros, es el que más incide en el valor del Fs**,** se ha hecho un análisis de "sensibilidad", utilizando la opción SENSITIVITY ANALYSIS del programa SLIDE, obteniéndose la SALIDA GRAFICA 6.14, en cuyo eje **X**, constan los rangos de variación de los parámetros, cuya sensibilidad se quiere conocer, y en el eje **Y**, los diferentes valores del Fs.



SALIDA GRAFICA 6.14: Análisis de sensibilidad para el Modelo **A-a_2**: Las rectas de mayor pendiente son las que tienen mayor influencia en la valoración del **Fs**.

Toda vez, que las CAPAS 2 y 3, ROCA DE MALA y MEDIANA CALIDAD, son las que rigen el deslizamiento del talud, SALIDA GRAFICA 6.12, sus parámetros c y **ϕ**, respectivamente, son los que más influirán en el Fs. El análisis de "sensibilidad" ha sido realizado para dichos parámetros, obteniéndose que los valores que más influyen, son en primer lugar la cohesión c del material de mediana calidad, en la SALIDA GRAFICA 6.14, la recta de mayor pendiente, luego el parámetro más influyente es la cohesión c del material de mala calidad, y finalmente la fricción de la roca de mala y mediana calidad respectivamente, que son las rectas de menor pendiente. El hecho de que los valores de la cohesión c de las CAPAS 2 y 3, sean los de mayor incidencia en el valor de Fs, valida la hipótesis asumida sobre la disminución sus valores para obtener un Fs**≈1.**

Por lo tanto, para volver a calcular el Fs del Modelo **A-a_2**, se disminuyeron gradualmente los valores de la cohesión de las CAPAS 2 y 3, manteniéndose constantes los valores de los otros parámetros , hasta obtener un Fs**≈1**, tal como lo muestra la siguiente tabla. A los Modelos cuyos parámetros

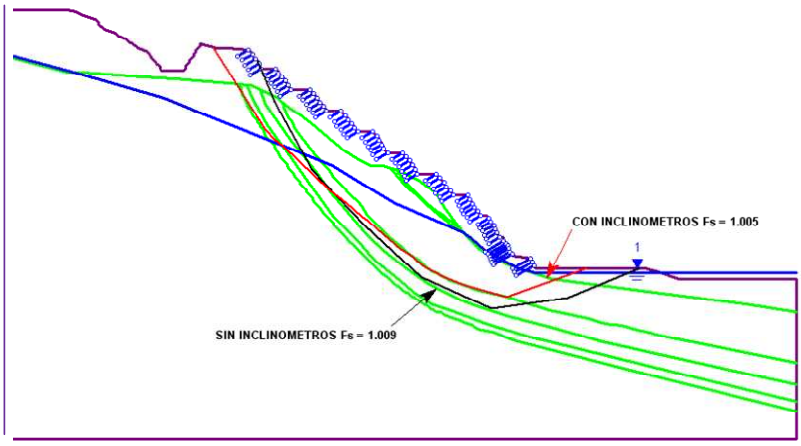
geotécnicos son los de rotura, se los ha llamado **A-a_2 rotura** y **B-a_2 rotura**, para las superficies con y sin inclinómetros, respectivamente.

CALIBRACION DE LA COHESION: Modelo **A-a_2 rotura**						
	COHESION KPa.					
ZONA DESCOMPRIMIDA	CAPA 1	100	100	100	100	100
ROCA MALA	CAPA 2	68	50	40	40	40
ROCA MEDIANA	CAPA 3	156	130	100	80	70
ROCA BUENA	CAPA 4	294	294	294	294	294
Fs		1,176	1,110	1,050	1,021	1,005

Calculando el Fs en el Modelo **B-a_2 rotura**, utilizando los parámetros de rotura del Modelo **A-a_2 rotura**, se tiene:

6.3.6.4 RESULTADOS OBTENIDOS

MODELO **A-a_2 rotura**:	CON INCLINOMETROS	Fs=	**1,005**
MODELO **B-a_2 rotura**:	SIN INCLINOMETROS	Fs=	**1,009**



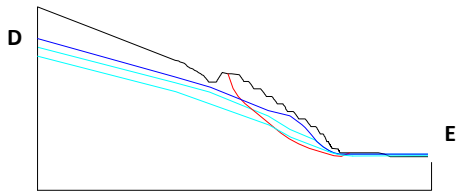
SALIDA GRAFICA 6.15: Relación de superficies: Modelos **A-a_3** y **B-a_3**

Al ser los valores de los Fs, en los dos casos, cercanos a la unidad, Fs = 1.005 y 1.009 **≈ 1**, significa que cuando los valores de la cohesión de las CAPAS 2 y 3, llegan a 40 y 70 KPa., respectivamente, la estabilidad es precaria y por tanto el deslizamiento del talud es inminente. En el GRAFICO 6.15, se puede

observar que la superficie del Modelo **B-a_2 rotura**, si no es coincidente con el plano de falla predeterminado, se encuentra cercana. Al igual que en los dos Modelos anteriores, la tendencia de la relación entre las dos superficies se mantiene igual.

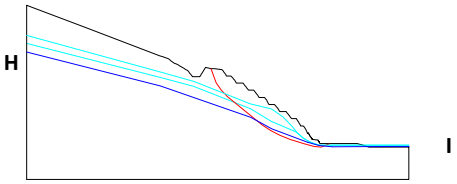
6.3.7. INFLUENCIA DE CONDICIONANTES EXTERNOS EN EL Fs

Teniendo en cuenta la relevancia que tiene la presión del agua u, en la estabilidad de un talud, y con el objeto de conocer la influencia de la misma en el valor del Fs del talud estudiado, se ha movido el nivel del agua a diferentes alturas, tales como al máximo nivel al que llegó la línea piezométrica antes de la construcción de los drenes, línea **D**-**E**, GRAFICO 6.2, al mínimo nivel al que suele llegar dicha línea durante el estiaje después de la construcción de los drenes, línea **H**-**I**, y también al nivel cero, es decir cuando el talud se encontraría seco. Para el cálculo de la estabilidad, y según la ubicación del nivel piezométrico a los respectivos Modelos se los ha denominado de la siguiente forma:



Modelo **A-b**: nivel piezométrico D-E

GRAFICO 6.16a: Máximo nivel piezométrico del talud, antes de la construcción del sistema de drenaje: línea **D-E.**



Modelo **A-c**: nivel piezométrico H-I

GRAFICO 6.16b: Mínimo nivel piezométrico con el que trabajará el talud, una vez construido el sistema de drenaje, línea **H-I.**

El Modelo **A**, tal como puedo observarse en el GRAFICO 6.9a, representa al talud en condiciones secas, cuya línea piezométrica pasa por la base del mismo, nivel cero.

Para conocer la influencia de otros condicionantes externos, tales como la sismicidad y los sostenimientos colocados en el talud, se ha realizado el análisis de estabilidad en el Modelo **A-a_2**, que es el que mejor refleja la condición más crítica en la que se encuentra trabajando el talud, es importante remarcar que los parámetros geomecánicos adoptados en el Modelo mencionado, como bien se dijo anteriormente, permiten cubrir una serie de incertidumbres inherentes al comportamiento de los macizos rocosos.

6.3.7.1 HIPOTESIS GENERALES DEL MODELO:

1. La superficie, NO CIRCULAR, establecida por los inclinómetros y que pasa por los puntos **B-C**, no necesariamente es el Plano de Falla.
2. Los parámetros geomecánicos adoptados son los mismos que para el Modelo **A-a_2**, ítem. 6.3.6.1

6.3.7.2 **RESULTADOS OBTENIDOS:**

INFLUENCIA DE CONDICIONANTES EXTERNOS EN EL Fs		Fs
INFLUENCIA DEL NIVEL DE AGUA		
Modelo **A-b**	Nivel de agua = Linea **D-E**	1,189
	Condición más desfavorable antes de la colocacion del drenaje	
Modelo **A-a_2**	Nivel de agua = Linea **F-G**	1,283
	Condiciones más desfavorables despues de la colocacion del drenaje	
Modelo **A-c**	Nivel de agua = Linea **H-I**	1,331
	Condiciones más favorable despues de la colocacion del drenaje	
Modelo **A**	Nivel de agua = cero, u =0	1,477
	Condicion improbable	
INFLUENCIA DE LA SISMICIDAD		
Modelo **A-a_2 con sismo**	Coeficiente seudo-estático k =0,12	1,129
INFLUENCIA DEL SOSTENIMIENTO COLOCADO		
Modelo **A-a_2 sin soste-nimiento**	Sin pernos *(l = 6 - 10m.)*	1,283

TABLA 6.2: Influencia de los condicionantes externos en la valoración del Fs**.**

INFLUENCIA DE CONDICIONANTES EXTERNOS		
DESCRIPCION:	**Fs**	DIFERENCIA EN %
		(respecto a la referencia)
Modelo **A-b**	1,189	-7,33
Modelo **A-a_2**	1,283	REFERENCIA
Modelo **A-c**	1,331	3,74
Modelo **A**	1,477	15,12
Modelo **A-a_2 con sismo**	1,129	-12,00
Modelo **A-a_2 sin sostenimiento**	1,283	0,00

TABLA 6.3 : Relación en porcentaje de los Fs respecto al Fs del Modelo **A-a_2**

La TABLA 6.2 muestra los valores de los Fs, para las diferentes situaciones analizadas. En la TABLA 6.3 se ha calculado el porcentaje del Fs con respecto al Fs del Modelo **A-a_2**, que, como ya se dijo anteriormente, es la condición más crítica en la que trabajará el talud una vez construido el sistema de drenaje.

Nótese la influencia del nivel de agua en el valor el Fs, al construir el sistema de drenaje el Fs se incrementó en un 7.33%, en temporada de estiaje el Fs se incrementa en un 3.74%, y en el caso (improbable) de que el talud se

encuentre seco, el Fs se incrementaría en un 15.12%. Es decir que el nivel de agua produce variaciones del orden del 24% en la valoración del Fs, desde 1.189 hasta 1.477.

El sismo influye de manera ostensible en la estabilidad del talud, ya que en caso de producirse un sismo (PGA=0.24*g*) cuando el talud se encuentre trabajando en condiciones críticas, el Fs bajaría hasta un 12%, sin embargo el talud seguiría siendo estable.

Con respecto al sostenimiento colocado en el talud, el resultado de 0%, muestra que su influencia en la estabilidad global del talud es nula. Lo cual podría deberse, a que ninguno de los pernos colocados, debido a su longitud, alcanza la superficie de falla, no así, han jugado un papel preponderante en la estabilidad local del talud, misma que no ha sido abordada en este trabajo de Tesis.

6.3.8. OPTIMIZACION DE LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO

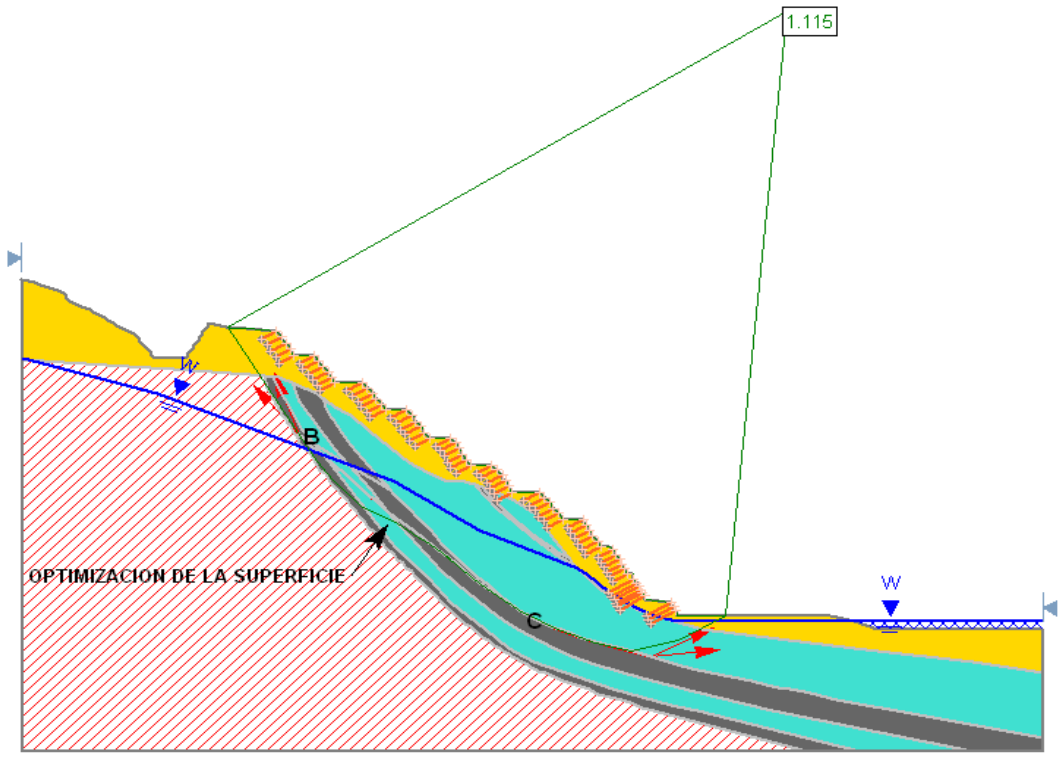
Una vez encontrada la superficie que tiene el menor Fs (Modelo **A-a$_2$**, Fs=1.283) en el Modelo que representa la condición más desfavorable en la que trabajará el talud, y aplicando la técnica de OPTIMIZACION, se puede buscar una superficie aún “más crítica”. Para el caso del cuenco amortiguador se ha utilizado el “INCREMENTAL PROCESS” que consiste en dividir la superficie en varios segmentos de recta, para luego, moviendo cada uno de sus vértices, a lo largo de toda la superficie, chequear la posibilidad de un valor del Fs más bajo [28].

A continuación se muestra la SALIDA GRAFICA 6.17 y los resultados, una vez que con la opción OPTIMIZE SURFACES dentro del programa utilizado para el cálculo de la estabilidad, se ha aplicado la técnica de optimización en los Modelos **A-a$_2$**, **A-a$_2$ con sismo** , **A** (nivel de agua =0) y **A-a$_2$ sin sostenimiento**.

6.3.8.1 RESULTADOS OBTENIDOS:

CON OPTIMIZACION DE SUPERFICIE INFLUENCIA DE CONDICIONANTES EXTERNOS EN EL Fs		Fs
INFLUENCIA DEL NIVEL DE AGUA		
Modelo **A-a_2**	Nivel de agua = Linea **F-G**	1,115
	Condiciones más desfavorables despues de la colocacion del drenaje	
Modelo **A**	Nivel de agua = cero, u =0	1,287
	Condicion improbable	
INFLUENCIA DE LA SISMICIDAD		
Modelo **A-a_2 con sismo**	Coeficiente seudo-estático k =0,12	0,950
INFLUENCIA DEL SOSTENIMIENTO COLOCADO		
Modelo **A-a_2 sin soste-nimiento**	Sin pernos *(l = 6 - 10m.)*	1,115

TABLA 6.4: Influencia de los condicionantes externos en la valoración del Fs para la superficie de falla optimizada.

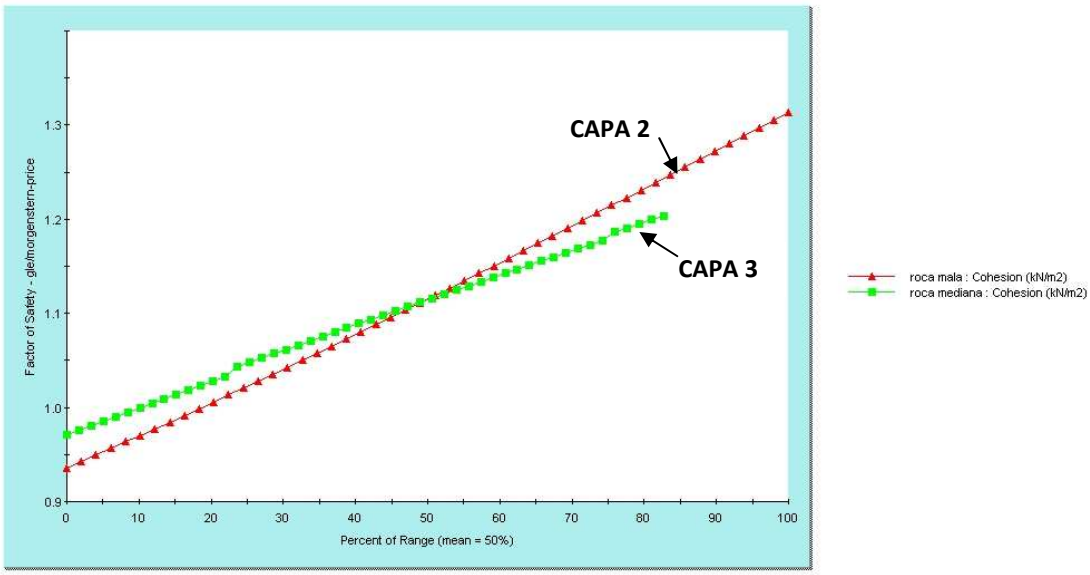


SALIDA GRAFICA 6.17: Superficie de falla optimizada del Modelo **A-a_2**, Fs= 1.115

La superficie “optimizada”, como ya se indicó en la descripción del Modelo **A-a₂** pasa por los puntos **B** y **C.** El movimiento del talud, en la parte alta, ocurrirá cuando el estrato de esquisto negro clorítico inferior (ROCA DE MALA CALIDAD RMR=60-41) se deslice sobre el esquisto cuarcítico [17](ROCA DE BUENA CALIDAD RMR=100-81) , en cambio en la zona cercana al pie del talud, el movimiento estará gobernado por el deslizamiento del estrato de esquisto cuarcítico (ROCA DE MEDIANA CALIDAD RMR=80-61) sobre el de esquisto grafítico (ROCA DE MALA CALIDAD RMR=60-41). Cabe remarcar que el movimiento en la superficie obtenida sin la técnica de optimización, está regido por el deslizamiento del estrato de esquisto cuarcítico sobre el estrato de esquisto grafítico. Más adelante, en el GRAFICO 6.29 se puede apreciar la relación que tienen las dos superficies.

Al igual que en el Modelo **A-a₂**, las CAPAS 2 y 3, ROCA DE MALA y MEDIANA CALIDAD, son las que rigen el deslizamiento del talud, SALIDA GRAFICA 6.17, por lo tanto sus parámetros geotécnicos son los que más incidirán en la valoración del Fs. El análisis de “sensibilidad” determinó que los parámetros más influyentes son, en primer lugar la cohesión c del material de MALA CALIDAD, en la SALIDA GRAFICA 6.18 la recta de mayor pendiente, y luego la cohesión c del material de MEDIANA CALIDAD.

[17] El estrato inferior de ESQUISTO CUARCíTICO, tiene un RMR=100-81, tal como puede apreciarse en la TABLA 3.9



SALIDA GRAFICA 6.18: Análisis de sensibilidad para las ROCA DE MALA y MEDIANA CALIDAD en el Modelo **A-a_2** con superficie optimizada, influencia de la cohesión **c** en el valor del **Fs.**

6.4. METODOS TENSO-DEFORMACIONALES

6.4.1. GENERALIDADES

Estos métodos consideran la relación tensión-deformación, que ocurre en el material durante el proceso de deformación y rotura, siendo aquella relación la que controla su resistencia [6].

Ante determinadas cargas y siguiendo su ley de comportamiento, el terreno se deforma hasta alcanzar la rotura, en función de sus propiedades de resistencia y deformabilidad. Durante este proceso, se van generando diferentes estados tensionales en las distintas zonas del talud. Los métodos tenso-deformacionales permiten modelizar esta evolución, y la resolución de las ecuaciones del Modelo de comportamiento escogido, mediante métodos de elementos finitos ó cualquier otro método matemático, proporcionan los valores de los desplazamientos, deformaciones y tensiones, que constituyen una guía importante para la evaluación ingenieril de la estabilidad y seguridad del talud analizado [7].

El conocimiento de la ley de comportamiento que siguen los materiales, así como los valores de los parámetros de resistencia y deformabilidad, es fundamental para la realización de una modelización adecuada.

.6.4.2 BREVE DESCRIPCION DEL METODO DE ELEMENTOS FINITOS

El Método de Elementos Finitos, **MEF**, es el más utilizado para la resolución de los problemas tenso-deformacionales. En general, para la evaluación de la estabilidad de un talud, y particularmente para el cuenco amortiguador, se han seguido cuatro pasos: discretización, cálculo del estado inicial de esfuerzos, aplicación del método **SRM**[18] y detección del mecanismo de falla [2].

6.4.2.1 **DISCRETIZACION DEL MODELO** (GEOMETRíA Y CONDICIONES DE CONTORNO):

El **MEF** aplicado a la mecánica de rocas, consiste en discretizar el macizo, en pequeños elementos triangulares ó rectangulares (en el caso de análisis bidimensionales), que se encuentran conectados en ciertos puntos llamados nodos, para el caso del talud estudiado se han elegido elementos triangulares de seis nodos[19], cuya unión de varios de ellos constituye la malla de elementos finitos, misma que se ha refinado en la zona que involucra el frente del talud.

La geometría del Modelo establecido para la evaluación del talud mediante el **MEF**, cumple con lo indicado en la siguiente recomendación, FIGURA 6.19:

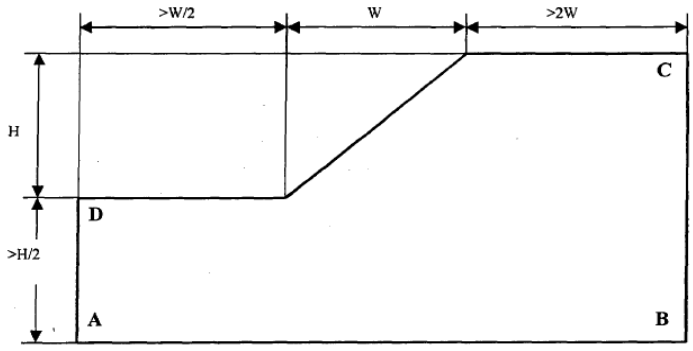
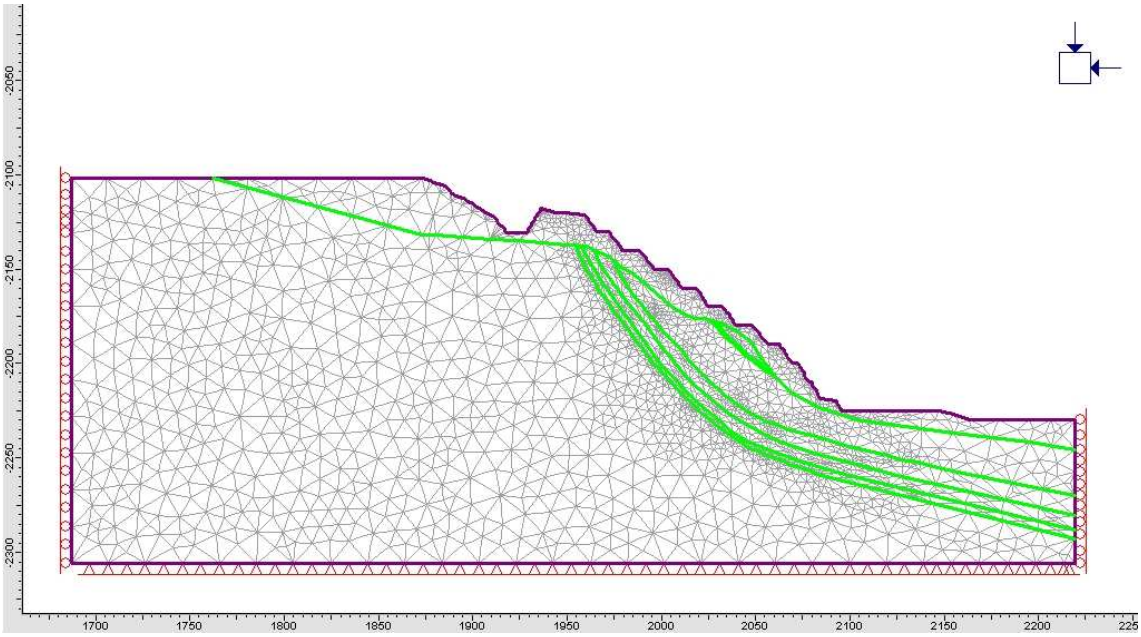


FIGURA 6.19: Dimensiones mínimas que debe tener un talud para aplicar el **MEF** (Puell Marín [25]).

[18] SRM= Shear Strength Reduction Method, detallado en el ítem 6.7.3

[19] Los creadores del programa de cálculo SSR, con base a su vasta experiencia en Modelos SSR, recomiendan que para la aplicación de dicho método, deberían utilizarse elementos triangulares de seis nodos.

Respecto a las condiciones de contorno adoptadas, en la base del talud fueron restringidos tanto los movimientos horizontales como los verticales, en las fronteras verticales se restringieron los movimientos horizontales, no así los verticales, y en la frontera superior y al frente del talud, se permitió el libre movimiento, tal como puede observarse en la SALIDA GRAFICA 6.20 del programa utilizado:



SALIDA GRAFICA 6.20: Geometría, malla de elementos finitos y condiciones de contorno para el talud izquierdo del cuenco.

Finalmente, cuando se aplica el **MEF** para la evaluación de la estabilidad de un talud, varios aspectos tales como los que se describen a continuación, entre otros, influyen de manera importante en los resultados [2]:

1. La selección de los parámetros geotécnicos del material.
2. El Modelo constitutivo asumido del material[20].
3. El criterio de convergencia establecido[21].
4. La extensión de la geometría.

[20] Para el caso estudiado, se ha asumido que el material responde a un comportamiento ELASTO PLASTICO PERFECTO, ítem 6.4.4 numeral 2

[21] En el Ítem 6.4.2.3 se indica el criterio de convergencia utilizado respecto a la distribución de esfuerzos. No se puede soslayar el hecho, de que el criterio de convergencia numérico también influye en los resultados, sin embargo está fuera del alcance de este trabajo de Tesis,

5. El refinamiento de la malla
6. La forma y orden de los elementos.

6.4.2.2 ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS

Cuando no se dispone de los estados de tensiones in situ a los que está sometido el material, el **MEF** para poder evaluar dicho estado, lo hace a través de dos procedimientos, el *K_o procedure* y el *gravity loading* . El segundo de los cuales utiliza el peso propio del talud para evaluar el estado inicial de esfuerzos, y su uso es apropiado cuando el talud es estable, esto es Fs ≥ 1 [2]. Para el caso del talud del cuenco, y teniendo como referencia el valor del Fs ≥ 1, obtenido mediante el método de equilibrio límite, se utilizó este segundo procedimiento.

En el GRAFICO 6.21 se puede apreciar la distribución vertical de esfuerzos para el talud estudiado, el campo de esfuerzos tiende a ser paralelo a la superficie del talud, y el hecho de que la transición en los vértices sea muy suave, significa que el proceso utilizado, puede ser considerado como la mejor representación de el actual campo de esfuerzos [2].

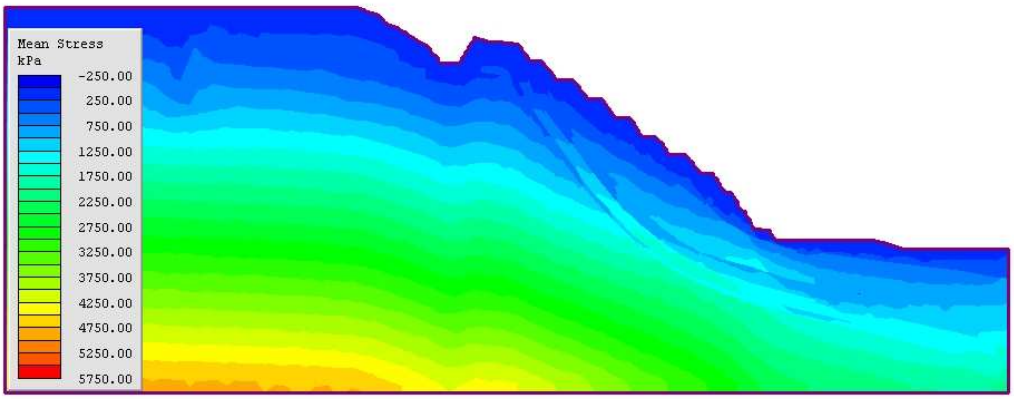


GRAFICO 6.21: Distribución de esfuerzos verticales mediante el proceso **gravity loading**, una vez que ha sido aplicado el SRM.

6.4.2.3 METODO DE REDUCCION DE LA RESISTENCIA CORTANTE SRM:

El análisis de la estabilidad se ha realizado con el método de reducción de la resistencia cortante, cuyas siglas del inglés son **SRM** (Shear Strength Reduction Method), conocido como la técnica de reducción de phi/c. Consiste en reducir la resistencia cortante del material hasta que el talud se vuelva inestable. El punto de inestabilidad es tomado como el factor de seguridad del talud.

Este método, calcula el factor de seguridad, para un sistemático decrecimiento de la cohesión ***c*** y de la tangente de la fricción **ϕ**, (tan **ϕ**), hasta llegar a la no convergencia del sistema. Esto implica, que no se puede encontrar una distribución de esfuerzos, que simultáneamente satisfaga tanto el criterio de falla adoptado como el equilibrio global. Se asume que el colapso del talud ocurre cuando la solución no converge, entonces, se produce un incremento importante de los desplazamiento [2].

El cálculo de las tensiones y deformaciones principales en cada uno de los elementos, implica una formulación matemática que está fuera del propósito de este trabajo de Tesis, por lo tanto no ha sido abordado.

El **SRM** utiliza los factores de reducción de resistencia, **SRF** (Strength Reduction Factor), es:

$$\text{SRF} = \frac{c}{c_f} = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_f} \qquad (6.10)$$

En donde:

c y **ϕ**, son los parámetros originales

c_f y ϕ_f, son los parámetros movilizados a falla.

El factor de seguridad es calculado cuando pequeños cambios en el **SRF** producen el salto de la convergencia a la no convergencia de la solución. En este límite la expresión *6.10,* es:

$$\text{SRF de falla} = \text{Fs} = \frac{esfuerzo\ disponible}{esfuerzo\ crítico} \qquad (6.11)$$

Asumiendo un criterio de rotura Mohr-Coulomb, se tiene la siguiente expresión:

$$Fs = \frac{c + \sigma \tan \phi}{c_f + \sigma \tan \phi_f} \qquad (6.12)$$

Como puede apreciarse, la definición del factor de seguridad para este método, es igual a la establecida para los métodos de equilibrio límite. Las expresiones *6.11* y *6.12* son similares.

6.4.2.4 DETECCION DEL MECANISMO DE FALLA:

El **SRM**, no define ni busca una superficie de falla, sino que como parte del análisis, automáticamente encuentra el mecanismo de falla. La información obtenida puede ser utilizada para interpretar el desarrollo de dicho mecanismo, la deformación de la malla, la determinación de las zonas de plasticidad, los contornos de los máximos desplazamientos y los contornos de los máximos esfuerzos cortantes, permiten interpretar lo que acontece en el talud.

6.4.3 APLICACIÓN DEL MEF

1. El cálculo de la estabilidad se lo realizará mediante la técnica **SRM.**
2. Se han planteado dos situaciones: en la primera de ellas se asumió que el material del macizo rocoso, obedece al criterio de rotura lineal de Mohr- Coulomb, y en la segunda, que obedece al criterio no lineal generalizado de Hoek-Brown.
3. Todos los Modelos establecidos representan al talud con el sistema de sostenimiento colocado (ítem. 1.2.2).
4. El programa de ordenador, empleado para el cálculo de la estabilidad del talud es el **PHASE 2** de Rocscience, en el que se ha utilizado la opción, Shear Strength Reducction, **SSR.**
   - Forma de los elementos: triangulares de seis nodos.
   - Tipo de análisis: Deformación plana[22]
   - Los siguientes son valores estándar del programa utilizado:
     Número de iteraciones: 500
     Tolerancia: 0.001

[22] Para el análisis de estabilidad, se asumió un Modelo 2D (dos dimensiones).

Número de elementos: 5000

6.4.4 HIPOTESIS GENERALES DEL MODELO

El análisis de la estabilidad del talud se lo realizará en el Modelo **A-a_2**, por las razones que ya fueron expuestas detalladamente en el ítem 6.3.7, y se lo denominará Modelo **A-a_2-MEF**.

1. A los Modelos en los que se ha aplicado el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown, se ha convenido en llamarlos Modelo **A-a_2-MEF(MC)** y Modelo **A-a_2-MEF(HB)** respectivamente.
2. Todos los materiales del macizo rocoso son isótropos, y obedecen a un comportamiento elasto-plástico perfecto, tal como se muestra en el GRAFICO 6.22, es decir, la capacidad resistente del material se mantiene constante aún después de la plastificación, por lo tanto los valores pico y residuales son iguales.

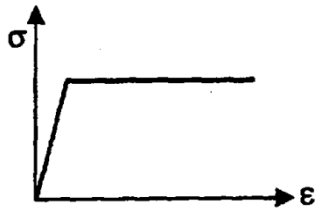


FIGURA 6.22*:* Curvas Tensión- Deformación para un Modelo elasto-plástico perfecto [25].

3. La presión de agua u_A , en un punto cualquiera **A**, GRAFICO 5.1, es la componente hidrostática del punto **A**.
4. El análisis de estabilidad se lo realiza en Tensiones Efectivas σ'_n
5. Se asume que el valor de la dilatancia ψ es igual a cero, es decir se considera que todos los materiales que conforman el macizo rocoso, responden a una regla de flujo NO ASOCIADA.

6.4.4.1 HIPOTESIS DEL MODELO A-a_2-MEF(MC):

1. Los materiales obedecen a un criterio de rotura Mohr-Coulomb

2. Los parámetros geomecánicos adoptados son los siguientes[23]:

PARAMETROS DE ENTRADA						
		γ DENSIDAD	C COHESIÓN	ϕ FRICCION	E	ν
		KN/m³	KPa.	GRADOS	Kpa.	
ZONA DESCOMPRIMIDA	CAPA 1	21	100	15	1370000	0,32
ROCA MALA	CAPA 2	21	98	20	2900000	0,30
ROCA MEDIANA	CAPA 3	22	196	30	2900000	0,30
ROCA BUENA	CAPA 4	25	294	35	2900000	0,30

6.4.4.2 HIPOTESIS DEL MODELO A-a_2-MEF(MC) con sismo:

1. Las mismas hipótesis 1 y 2 para el Modelo **A-a_2-MEF(MC)**
2. El valor del coeficiente seudo-estático *k* es 0.12

6.4.4.3 HIPOTESIS DEL MODELO A-b-MEF(MC):

1. El nivel de agua es igual al máximo nivel antes de la construcción del sistema de drenaje, línea **D-E**.
2. Las mismas hipótesis 1 y 2 para el Modelo **A-a_2-MEF(MC)**

6.4.4.4 HIPOTESIS DEL MODELO A-MEF(MC):

3. El nivel de agua es igual a cero, el talud se encuentra en condiciones secas.
4. Las mismas hipótesis 1 y 2 para el Modelo **A-a_2-MEF(MC)**

6.4.4.5 HIPOTESIS DEL MODELO A-a_2-MEF(HB) :

1. Los materiales obedecen a un criterio de rotura no lineal generalizado de Hoek-Brown
2. Los parámetros geomecánicos adoptados son los mismos establecidos en el numeral 2 de la hipótesis **A-a_2-MEF(MC**), más los que se muestran a continuación[24]:

[23] Los valores de las constantes elásticas **E** y **ν** fueron propuestos en la tabla 3.10, ítem. 3.3.2.4.
[24] Los valores de σ_{ci}, mb, s y a, fueron propuestos en la tabla 3.12, item. 3.3.3.2

PARAMETROS DE ENTRADA					
		σ_{ci}	mb	s	a
		KPa			
ZONA DESCOMPRIMIDA	CAPA 1	10000	0,402	0,0001	0,544
ROCA MALA	CAPA 2	10000	0,402	0,0001	0,544
ROCA MEDIANA	CAPA 3	25000	0,481	0,0002	0,531
ROCA BUENA	CAPA 4	50000	0,575	0,0004	0,522

6.4.4.6 **HIPOTESIS DEL MODELO A-a_2-MEF(HB) con sismo** :

1 Las mismas hipótesis 1 y 2 para el Modelo **A-a_2-MEF(HB)**

2 El valor del coeficiente seudo-estático *k* es 0.12

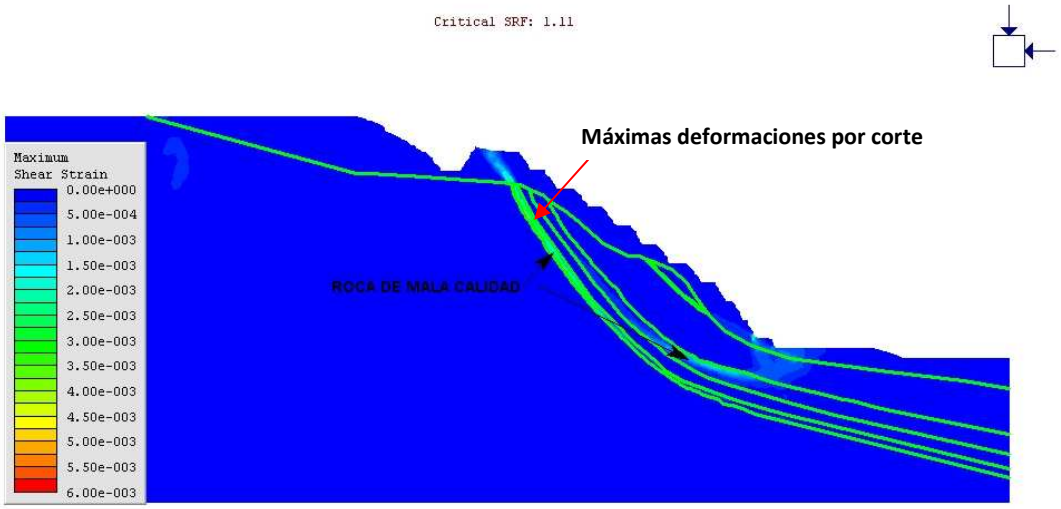
6.4.4.7 **RESULTADOS OBTENIDOS:**

CRITERIOS DE ROTURA MOHR-COULOMB Y HOEK-BROWN INFLUENCIA DE CONDICIONANTES EXTERNOS EN EL Fs		Fs	
		MC	HB
INFLUENCIA DEL NIVEL DE AGUA			
Modelo **A-b-MEF(MC)**	Nivel de agua = Linea **D-E**	1,050	
	Condición más desfavorable antes de la colocacion del drenaje		
Modelo **A-a_2-MEF(MC)**	Nivel de agua = Linea **F-G**	1,110	
	Condiciones más desfavorables despues de la colocacion del drenaje		
Modelo **A-a_2-MEF(HB)**			1,350
Modelo **A-MEF(MC)**	Nivel de agua = cero, u =0	1,280	
	Condicion improbable		
INFLUENCIA DE LA SISMICIDAD			
Modelo **A-a_2-MEF(MC) con sismo**	Coeficiente seudo-estático k =0,12	0,920	
Modelo **A-a_2-MEF(HB) con sismo**			1,140

TABLA 6.5: Influencia de los condicionantes externos en la valoración del Fs para un criterio de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown.

Cuando se asume que el macizo rocoso obedece al criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown los resultados del Fs son mayores en un 24 y 22%, para las condiciones críticas con y sin sismo respectivamente, con relación a cuando se sume que el material obedece al criterio lineal Mohr-Coulomb. Más adelante, en la SALIDA GRAFICA 6.34, se puede observar la relación entre los respectivos mecanismos de falla.

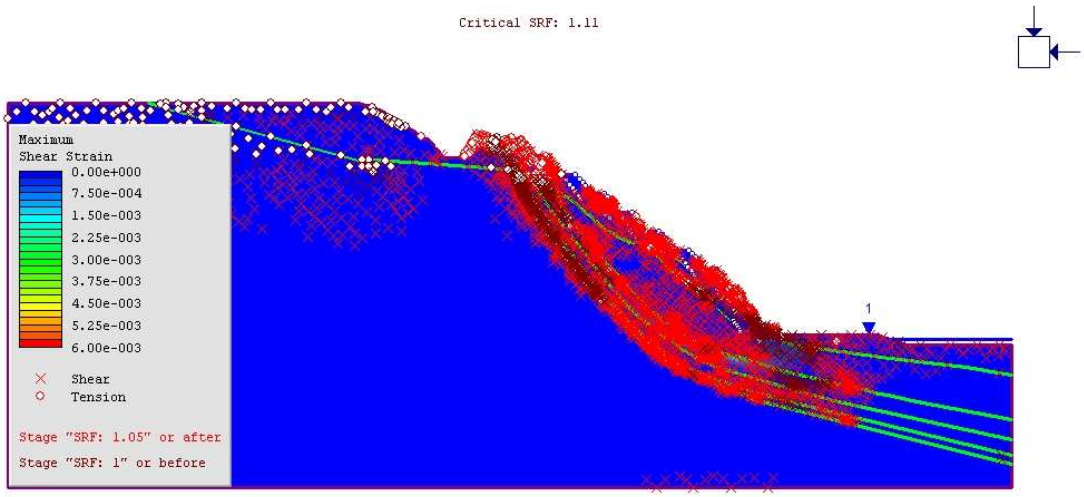
A continuación, se tienen las diferentes SALIDAS GRAFICAS de los resultados, para el Modelo **A-a_2-MEF(MC) ,** o sea cuando el análisis de la estabilidad ha sido realizado con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, mismas que permiten conocer cómo ocurre el mecanismo de falla en el talud estudiado.



SALIDA GRAFICA 6.23: Contorno de las máximas deformaciones por corte, Modelo **A-a_2-MEF(MC)**

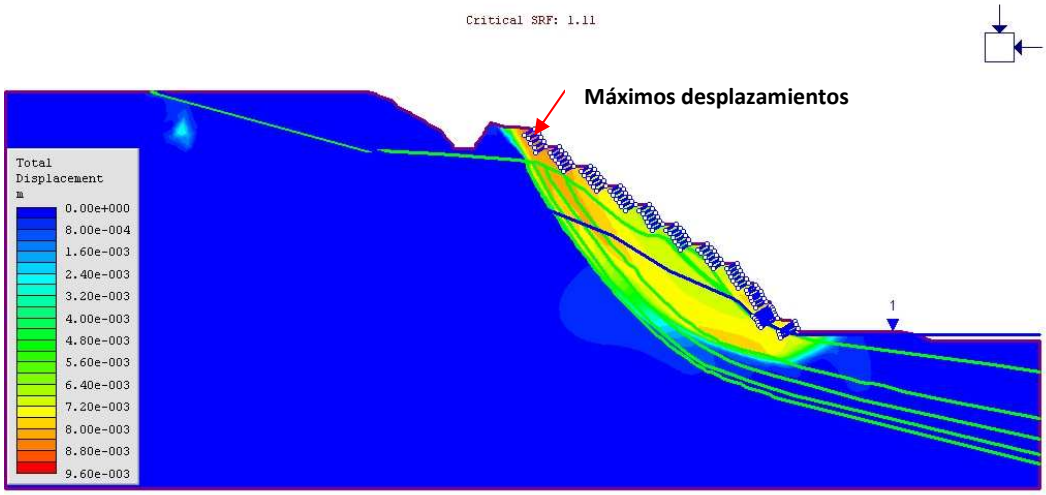
En la SALIDA GRAFICA 6.23 se puede ver el contorno de los diferentes valores de las máximas deformaciones por cortante, desde cero, zona del talud en color azul, hasta el máximo valor, zona en rojo[25]. La zona en la que se concentran los mayores valores de las deformaciones coinciden con los estratos de ROCA DE MALA CALIDAD RMR = 60-41. En la parte alta del talud, la mayor deformación coincide con el estrato de esquisto negro clorítico inferior, en cambio en la zona cercana al pie del talud, pasa por el estrato de esquistos grafíticos. Esta situación permite inferir que la "superficie de falla", pasará por dichos estratos.

[25] La zona del talud en rojo es muy pequeña, está ubicada en la parte alta del talud y debido a la escala utilizada en el dibujo, no puede ser apreciada en la SALIDA GRAFICA pertinente.



SALIDA GRAFICA 6.24: Puntos de plasticidad y tensión, Modelo **A-a_2-MEF(MC)**

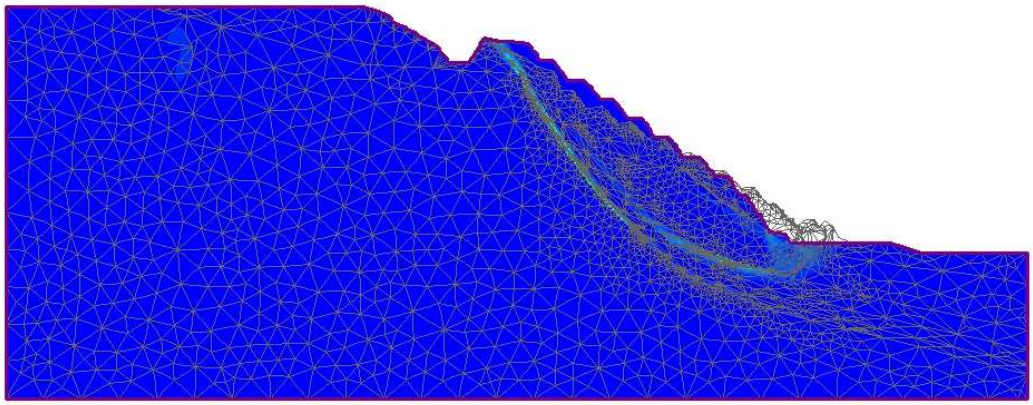
En la SALIDA GRAFICA 6.24, se muestran los puntos de plasticidad por compresión (x) y tensión (o), que indican las zonas en donde el material ha alcanzado el criterio de falla establecido. Dichos puntos fueron dibujados sobre el gráfico anterior, y como es lógico, la mayor concentración de los puntos coincide con los contornos de mayor deformación por cortante. Nótese que la zona plastificada por tensión, se concentra en la corona del talud.



SALIDA GRAFICA 6.25: Contorno de los desplazamientos totales, Modelo **A-a_2-MEF(MC)**

La SALIDA GRAFICA 6.25, muestra el contorno de los desplazamientos totales que podrían ocurrir en el talud ante la probabilidad de un deslizamiento. La

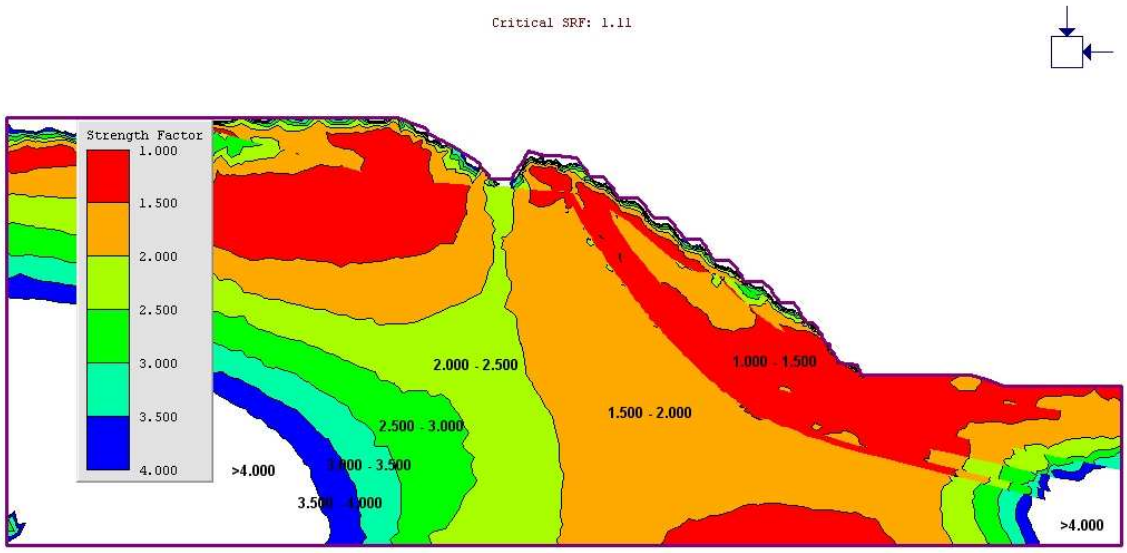
zona del talud en azul, tendrá un desplazamiento nulo, en tanto que en la zona en rojo[26], se tendrán los máximos desplazamientos, mismos que se concentran en la parte alta del talud.



SALIDA GRAFICA 6.26: Malla Deformada una vez que se ha aplicado el SSR, Modelo **A-a_2-MEF(MC)**

La SALIDA GRAFICA 6.26, muestra la malla deformada una vez que se ha aplicado la técnica **SSR**, misma que está dibujada sobre la SALIDA GRAFICA 6.23 de los contornos de máximas deformaciones por corte, las zonas de la malla más deformadas coinciden con los estratos de ROCA DE MALA CALIDAD, y en consecuencia, con las zonas de mayor deformación por cortante.

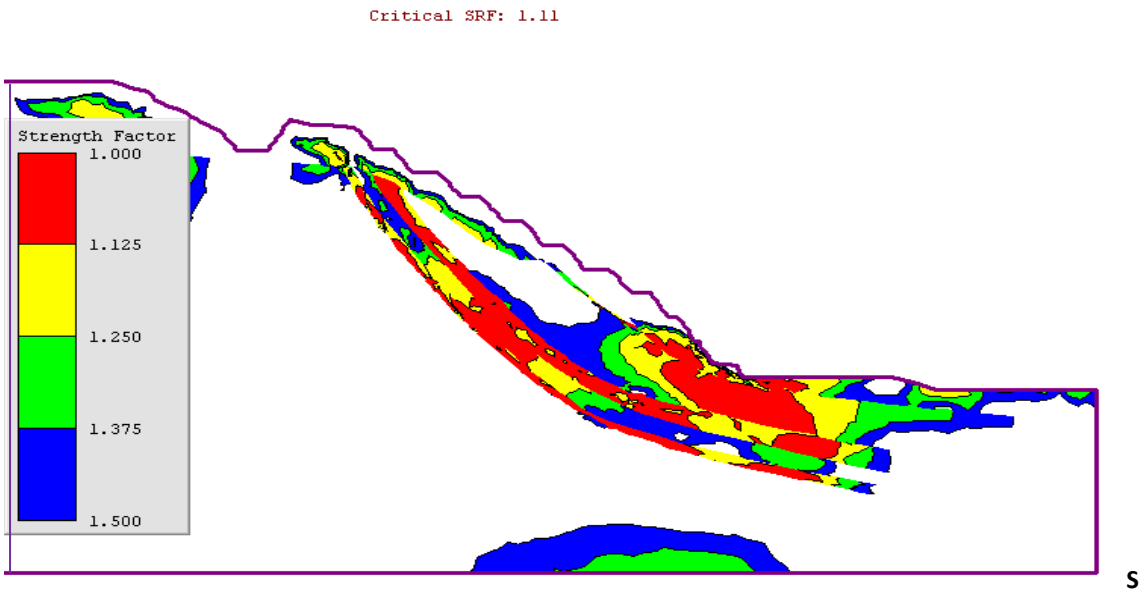
[26] La zona del talud en rojo es muy pequeña, y debido a la escala utilizada en el dibujo, no puede ser apreciada en la SALIDA GRAFICA pertinente.



SALIDA GRAFICA 6.27: Contornos de los factores de reducción de la resistencia SRF, Modelo **A-a_2-MEF(MC)**

En la SALIDA GRAFICA 6.27, se presentan los contornos para los **SRF** que están en el intervalo de 1,000 a 4,000 con un incremento de 0,50. Dentro de la zona roja, los valores del **SRF** están en el intervalo de 1,000 a 1,500, que son los menores valores. En cambio la zona en blanco representa las zonas con **SRF** mayores a 4,000.

En la SALIDA GRAFICA 6.28 se ha ampliado la zona del frente del talud y se ha reducido el rango de valor del **SRF**, desde 1,000 a 1,500. Los menores valores del **SRF** se concentran en las zonas en rojo, el **SRF** crítico es 1.110 y se localiza precisamente dentro de esta zona.



ALIDA GRAFICA 6.28: Detalle del **c**ontorno del SRF al frente del talud. Modelo **A-a$_2$-MEF(MC).** Fs entre 1.000- 1.500

6.4.5. INFLUENCIA DE LA DILATANCIA EN EL FACTOR DE SEGURIDAD

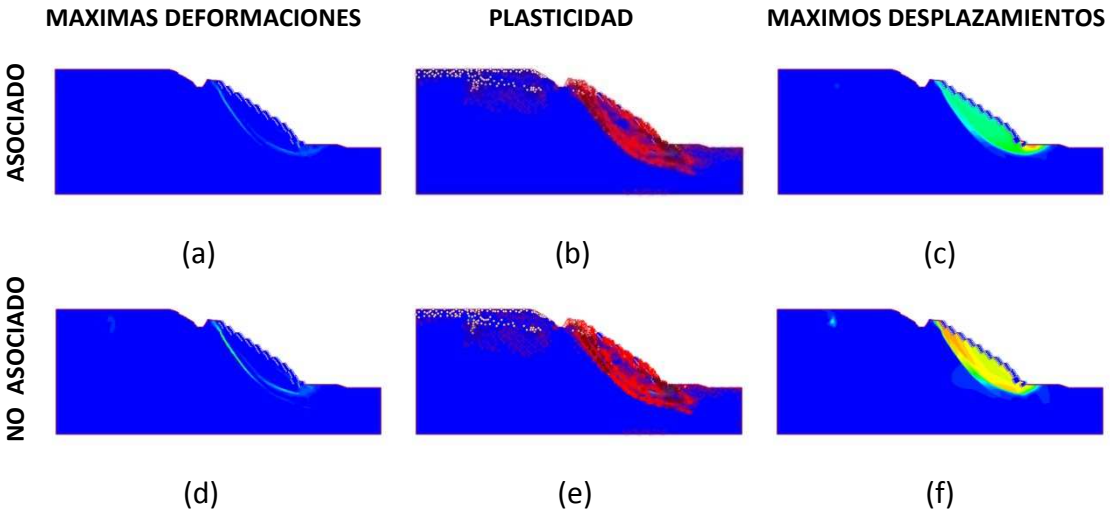
En la evolución de la plasticidad del material, en la FIGURA 6.22 el tramo de la recta paralelo al eje **ε**, no se puede ignorar la importancia que tiene la regla de flujo asumida en la valoración del Fs. Profundizar en dicho tema escapa del propósito de este trabajo de Tesis. Sin embargo, para el análisis de estabilidad se ha partido de la premisa de considerar una regla flujo ASOCIADA (***ψ*** = **ϕ**) y una NO ASOCIADA (***ψ*** ≠ **ϕ**)[27] [2].

El análisis de estabilidad con el **MEF**, tal como se indicó en las hipótesis generales del Modelo, se realizó considerando que ***ψ*** = 0. Para conocer la influencia del valor de ***ψ***, en esta sección se ha calculado la estabilidad, asumiendo que los materiales que conforman el macizo rocoso, responden a una ley de fluencia ASOCIADA (***ψ*** = **ϕ**). Para tal efecto se ha utilizado el Modelo **A-a$_2$-MEF(MC),** al que se le ha cambiado el valor de ***ψ***= 0 por el de ***ψ*** = **ϕ** en cada uno de los diferentes estratos que conforman el talud.

Una vez realizado el cálculo respectivo, se ha obtenido un Fs crítico = 1.140, 3% mayor al Fs NO ASOCIADO. La SALIDA GRAFICA 6.29, que muestra el contorno de las zonas de máximas deformaciones por cortante (a), la

[27] ψ= dilatancia del material

concentración de los puntos de plasticidad por compresión y tensión (b) y el contorno de los máximos desplazamientos (c), ilustra claramente el mecanismo de falla que ocurre en el talud.



SALIDA GRAFICA 6.29: Comparación del mecanismo de falla del Modelo **A-a_2-MEF(MC)** con una ley de fluencia ASOCIADA y NO ASOCIADA respectivamente. Contorno de máximas deformaciones por cortante (a) y (d). Puntos de plasticidad por compresión y tensión (b) y (e). Contorno de máximos desplazamientos (c) y (f),

Comparando el mecanismo de falla entre el Modelo ASOCIADO y NO ASOCIADO, el contorno de las zonas de máximas deformaciones por corte (a) y (d) y la concentración de los puntos de plasticidad por compresión y tensión (b) y (e), son similares para ambos Modelos. En cuanto al contorno de los máximos desplazamientos, en el Modelo NO ASOCIADO (f), los mayores desplazamientos se concentran en la parte alta y al frente del talud, en cambio en el Modelo ASOCIADO (c) se concentran al pie del talud.

6.5. ANALISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

Al análisis comparativo entre los resultados, básicamente se lo ha dividido en tres partes. En primer lugar, cuando utilizando el **MEL** se ha trabajado con y sin la técnica de optimización de la superficie de deslizamiento, en segundo lugar se ha procedido a comparar los resultados entre los **MEL** y **MEF** que fueron aplicados para el análisis de la estabilidad del talud, y finalmente, se han comparado los resultados obtenidos, cuando se asume que el macizo obedece

al criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown y cuando obedece al criterio lineal de Mohr-Coulomb, en los dos casos el cálculo del Fs se hizo con el **MEF**.

En el siguiente cuadro se presentan los valores de los Fs, una vez que dentro de los **MEL** se ha aplicado la técnica de optimización:

MODELO **A-a_2**	SIN OPTIMIZACION DE SUPERFICIE	Fs=	**1,283**
MODELO **A-a_2**	CON OPTIMIZACION DE SUPERFICIE	Fs=	**1,115**

Pese a que las superficies obtenidas con y sin la aplicación de la técnica de optimización, son coincidentes en la mayoría de sus tramos, GRAFICO 6.30, existe una diferencia del 15% entre los respectivos Fs. Al parecer, lo que acontece en el tramo no coincidente, zona remarcada dentro del gráfico, ha sido determinante en la valoración del Fs.

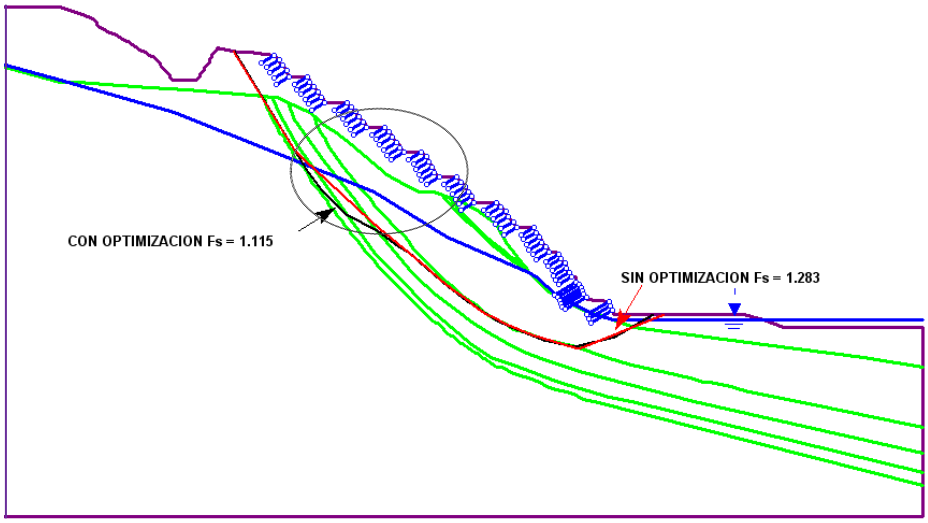


GRAFICO 6.30: Relación entre las superficies del Modelo **A-a_2** con y sin la aplicación de la técnica de optimización.

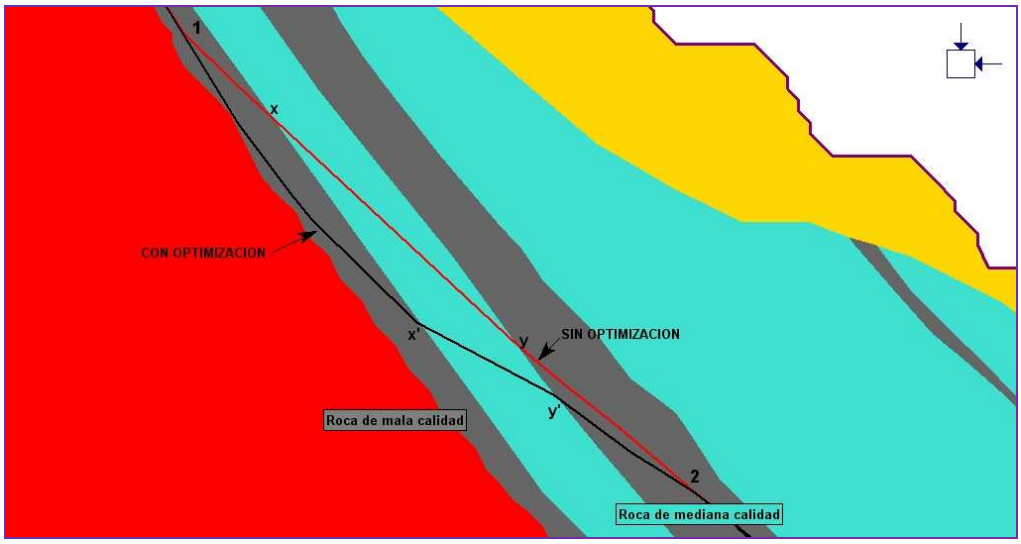
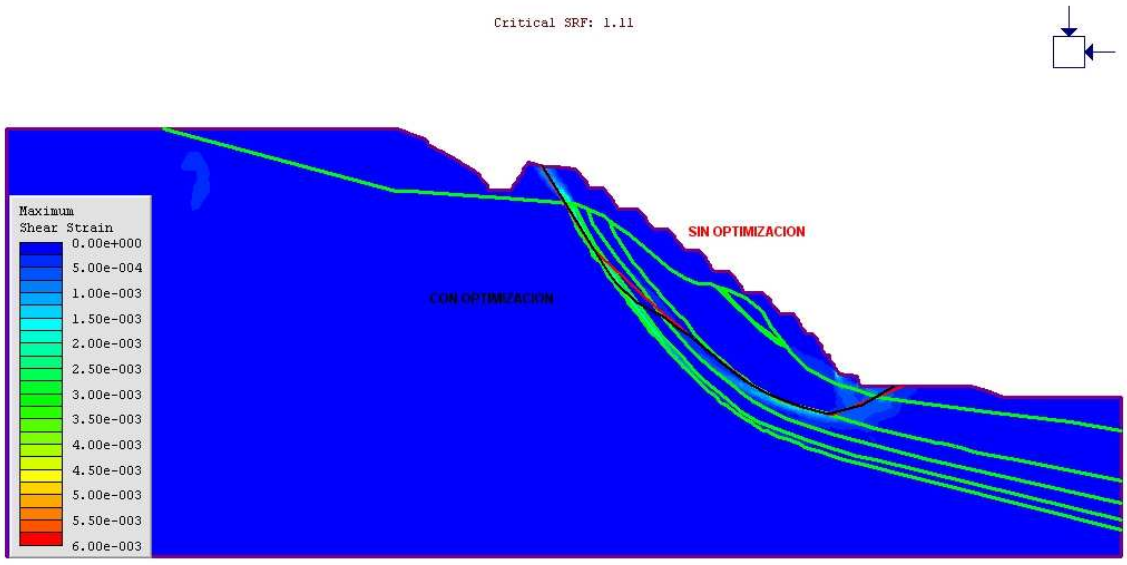


GRAFICO 6.31: Detalle del GRAFICO 6.30: tramo de superficie no coincidente, segmento 1-2

La FIGURA 6.31, muestra en detalle el tramo de superficie no coincidente, segmento 1-2 El hecho de que el segmento de superficie que atraviesa el estrato de ROCA DE MEDIANA CALIDAD, **x-y**, en la superficie sin optimización, sea bastante mayor al de la superficie sin optimización, **x'-y',** es decir**, x-y > x'-y'**, ha incidido directamente en el valor del Fs respectivo.

Para comparar entre los resultados de los **MEL** y **MEF**, se ha procedido a graficar las dos superficies obtenidas con la aplicación del **MEL** sobre la SALIDA GRAFICA 6.23, que muestra la distribución de las zonas de máximas deformaciones por cortante, obtenidas mediante la aplicación del **MEF**:



SALIDA GRAFICA 6.32: Relación de superficies **MEL** con el contorno de máximas deformaciones por cortante **MEF**. Modelo **A-a$_2$-MEF(MC)** y **Modelo A-a $_2$**, respectivamente.

Tal como puede observarse, ambas superficies de deslizamiento obtenidas con el **MEL** coinciden con el contorno en donde se localizan las máximas deformaciones por cortante, lo cual confirma lo antes inferido, respecto a que precisamente por esta zona del talud pasará la superficie de falla. Al parecer, la superficie optimizada es la que mejor se ajusta al contorno antes mencionado y el valor del Fs es similar al Fs crítico calculado con el **MEF**.

A continuación se han graficado los diferentes Fs versus el método de análisis con el que fueron calculados, GRAFICO 6.33. Todos los Modelos mostrados obedecen al criterio de rotura Mohr-Coulomb. A cada uno de los Fs, y para facilitar su descripción, se los ha denominado de la siguiente manera:

- Fs MEL, es el Fs calculado con el **MEL** sin optimización de superficie.
- Fs MEL OPTIMIZACION, es el Fs cuando se aplicó el **MEL** con optimización de superficie.
- Fs MEF NO ASOCIADO, es el Fs obtenido con el **MEF**, considerando un Modelo NO ASOCIADO (**ϕ**=0)
- Fs MEF ASOCIADO, es el Fs calculado con el **MEF**, para un Modelo ASOCIADO (**ϕ**≠0)

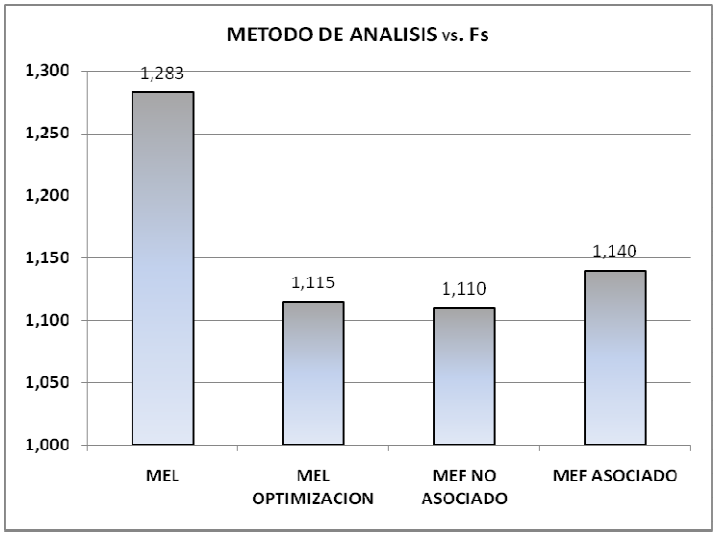


GRAFICO 6.33: Diagrama de barras de los diferentes Fs vs. el método con el que han sido calculados.

En relación al menor valor del Fs MEF NO ASOCIADO, el Fs MEL es mayor con el 15.59%, el Fs MEL OPTIMIZACION con el 0.45%, y el Fs ASOCIADO con el 2.70%, TABLA 6.6.

% RESPECTO AL MEF NO ASOCIADO		
METODO	Fs	
MEL	1,283	15,59 %
MEL OPTIMIZACION	1,115	0,45 %
MEF NO ASOCIADO	1,110	REFERENCIA
MEF ASOCIADO	1,140	2,70 %

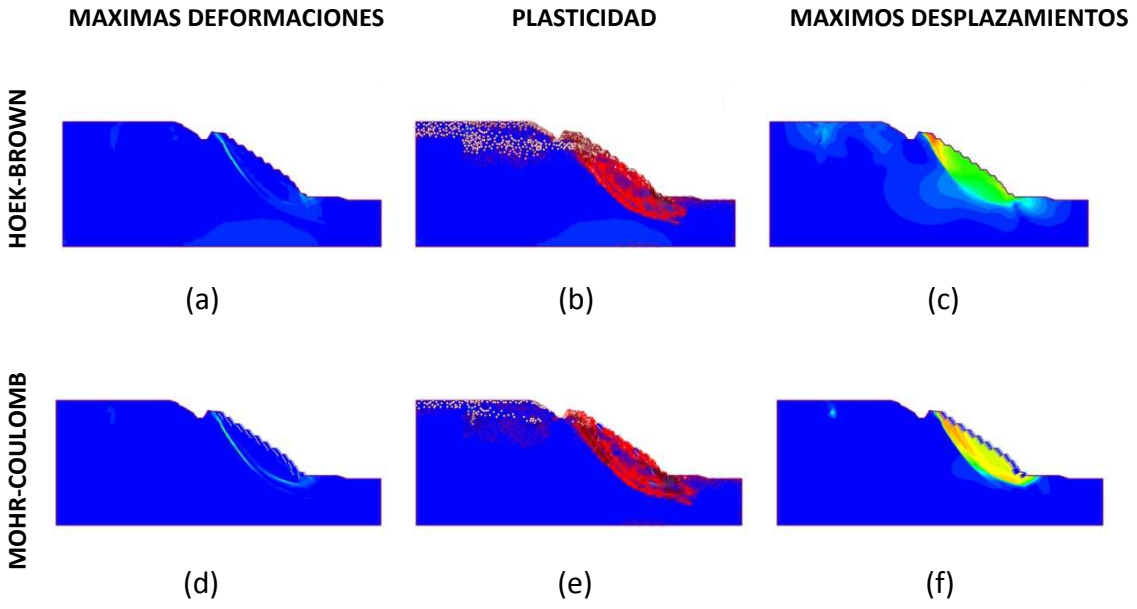
TABLA 6.6: Relación en porcentaje entre los diferentes Fs con respecto al MEF NO ASOCIADO.

El hecho de que el Fs MEL, sea 15.59% mayor al Fs NO ASOCIADO, cuando los demás Fs son mayores con el 0.45% y 2.70%, indica que el Fs MEL es un valor que podría no representar las condiciones de estabilidad del talud.

Por otro lado, la diferencia entre los Fs MEF ASOCIADO y NO ASOCIADO está dentro del 10% usual [2].

Por lo tanto el Fs representativo de las condiciones actuales de estabilidad del talud estudiado estaría entre 1.110 y 1.140. Con base a esta afirmación y según lo mostrado en la SALIDA GRAFICA 6.32, el movimiento en la parte alta del talud se producirá cuando el estrato de esquisto negro clorítico inferior, se deslice sobre el estrato de esquisto cuarcítico.

Finalmente, comparando el mecanismo de falla que ocurre en el talud cuando se ha calculado la estabilidad con los criterios de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown, en los Modelos **A-a$_2$-MEF(MC**) y **A-a$_2$-MEF(HB)** respectivamente, SALIDA GRAFICA 6.34, se tiene que en el Modelo **A-a$_2$-MEF(HB)** los contornos de las zonas de las máximas deformaciones por cortante, se concentran en la parte alta del talud (a) no así en el Modelo **A-a$_2$-MEF(MC**) (d), en donde se concentran tanto en la parte alta como al pie del talud. En cuanto a la distribución de los puntos de plasticidad por compresión y tensión, existe una diferencia marcada entre ambos Modelos, en el Modelo **A-a$_2$-MEF(HB)** (b) no solo que la zona plastificada por tensión es mucho mayor a la del Modelo **A-a$_2$-MEF(MC**) (e) sino que se concentra en la parte alta y en el frente del talud . En lo que respecta a los contornos de máximos desplazamientos, se tiene que en el Modelo **A-a$_2$-MEF(HB)** (c) se concentran exclusivamente en la parte alta del talud, en cambio en el **A-a$_2$-MEF(MC**) (f) se concentran tanto en la parte alta como en el frente del talud. Cabe recalcar que se asumió que los dos Modelos responden a una ley de fluencia NO ASOCIADA.



SALIDA GRAFICA 6.34: Comparación del mecanismo de falla entre el Modelo **A-a$_2$-MEF(MC)** y el **A-a$_2$-MEF(HB)**: Contorno de máximas deformaciones por cortantes (a) y (d). Puntos de plasticidad por compresión y tensión (b) y (e). Contorno de desplazamientos (c) y (f).

Existe una diferencia importante entre los Fs respectivos, tal como se expuso en el ítem. 6.4.4.4, el Fs para el Modelo **A-a_2-MEF(HB)** es 21.62% mayor al Fs del Modelo **A-a_2-MEF(MC).**

6.6. FACTORES DE SEGURIDAD DE DISEÑO

Los valores de los Fs de diseño requeridos, Fs-requerido, fueron determinados por HIDROPAUTE, según sus conveniencias y con base a un análisis de costo-beneficio, que garantiza la estabilidad de los taludes de la zona del vertedero, y por tanto la del talud izquierdo del cuenco disipador. Para tal efecto se determinaron los Fs-requeridos para las siguientes situaciones:

- Cuando el talud se encuentra seco, es decir la línea piezométrica está en el nivel cero. En el cálculo de la estabilidad del talud estudiado, el Modelo **A** es el que refleja esta condición.
- Cuando el talud se encuentra seco y ocurre un sismo. El Modelo equivalente sería el Modelo **A con sismo**.
- Cuando la línea del nivel piezométrico, se encuentra en su máximo nivel. El equivalente sería el Modelo **A-a_2.**

En la TABLA 6.7 se tienen los diferentes valores de los Fs-requeridos de diseño [8].

CONDICIONES	MINIMO **Fs** requerido	*Cuenco Discipador Modelo equivalente*
sin agua y sin sismo	1,500	*Modelo* ***A***
sin agua con sismo	1,200	*Modelo* ***A con sismo***
con agua sin sismo	1,250	*Modelo* ***A-a*** $_2$

TABLA 6.7: Fs-requeridos de diseño (HIDROPAUTE [8]).

Toda vez que luego del Análisis de Resultados (ítem. 6.5), se tiene que el Fs del talud izquierdo del cuenco disipador en condiciones críticas, Modelo **A-a_2**, está en el rango entre 1.110 y 1.114, el talud no cumple con el Fs-requerido de 1.250 (condición “con agua sin sismo”) que se muestra en la tabla pertinente, una de las posibles soluciones podría ser la colocación de un sistema de refuerzo, mismo que se describe a continuación.

6.7. ANALISIS DE ESTABILIDAD CON MEDIDAS DE REFUERZO

Con el objeto de conseguir valores más altos del Fs para el talud izquierdo del cuenco disipador, se podría optar por la colocación de un sistema de anclajes. A continuación se hace una breve descripción del sistema sugerido en este trabajo, mismo que podría servir de referencia para realizar un estudio más a fondo, que involucre aspectos técnicos, económicos y logísticos, entre otros.

El refuerzo consiste en la colocación de un sistema de anclajes de 170 T de 55 a 65 m de longitud, distribuidos en una malla de 2.5x2.5 m, desde la cota 2015 hasta la 2050 m.s.n.m., tal como se muestra en el GRAFICO 6.35. Las características generales de los anclajes, son las siguientes.

1. Los anclajes son activos, de 12 cables de acero[28]
2. La longitud de los anclajes garantiza que el bulbo del mismo esté ubicado detrás de la superficie de falla y en el estrato de roca de BUENA CALIDAD.
3. Los anclajes son perpendiculares al talud de excavación [29] [35].

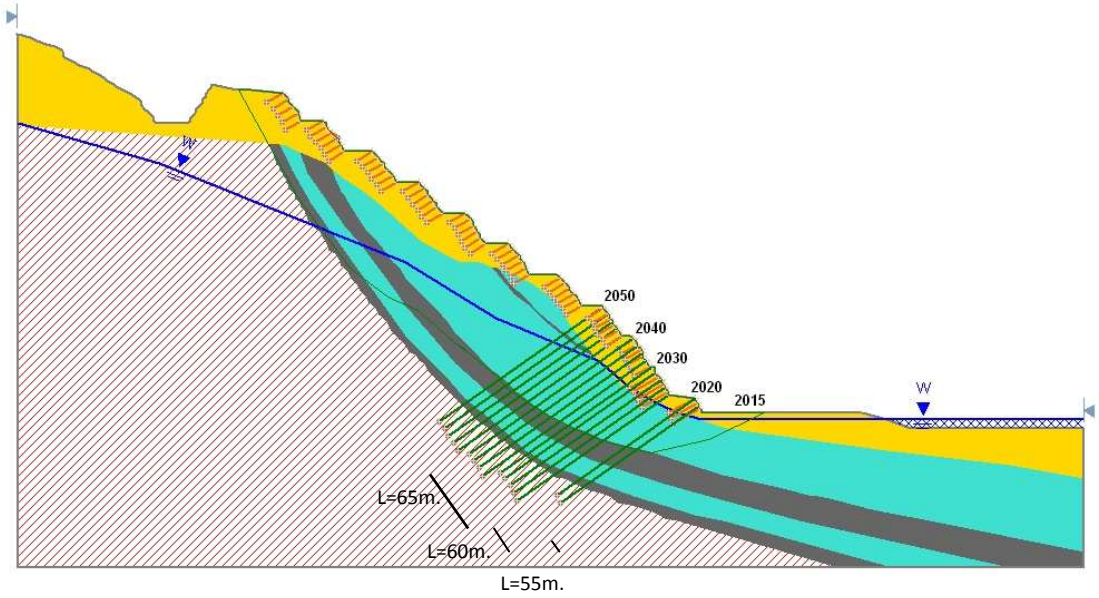


GRAFICO 6.35: Sistema de anclaje propuesto como medida de refuerzo para el talud izquierdo del cuenco: Desde 2015-2020 m.s.n.m. los anclajes tendrán 55 m, desde 2020 hasta 2030 tendrán 60 m, y desde 2030 hasta 2050, los anclajes serán de 65 m.

[28] Anclajes de 12 cables **DYWIDAG**, sección del acero 1.680mm², carga en el límite elástico 2.806,00 KN.
[29] Este tipo de anclajes, generalmente se los coloca perpendicular al talud, sin embargo, la dirección de los mismos dependerá de las condiciones estructurales de la roca.

Partiendo del hecho, que los anclajes "… proporcionan una fuerza contraria al movimiento y un incremento de las tensiones normales sobre la superficie de rotura." [7] y por tanto un incremento de las fuerzas estabilizantes, el sistema de refuerzo en el talud estudiado, deberá colocarse en la parte baja del talud, de tal suerte, que el aumento de las fuerzas estabilizantes se traducirá en un valor más alto del Fs. Entonces, para conocer la altura del talud hasta donde deberán colocarse los anclajes, se procedió a colocar los mismos progresivamente en los taludes de las bermas inferiores y a calcular el Fs[30], hasta que su valor cumpla con los Fs-requeridos de diseño (TABLA 6.5). En el GRAFICO 6.36 se ha dibujado la relación entre el valor del Fs y el nivel de la berma hasta donde se han colocado los anclajes. Por ejemplo, cuando los anclajes se colocaron en el talud de la berma 2015 m.s.n.m., es decir hasta la nivel 2020 m.n.m., el Fs se incrementó de 1.115 a 1.148, y cuando los anclajes se colocaron hasta el nivel de la berma 2050 m.s.n.m. el Fs llegó a 1.287 (Modelo **A-a₂** con el **MEL**).

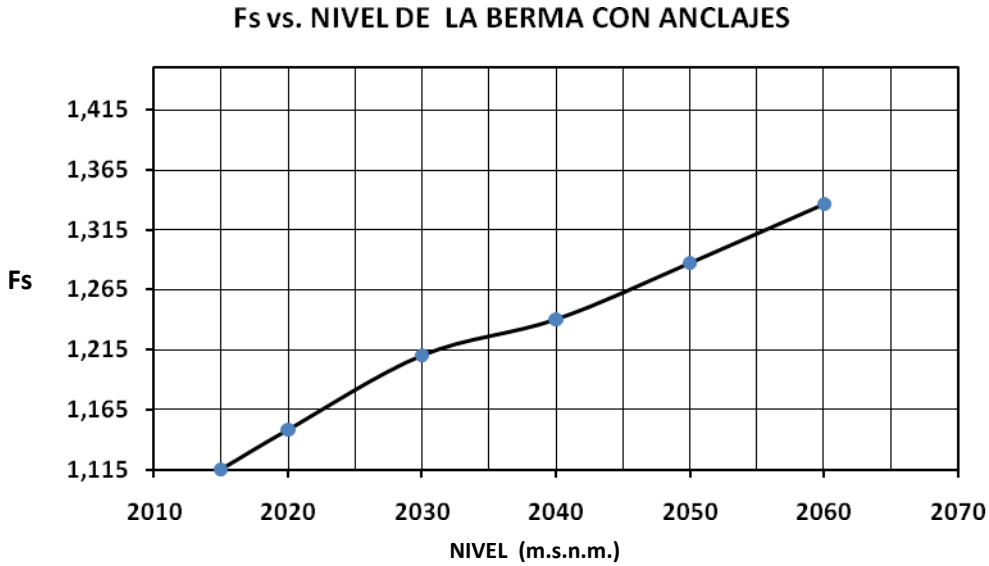


GRAFICO 6.36: Relación entre los Fs y el nivel de la berma hasta donde ha sido colocado el sistema de anclajes.

Con base a esta consideración, el análisis de la estabilidad global del talud se realizó bajo diversas circunstancias, colocando el sistema de anclaje,

[30] El cálculo de estabilidad se realizó con el **MEL** con la técnica de optimización de la superficie de falla.

precisamente, desde el nivel 2015 hasta el nivel 2050 m.s.n.m., tal como puede verse en la SALIDA GRAFICA 6.35. El análisis del talud así propuesto se realizó en los Modelos anteriores, agregándoles el sistema de anclajes propuesto. A los Modelos así constituidos se los denominó: Modelo **A+refuerzo**, Modelo **A+refuerzo con sismo** y Modelo **A-a_2+refuerzo**. El cálculo del Fs se lo realizó con el **MEL** utilizando la técnica de optimización de la superficie de falla, y los resultados se muestran a continuación:

MODELO con el refuerzo recomendado		**Fs**	
		MINIMO REQUERIDO	**MEL**
Modelo **A+refuerzo**	Nivel de agua = cero	1,500	1,459
Modelo **A+refuerzo con sismo**	Nivel de agua = cero + sismo	1,200	1,293
Modelo **A-a_2+refuerzo**	Nivel de agua = Linea F-G condición más desfavorable	1,250	1,287
Modelo **A-a_2+refuerzo con sismo**	Nivel de agua = Linea F-G + sismo condición sinérgica ó extrema	-	1,123

TABLA 6.8:Relación de los Fs-requeridos de diseño con los Fs **MEL**, para el talud con el sistema de refuerzo recomendado.

Como bien puede apreciarse en la TABLA 6.8, las medidas de refuerzo sugeridas, incrementarán el valor del Fs de 1.115 a 1.287 en condiciones críticas, de tal suerte que su valor es mayor al Fs-requerido para las diversas condiciones establecidas. En el caso del Modelo **A+refuerzo**, el valor de 1.459 se asume que es aceptable.

También se realizo el cálculo del Fs para cuando el talud estando en condiciones críticas, es sacudido por un sismo (k=0.12), es decir, cuando se encuentre en condiciones sinérgicas ó extremas, en cuyo caso el Fs sería 1.123, por tanto se mantendría estable.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El macizo rocoso del talud izquierdo del cuenco amortiguador está constituido por una intercalación de diversas rocas metamórficas, que junto a la descompresión, discontinuidades, nivel piezométrico y alteración del macizo, han generado una problemática que se traduce en la presencia de fisuras en el recubrimiento de hormigón lanzado, y en movimientos tanto a profundidad como a nivel de superficie, según lo registra la instrumentación colocada en la zona del talud estudiado.

El análisis de los testigos de los sondeos para la colocación de la instrumentación respectiva, permitió identificar la interestratificación del macizo rocoso, dispuestos en concordancia se encontraron estratos de filitas, esquistos cuarcíticos, micáceos, cloríticos, grafíticos y sericíticos, entre otros. La determinación de los parámetros geotécnicos se hizo con base a las exploraciones de campo, prospección geofísica y estudio de los testigos de los sondeos antes mencionados.

Los valores de los Fs, factores de seguridad, se obtuvieron aplicando tanto el **MEL,** método de equilibrio límite**,** como el **MEF**, método de elementos finitos, en el primer caso se trabajó con el método de Morgenstern-Price y la técnica de optimización de la “superficie de falla”, y cuando se utilizó el **MEF**, se empleó la técnica de reducción del esfuerzo cortante, SSR. Los resultados obtenidos con uno y otro método son similares, no sólo los valores del Fs son casi coincidentes, sino también la ubicación de la superficie de falla y los contornos de las zonas con el mayor esfuerzo cortante, pasan precisamente por los estratos de ROCA DE MALA CALIDAD, esquisto negro clorítico inferior en la parte alta del talud, y esquisto grafítico en la zona cercana al pie del talud.

Para el cálculo de la estabilidad global del talud, se asumió que los materiales que conforman el macizo rocoso, obedecen al criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb, y como resultado del cálculo realizado y del análisis de resultados, se obtuvo un Fs de 1.110 a 1.140 (Fs con el **MEF**), esto cuando el talud, una vez construido el sistema de drenaje, se encuentra trabajando en condiciones críticas, es decir, con el máximo nivel piezométrico. Según lo establecido por

HIDROPAUTE, el mínimo Fs-requerido en esta situación no debe ser menor a 1.250, por lo tanto, y pese a que el talud es estable, no cumple con el Fs-requerido.

Si a las condiciones críticas en las que está trabajando el talud, se sumaría la acción de un sismo, es decir, si el talud estaría en condiciones sinérgicas, el Fs sería igual a 0.920, entonces se tornaría inestable.

Cuando se consideró que el macizo rocoso obedece al criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown, el Fs fué 1.340 en las mismas condiciones críticas citadas en el párrafo anterior, y 1.140 con carga sísmica (condiciones sinérgicas). En las dos situaciones el talud es estable y el Fs respectivo es superior al Fs-requerido de 1.250 determinado por HIDROPAUTE.

Sin embargo, ya que algunos valores de los parámetros geomecánicos que intervienen cuando se aplica el criterio de rotura Hoek-Brown, fueron obtenidos más con apoyo bibliográfico, que mediante estudios específicos para los materiales del macizo del talud estudiado, los resultados podrían no reflejar las condiciones reales de estabilidad del talud.

Las voladuras con carga explosiva, que se realizaron para la conformación de las bermas inferiores, influyeron de manera ostensible en el incremento de la velocidad del movimientos del talud, luego de lo cual, disminuyeron de la misma forma. Sin embargo, y pese a que han transcurrido más de 24 meses, si bien la velocidad es mínima, la instrumentación colocada revela que los movimientos no han cesado. El Fs (1.110-1.140) calculado, indica que el talud es estable, entonces, y considerando que el proceso de “descompresión” del macizo es un fenómeno muy lento que ocurre con el tiempo, se podría inferir que el macizo, cabalmente, todavía se encuentra en este proceso.

La influencia de la presión ejercida por el agua en la valoración del Fs, es tal, que si el talud se encontraría con el nivel de agua igual a cero, el Fs alcanzaría un valor de 1.280 (Fs con el **MEF**), el 16% mayor al Fs en condiciones críticas. Cabe remarcar que al construir el sistema de drenaje actual, el Fs se incrementó un 6%, de 1.050 a 1.115.

El sostenimiento que está colocado en el talud, no influye de manera relevante en la estabilidad global del mismo, el Fs permaneció igual a 1.115, con y sin el

sistema de pernos. Lo cual ocurre, debido a que dada su longitud[31], ninguno de ellos alcanza la superficie de falla. En cambio, no se puede soslayar su eficacia en la estabilidad local del talud ya que la conjugación de las diferentes familias de diaclasas con la foliación, que es la discontinuidad más notoria y persistente, junto a la dirección del talud, ha dado lugar a la formación de cuñas y fallas planares, mismas que se encuentran estabilizadas por el sistema de pernos.

Puesto que el Fs del talud estudiado no cumple con los Fs-requeridos de diseño, y con la finalidad conseguir valores más altos de los Fs, se recomienda lo siguiente:

- Para los diferentes estratos que conforman el macizo rocoso del talud del cuenco, HIDROPAUTE determinó un rango de valores del **RMR**, y por tanto para los parámetros geotécnicos ***c*** y **ϕ**. Para el análisis de estabilidad del talud, con el propósito de trabajar del lado de la seguridad, y con base a que especialmente, los afloramientos de las filitas y esquistos sericíticos, micáceos, cloríticos y grafíticos de foliación fina, al estar en contacto con el agua, se alteran rápidamente, convirtiéndose en un material fácilmente desmenuzable con la mano, se planteó la hipótesis de que el valor de la cohesión de dichos materiales podría llegar hasta un valor igual a cero, entonces se tomaron los menores valores de la cohesión ***c*** dentro del rango respectivo, los cuales no necesariamente podrían reflejar las propiedades reales de cada material. De incrementarse el valor de dicho parámetro, para las rocas de MALA y MEDIANA CALIDAD, dentro de su rango, el Fs, en condiciones críticas, podría alcanzar hasta un valor de 1.300[32].

  Por lo antes expuesto, hacer un estudio minucioso del parámetro geomecánico ***c*** de los estratos de ROCA DE MALA y MEDIANA CALIDAD, debería ser el primer paso a seguir para confirmar los valores de los Fs calculados en el desarrollo de este trabajo de Tesis.

[31] Los pernos colocados tienen una longitud de 6.00m., excepto en la bermas próxima al pie del talud, en donde tienen una longitud de 10m.

[32] Al incrementarse los valores de la cohesión de la roca de mala y mediana calidad, a 196 y 294 KPa. respectivamente se conseguirá un Fs=1.300.

- Las Medidas de Refuerzo (ítem. 6.7), que consisten en la colocación de un sistema de anclaje de entre 55 y 65 m de longitud y 170 T normales a la superficie del talud de excavación, dispuestos en una malla de 2.5x2.5 m, desde el nivel 2015 hasta el nivel 2050 m.s.n.m., no solo incrementarán el Fs en un 15%, de 1.115 a 1.287, en condiciones críticas, sino que sus valores bajo diversas circunstancias, serán mayores a los mínimos requerimientos de diseño, incluso en condiciones extremas el talud sería estable, Fs= 1.123.

Como recomendaciones generales en el área del cuenco se tienen las siguiente:

- El nivel piezométrico es determinante en la valoración del Fs, por lo tanto deberá ponerse especial cuidado en la limpieza y mantenimiento del sistema de drenaje que fue construido en el talud, con la finalidad de mantener el nivel de agua lo más bajo posible.
- Según la categorización de Schuster & Fleming, 1982 [4], los movimientos que ocurren en el talud, mismos que están en franca desaceleración, son MUY LENTOS, por tanto la medidas a tomarse, deberán ser el continuar con el monitoreo y observación del talud.

Como futuras líneas de investigación se recomienda:

- Los inclinómetros, extensómetros, piezómetros y mojones superficiales, distribuidos en toda el área del talud, permiten tener una idea bastante clara de lo que acontece en el mismo, y facilitarían un estudio de la estabilidad en 3D, mismo que aportaría información relevante sobre las condiciones reales de la estabilidad del talud.
- Un estudio a detalle que permita reproducir los desplazamientos medidos por la instrumentación instalada.

- Dada la complejidad estructural del macizo rocoso debido tanto a la foliación como a los diferentes sistemas de discontinuidades, se podría realizar el estudio de la estabilidad **local** del talud.
- El análisis de la estabilidad global del talud para un perfil perpendicular a la foliación (cuya orientación es 54/189), que como ya se indicó antes, es la discontinuidad más notoria y persistente.
- Estudiar las medidas de refuerzo más convenientes que podrían adoptarse para incrementar el Fs del talud.
- Un estudio sobre el nivel de represamiento al que llegaría el agua, en caso de producirse el deslizamiento del talud, y cómo afectaría éste a la presa de enrocado.

REFERENCIAS:

[1] Armas R., Horta E.: Presas de Tierra, ISPJAE, **453**,86-87 (1984)

[2] Bojorque J.: Static and dynamic finite element analysis of slope stability, Katholieke Universiteit Leuven, **277**,28-118 (2009)

[3] Braja M.: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, THOMSON LEARNING, **594**, 115 (1999)

[4] CELEC S.A.: Informe de monitoreo del cuenco amortiguador, 2220G-IT-G28-012-a1, BOARD 14. (2009)

[5] Fredlund G., Krahn J.: Comparison of slope stability methods of analysis, Can. Geotech. J, **429-439.** (1977)

[6] Gavilanes H., Andrade B.: Introducción a la ingeniería de Túneles, AIME, **340**, (2004)

[7] Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, Oteo.: Ingeniería Geológica. PEARSON, **744**, (2002)

[8] HIDROPAUTE S.A.: Diseño Ejecutivo, 2217-MC-V14-002-a. (2006)

[9] HIDROPAUTE S.A.: Estudios Geofísicos, Métodos: Sísmica de Refracción y Resistividad Eléctrica. (2005)

[10] HIDROPAUTE S.A.: Informe Geológico-Geotécnico, 2220G-IT-G28-010-a2 BOARD 10. (2008)

[11] HIDROPAUTE S.A.: Informe Geológico-Geotécnico 2220G-IT-G28-014-a1 BOARD 11. (2008)

[12] HIDROPAUTE S.A.: Informe Geológico-Geotécnico 2220G-IT-G28-018-a1 BOARD 12. (2008)

[13] HIDROPAUTE S.A.: Informe Geológico-Geotécnico 2220G-IT-G28-021-a1 BOARD 13. (2009)

[14] HIDROPAUTE S.A.: Diseño Ejecutivo 2217-MC-V14-002-a. (2006)

[15] HIDROPAUTE S.A.: Diseño Ejecutivo 2220G-IT-G28-010-a1. (2008)

[16] Hoek , Carranza , Torres, Corkum: HOEK- BROWN failure criterion, (2002)

[17] Hoek E.: Rock Engineering. (2006)

[19] INECEL: Estudios de Factibilidad, Volumen 1, tomo 1 de 2. (1998)

[20] INECEL: Informe Final, Sweco International AB - BotConsult Cía. Ltda. (1998)

[21] INECEL: Informe Final, Diseños Definitivos D- Geología. (1984)

[22] INECEL: Informe Final, Geología, Anexo 3. (2006)

[23] Krahn J.: The 2001 Hardy Lecture. The limits of limit equilibrium analyses. Can Geotech J. (2003)

[24] Núñez del Arco E.: Geología del Ecuador, EPL, **253.** (2003)

[25] Puell Marín F.: Aplicación de criterios de rotura no lineales a la estabilidad general de taludes en macizos rocosos, Universidad Politécnica de Madrid, **193.** (2004)

[27] HIDROPAUTE S.A.: Plano: 2220E-V14-1010, Vertedero-Cuenco amortiguador. (2008)

[28] HIDROPAUTE S.A.: Plano: PP-G28-002, Instalaciones Geofísicas, ubicación. (2005)

[29] HIDROPAUTE S.A.: Plano: P-1, BOARD 14, Cuenco amortiguador, mapa geológico regional. (2009)

[33] HIDROPAUTE S.A: Plano P-6, BOARD 14, Cuenco amortiguador, control topográfico, vectores de movimiento. (2009)

[35] Ros A.: Características generales de los anclajes.

[36] British Geological Survey: The Metamorphic belts of Ecuador, BGS, **147**, (1994)

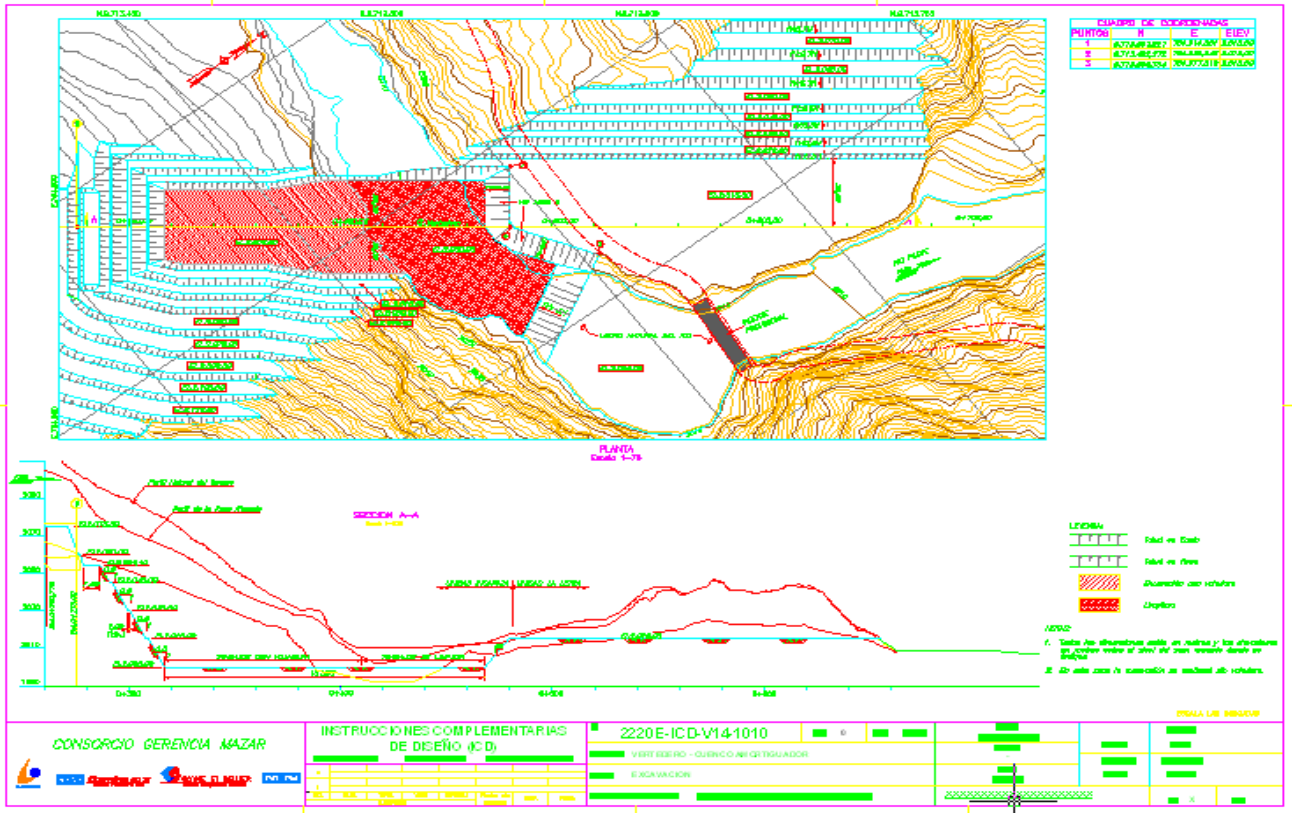
[37] HIDROPAUTE S.A.: Pluviometría de San Pablo. (2009)

[38] HIDROPAUTE S.A.: Representación estereográfica de 779 planos del talud izquierdo del cuenco amortiguador. (2008)

ANEXOS

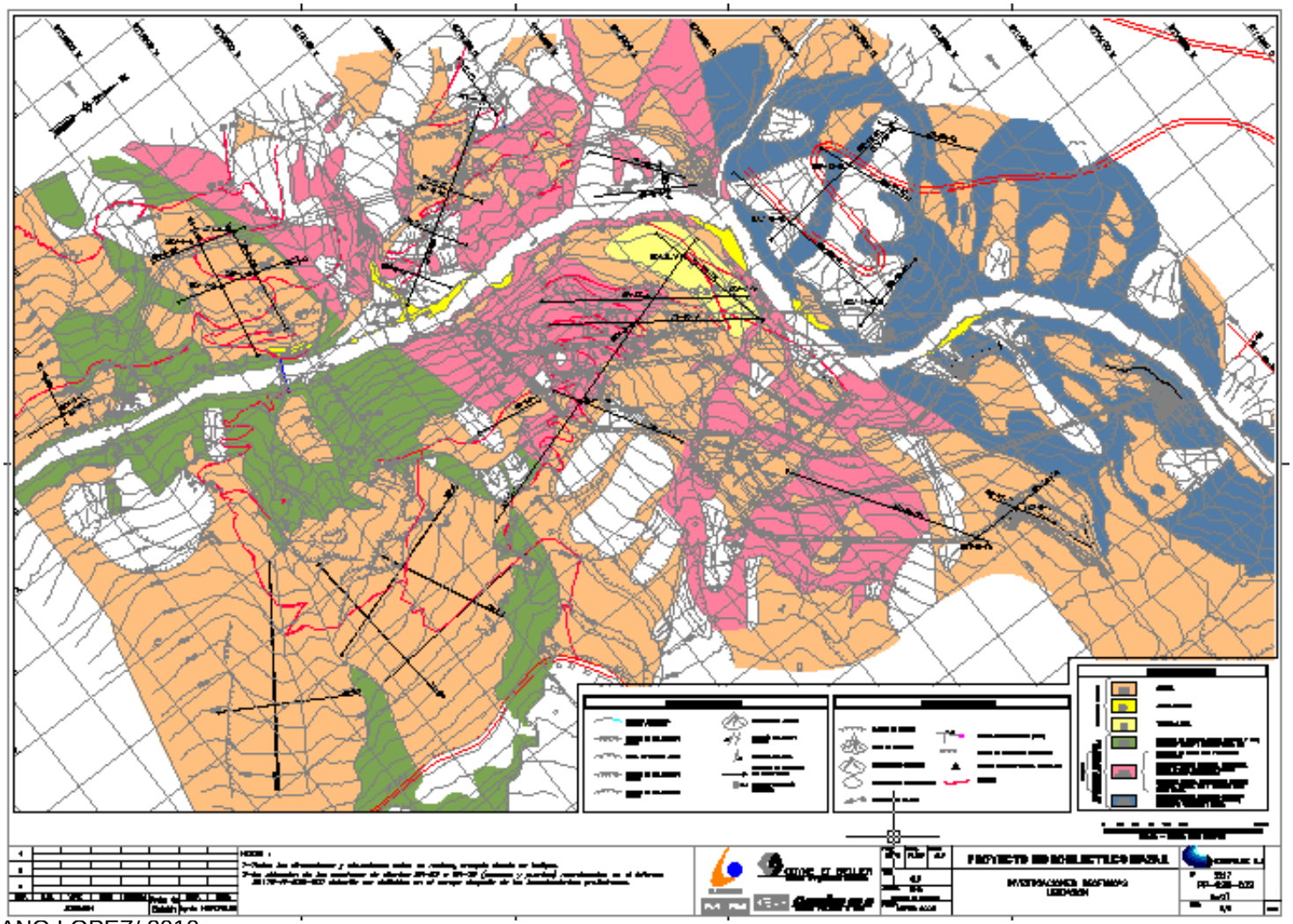
ANEXO 1

PLANTA Y PERFIL DEL CUENCO AMORTIGUADOR [27]



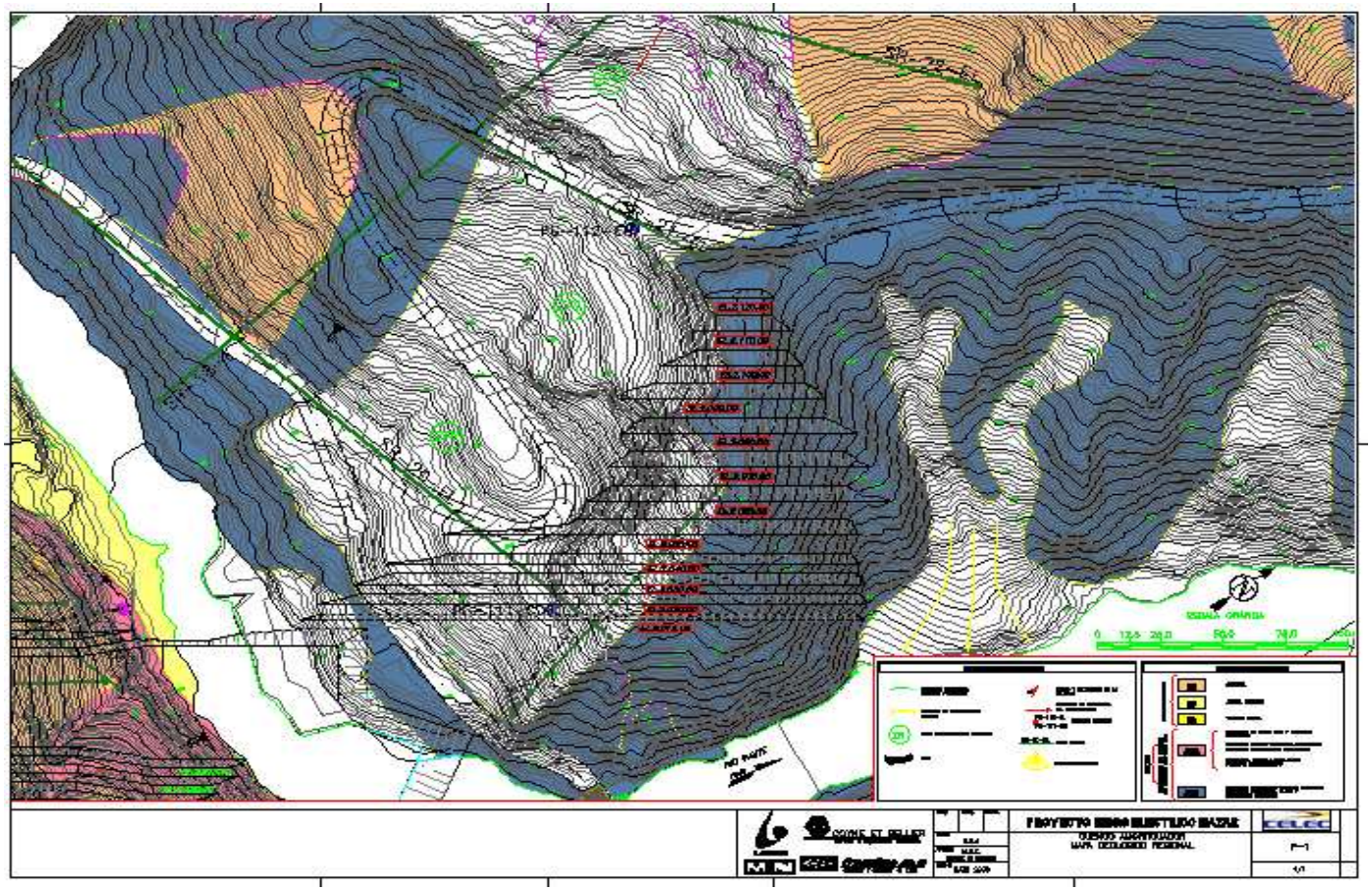
ANEXO 2

GEOLOGIA DE LA ZONA DEL PROYECTO [28]



ANEXO 3

GEOLOGIA DEL TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO [29]



ANEXOS 4 Y 5

TABLAS PARA ESTIMAR GSI Y mi [4]

Table 11.6: Estimate of Geological Strength Index GSI based on geological descriptions.

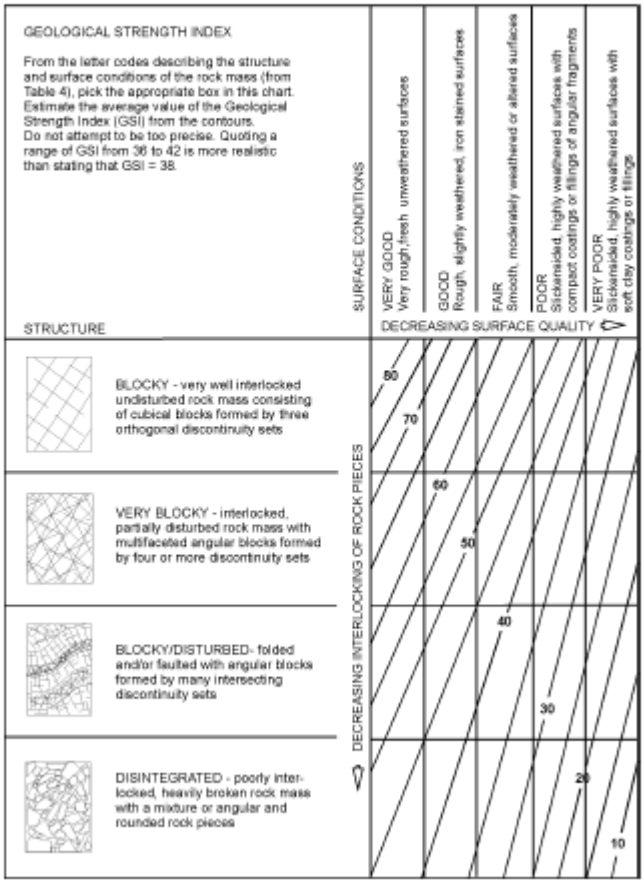


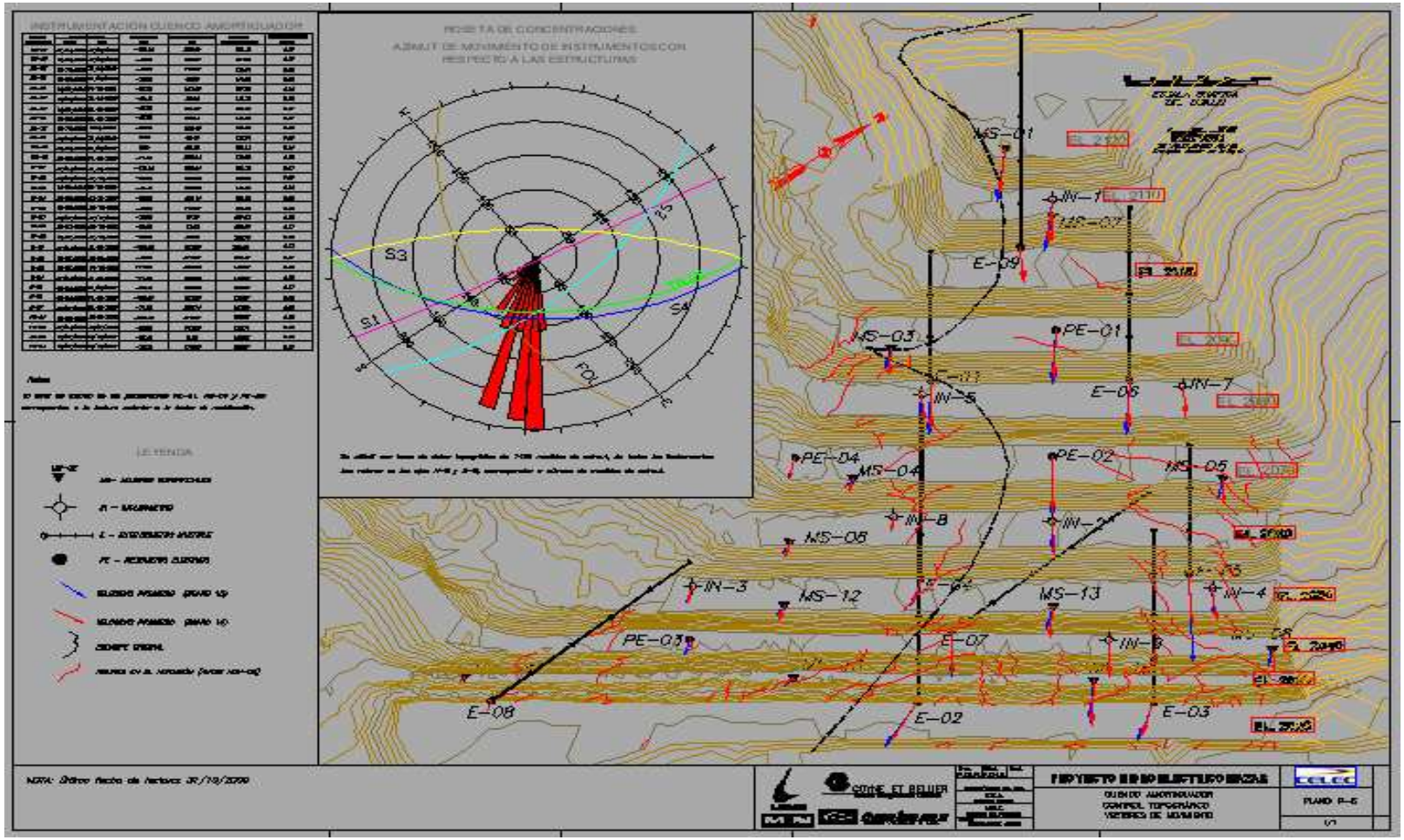
Table 11.3: Values of the constant m_i for intact rock, by rock group. Note that values in parenthesis are estimates.

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

* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

ANEXO 6

VECTORES DE MOVIMIENTO DE LA INSTRUMENTACION DEL CUENCO [33]



SIMBOLOGIA

m.s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar
RMR	Rock mass rating
GSI	Geological Strength Index
σ_c	Resistencia a la compresión simple
c	Cohesión
ϕ	Angulo de fricción
E	Módulo de elasticidad
V	Coeficiente de Poisson
σ_{ci}	Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa
Vp	Velocidad de las ondas compresionales
Vs	Velocidad de las ondas de corte
μ	Módulo de rigidez
σ_1	Tensión principal mayor
σ_3	Tensión principal menor
τ	Tension tangencial sobre el plano de rotura
σ_n	Tensión normal sobre el plano de rotura
m_b	Constantes empíricas para el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown
s	Constantes empíricas para el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown
a	Constantes empíricas para el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown
D	Factor de perturbación en el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown
γ	Densidad natural del terreno
τ'	Tensiones tangencial efectiva sobre el plano de rotura
σ'_n	Tensión normal efectiva sobre el plano de rotura
u	Presión de agua
uL	Unidades Lugeon
k	Coeficiente seudo-estático
g	Gravedad
PGA	Peak Ground Acceleration
Fs	Factor de seguridad
S	Resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento
S_m	Resistencia al corte, movilizada en la superficie de falla
s	Tension tangencial sobre el plano de rotura
W	Peso total de la dovela
R	Radio del brazo del momento asociado a
X	Componente vertical de la fuerza interdovela
E	Componente horizontal de la fuerza interdovela
P	Fuerza Normal en la base de la dovela
x	Distancia horizontal desde el centro de la dovela hasta el centro de rotación
f	Distancia perpendicular desde P , al centro de rotación
k	Coeficiente sísmico para la fuerza horizontal

e	Distancia vertical, desde el centroide de cada dovela al centro de rotación
A	Resultante de las fuerzas ejercidas por el agua
a	Distancia perpendicular desde la fuerza A , hasta el centro de rotación
L	Carga Unitaria
d	Distancia perpendicular desde L , hasta el centro de rotación
α	Angulo de la tangente en el centro de la base de la dovela con la horizontal
l	Longitud de la base de la dovela
F_f	Factor de seguridad con respecto al equilibrio de Fuerzas
F_m	Factor de seguridad con respecto al equilibrio de Momentos
SRF	Strength Reduction Factor
ψ	Dilatancia