

**ANALISIS Y DETERMINACION DE LA AMENAZA DE INESTABILIDAD DE LOS
TALUDES, GENERADO POR SU SATURACION Y DESEMBALSE, EN EL
PROYECTO DE REGULACION DEL RIO TONA – EMBALSE DE
BUCARAMANGA**

OSCAR LEONEL PRADA CHAVEZ

EFRAIN ANDRES SERRANO PLATA

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2009

**ANALISIS Y DETERMINACION DE LA AMENAZA DE INESTABILIDAD DE LOS
TALUDES, GENERADO POR SU SATURACION Y DESEMBALSE, EN EL
PROYECTO DE REGULACION DEL RIO TONA – EMBALSE DE
BUCARAMANGA**

**OSCAR LEONEL PRADA CHAVEZ
EFRAIN ANDRES SERRANO PLATA**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
Ingeniero Civil**

**Director:
M.Sc. Jaime Suárez**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2009

DEDICATORIA

A mi Diosito porque siempre me acompaña y que con sus bendiciones pude llegar hasta esta etapa de mi vida

A Leonel y Luzmila, mis padres, que me dieron la vida y que con su amor y apoyo formaron la persona que soy

A Milena y Andrea, mis hermanas, que me han acompañado en las buenas y malas y con las que siempre podré contar

A la familia Serrano Plata especialmente a Doña Alicia por el apoyo incondicional

A todos mis amigos por la compañía y por todos los gratos momentos que se han vivido

Oscar Leonel

DEDICATORIA

*A mi Diosito por darme la vida e inyectarle cada día sus
Pensamientos y actitud positiva para cumplir esta meta.*

*A María Auxiliadora que siempre ha sido mi guardaespaldas
Y compañía en todo momento.*

*A mi Papito y mi Mamita porque esto es de ellos y para
Ellos, fruto del esfuerzo y dedicación por su hogar.*

*A mi "Gilbert" que todos los días se levanta cuando yo me levanto
Y se acuesta cuando yo me acuesto, siempre con su amor de madre
Rezó y creyó en mí para cumplir con esto propuesto.*

*A mis hermanas Laura y Paola por su
Apoyo y compañía incondicional.*

*A mi Martica porque siempre con su amor
Y paciencia impulso mi vida para combatir
Todas las barreras que se presentaran en el camino*

*A mis amigos por su gran respaldo en todo momento y a cada
Uno de mis familiares y personas que pidieron bendiciones
Para mí porque siempre se hicieron presentes.*

Efraín Andrés.

AGRADECIMIENTOS

A Diosito todopoderoso que siempre estuvo en nosotros para hacer realidad este logro en nuestras vidas.

Al profesor Jaime Suárez que con su sabiduría y experiencia nos guió en todo momento permitiéndonos terminar satisfactoriamente este proyecto.

Al acueducto metropolitano y en especial al Ing. Alvaro Prada por darnos la confianza y herramientas necesarias para la realización de este proyecto

Al Ing. Costarricense Juan Carlos Rodríguez y al geólogo Diego Andrés Torres que siempre estuvieron presentes en el desarrollo de este proyecto aportándonos su tiempo y conocimiento.

A nuestras amigas Mayerly “Bogui”, Carolina, Andrea, Naira, Adriana, a Doña Gloria y Beto, que colocaron su grano de arena y apoyo moral en todo momento para culminar este proyecto

A todos nuestros amigos y compañeros que con su amistad y compañía obtuvimos la fortaleza necesaria para conseguir este logro.

A Geotecnología y Oscar Duarte por toda su colaboración

A la Universidad Industrial de Santander y a todos nuestros maestros que nos dieron la oportunidad de formarnos profesionalmente.

GRACIAS

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
1. INTRODUCCION	1
2. OBJETIVOS	3
2.1. OBJETIVO GENERAL	3
2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	3
3. METODOLOGIA	5
4. GENERALIDADES	7
4.1. DELIMITACION DEL AREA DE ESTUDIO	8
5. CONDICIONES GEOLOGICAS PRESENTES EN EL SITIO	10
5.1. LITOLOGIA DEL SITIO	10
5.2. GEOLOGIA ESTRUCTURAL	11
5.3. GEOLOGIA SUPERFICIAL	13
5.3.1. Unidades de Suelos	13
5.3.2. Unidades de Roca	14
5.4. CARACTERIZACION DE LOS TALUDES DEL SITIO	15
6. PRINCIPIOS BASICOS DE LA MECANICA DE SUELOS	18
6.1. GENERALIDADES DE LA MECANICA DE SUELOS	18
6.2. MOVIMIENTO DE LADERAS	19
6.3. RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOS SUELOS	21
6.3.1. Criterio de la Rotura Mohr-Coulomb	21
6.3.2. Ensayo de Corte Directo	22
6.3.3. Ensayo Triaxial	23
6.4. EFECTO DE AGUA EN SUELOS	25
6.4.1. La Precipitación	25
6.4.2. Infiltración	26

6.4.3. Presión de Poros.....	26
6.5. DESEMBALSE RAPIDO.....	27
6.6. COMPORTAMIENTO SISMICO DE TALUDES.....	28
6.7. ANALISIS DE ESTABILIDAD.....	30
6.7.1. Métodos de Equilibrio Límite.....	30
6.7.2. Métodos Numéricos.....	35
6.7.3. Métodos de Elementos Finitos.....	35
6.7.4. Método de Diferencias Finitas.....	36
6.7.5. Software Slope/W.....	36
7. PRINCIPIOS BASICOS DE LA MECANICA DE ROCAS.....	39
7.1. GENERALIDADES DE LA MECANICA DE ROCAS.....	39
7.2. CRITERIOS DE ROTURA.....	39
7.2.1. Clasificaciones Geomecánicas RMR y GSI.....	40
7.2.2. Criterio de Rotura de Hoek & Brown.....	42
7.2.3. Criterio de Rotura de Hoek & Brown Generalizado.....	44
7.2.4. Criterio de Rotura Mohr-Coulomb.....	45
7.2.5. Criterio de Rotura de Barton & Choubey.....	47
7.3. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	51
7.3.1. Métodos Determinísticos.....	52
7.3.2. Métodos Probabilísticos.....	53
7.4. MECANISMOS DE FALLA.....	54
7.4.1. Rotura Plana.....	55
7.4.2. Rotura en Cuña.....	57
7.4.3. Rotura por Volcamiento.....	58
7.5. ANALISIS DE PROYECCION ESTEREOGRAFICA.....	64
7.6. ANALISIS DE ADMISIBILIDAD CINEMATICA.....	69
7.6.1. Falla Planar.....	70
7.6.2. Falla en Cuña.....	71
7.6.3. Falla por Volcamiento.....	71

7.7. EFECTOS DEL SISMO EN EL MACIZO ROCOSO	73
7.8. EFECTOS DEL AGUA EN MACIZOS ROCOSOS	73
7.8.1. Modelo con el pico de presión hidrostática aplicado en la base del talud	75
7.8.2. Modelo con el pico de presión hidrostática aplicado en la base de la grieta de tensión	76
7.8.3. Modelo con el pico de presión hidrostática conocida por el diseñador	76
7.8.4. Modelo con el pico de presión hidrostática aplicado en la mitad de la altura del talud	77
8. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS SUELOS EN LOS TALUDES DEL EMBALSE	78
8.1. DETERMINACION Y LOCALIZACION DE LOS PERFILES	78
8.2. CARACTERIZACION GEOLOGICA DE LOS PERFILES	80
8.3. CARACTERIZACION DEL SUELO	80
8.4. DETERMINACION DEL COEFICIENTE SISMICO	83
8.5. DETERMINACION DEL NIVEL FREATICO	84
8.6. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	86
8.6.1. Etapa de Ascenso	86
8.6.2. Etapa de Operación	89
8.6.3. Etapa de Desembalse Rápido	90
8.7. CANTIDAD DE SUELO DESLIZADO	93
8.7.1. Etapa de Ascenso	94
8.7.2. Etapa de Desembalse Rápido	95
9. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ROCA EN LOS TALUDES DEL EMBALSE	96
9.1. ORIENTACION DE LOS TALUDES ANALIZADOS	97
9.2. ANALISIS DE PROYECCION ESTEREOGRAFICA	98
9.3. ANALISIS DE ADMISIBILIDAD CINEMATICA	102

9.4. APLICACIÓN DEL COEFICIENTE SISMICO	104
9.5. APLICACIÓN DE LA PRESION HIDROSTATICA	105
9.6. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	105
9.6.1. Fallas Planas.....	106
9.6.2. Falla por Cuña.....	109
9.6.3. Fallas por Volcamiento.....	111
9.7. CANTIDAD DE ROCA DESLIZADA	112
9.7.1. Volumen por falla plana y falla de cuña.....	112
9.7.1. Volumen por falla de volcamiento.....	113
OBSERVACIONES	114
CONCLUSIONES	115
BIBLIOGRAFIA	116
ANEXO	118

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Resultados Ensayos de Laboratorios.....	82
Tabla 2. Valores óptimos de propiedades mecánicas de suelos.....	83
Tabla 3. Valores de Coeficiente sísmico de la zona.....	84
Tabla 4. Resumen factores de seguridad etapa de Ascenso.....	88
Tabla 5. Resumen factores de seguridad etapa de Operación.....	90
Tabla 6. Resumen factores de seguridad etapa de Desembalse Rápido.....	92
Tabla 7. Volumen deslizado de etapa de Ascenso.....	94
Tabla 8. Volumen deslizado de etapa de Desembalse Rápido.....	95
Tabla 9. Orientaciones de los taludes en el margen derecho.....	98
Tabla 10. Orientaciones de los taludes en el margen izquierdo.....	98
Tabla 11. Familias y orientaciones presentes en el embalse.....	101
Tabla 12. Fricción y cohesión de la Roca.....	103
Tabla 13. Resumen de análisis de admisibilidad cinemática.....	104
Tabla 14. Resumen de resultados Talud 8 - bloque 1 por falla plana familia 2.....	107
Tabla 15. Resumen de resultados Talud 8 – bloque 1 por falla plana familia 3.....	108
Tabla 16. Resumen de resultados Talud 8 – bloque 1 por cuña familias 2-3.....	110
Tabla 17. Resumen de Fallas por Volcamiento para cada talud.....	111
Tabla 18. Cantidad de Volumen de Roca por Volcamiento.....	113

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Diagrama de Flujo Metodología de Análisis.....	6
Figura 2. Localización Embalse de Bucaramanga.....	8
Figura 3. Composición de un Suelo.....	18
Figura 4. Tipos de Movimientos de Ladera.....	20
Figura 5. Envolvente de Falla y Círculo de Mohr.....	22
Figura 6. Esquema Corte Directo.....	23
Figura 7. Diagrama de Ensayo Triaxial.....	24
Figura 8. Presión de poros en el suelo parcialmente saturado y saturado.....	27
Figura 9. Aplicación de una fuerza pseudoestática.....	29
Figura 10. Fuerzas que actúan en una dovela en el método de Dovelas.....	31
Figura 11. Diagrama para determinar el factor f_0 en el método de Janbu.....	34
Figura 12. Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método de Spencer.....	34
Figura 13. Malla típica 2D análisis de un talud vertical por elementos finitos.....	36
Figura 14. Superficie formada por grilla y radio en el programa Slope/W.....	38
Figura 15. Representación gráfica de criterios de rotura lineal y no lineal.....	47
Figura 16. Influencia de la rugosidad en la resistencia de las discontinuidades.....	49
Figura 17. Perfiles para el coeficiente de rugosidad.....	51
Figura 18. Rotura plana y en cuña.....	55
Figura 19. Rotura por Vuelco (Goodman & Bray 1976).....	59
Figura 20. Modelo de análisis de equilibrio límite para volcamiento.....	62
Figura 21. Elementos que definen una recta y un plano en geología.....	65
Figura 22. Representación Estereográfica.....	66
Figura 23. Plano Polar.....	67

Figura 24.a) Diagrama de círculos máximos, b) Diagrama de Polos.....	68
Figura 25.Diagrama de Densidad de Polos.....	68
Figura 26.Tipos de fallas probables en macizos rocosos.....	69
Figura 27.Estereograma de admisibilidad.....	72
Figura 28.Presión de poros sobre una superficie de falla potencial.....	74
Figura 29.Pico de presión en la base del talud.....	75
Figura 30.Pico de presión en la base de la grieta de tensión.....	76
Figura 31.Pico de presión definido por diseñador.....	77
Figura 32.Pico de presión en la mitad del talud.....	77
Figura 33.Localización en planta de los perfiles.....	79
Figura 34.Diagrama de concentración de diaclasas margen derecho.....	100
Figura 35.Diagrama de polos y círculos máximos familias margen derecha.....	100
Figura 36.Diagrama de concentración de diaclasas margen izquierdo.....	100
Figura 37.Diagrama de polos y círculos máximos familias margen izquierda.....	101
Figura 38.Modelo de falla plana talud 8-bloque 1 por familia 2.....	107
Figura 39.Modelo de falla plana talud 8-bloque 1 por familia 3.....	109
Figura 40.Modelo de falla por cuña talud 8-bloque 1 por familias 2-3.....	110

LISTA DE FOTOS

	Pág.
Foto 1. Panorámica del sitio del embalse.....	7
Foto 2. Muestra inalterada de material coluvial.....	81
Foto 3. Pastilla de corte.....	82
Foto 4. Ensayo de permeabilidad sobre la trinchera 5.....	85

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Caracterización geológica y análisis de estabilidad de taludes en suelos.....	119
Anexo B. Análisis de admisibilidad Cinemática.....	137
Anexo C. Resultado de Análisis por Falla de Vuelco.....	148

RESUMEN

TITULO: ANALISIS Y DETERMINACION DE LA AMENAZA DE INESTABILIDAD DE LOS TALUDES, GENERADO POR SU SATURACION Y DESEMBALSE, EN EL PROYECTO DE REGULACION DEL RIO TONA- EMBALSE DE BUCARAMANGA.

AUTORES: OSCAR LEONEL PRADA CHAVEZ
EFRAIN ANDRES SERRANO PLATA

PALABRAS CLAVES: Estabilidad, taludes, desembalse rápido, proyección estereográfica, admisibilidad cinemática.

El estudio se realizó con el fin de analizar la estabilidad de los taludes en la zona donde se construirá el embalse, localizado en el departamento de Santander a 12kms del casco urbano en la vía que comunica Bucaramanga-Matanza.

La geología de la zona presenta desde suelos transportados, residuales y coluviales hasta la roca predominante llamada Neis. El embalse tendrá una capacidad de 17.6 millones de metros cúbicos de agua que satura el suelo y la roca, generando cambios en su estructura provocando posibles deslizamientos. Por tal razón se evalúan los posibles eventos en las laderas del embalse calculando los posibles deslizamientos o problemas que puedan presentarse.

El análisis se dividió en dos etapas, una para suelo y una para roca, para el primer caso se determinaron 10 perfiles localizados de acuerdo a la geología e información de perforaciones. Luego se caracterizó geológicamente cada perfil y posteriormente se realizaron 5 ensayos de corte directo al suelo. El siguiente paso fue realizar el análisis de estabilidad, en el software Slope/w para los eventos de ascenso, operación y desembalse rápido, siendo este último la condición más crítica. Por último se calculó la cantidad de suelo que puede deslizarse.

En el análisis de la roca se utilizó una información existente sobre un estudio de discontinuidades, para que por medio del software Dips 5.0 se determinaran las familias existentes, posteriormente se utilizó el software Anetar para determinar las posibles fallas en cada talud, para así realizar el análisis de estabilidad en Rocplane y Swedge para fallas planas y de cuña respectivamente. La falla de volcamiento se analizó utilizando una hoja de Cálculo.

En el último capítulo se encuentran las conclusiones del estudio en el cual se pueden ver los resultados obtenidos y los eventos que se pueden presentar en las laderas del embalse.

Proyecto de Grado
Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil.
Director: Suarez Díaz Jaime

ABSTRACT

TITLE: ANALYSIS AND DETERMINATION ABOUT THREAT INSTABILITY OF SLOPES CAUSED BY SATURATION AND FAST DECREASE, IN THE PROYECT OF REGULATION OF RIVER TONA – BUCARMANGA'S RESERVOIR

AUTHORS: OSCAR LEONEL PRADA CHAVEZ
EFRAIN ANDRES SERRANO PLATA

KEYWORDS: stability, slopes, fast decrease, stereographic projection, analysis cinematic admissibility

The study was made to analyze the stability of slopes in the area where the dam will be built. The dam is located in the department of Santander, 12kms from town on the road Bucaramanga-Matanza.

The geology of the area is very diverse, with transported, residuals and coluvials soils to the predominant rock call Neis. The reservoir will have a capacity of 17.6 million cubic meters of water saturating the soil and rock, creating changes in the structure causing potential landslides. For this reason we evaluated possible events on the slopes of the reservoir, calculating the potential landslides or problems that may occur.

The analysis was divided into two parts, one for soil and one for rock. For the first case, 10 profiles were determinate according to the geology and perforation of the data. Each profile was characterized geologically, and then five tests of direct cuts to the soils were made. The next step was to make the stability analysis with the software Slope/w for the events of ascent, operation and fast decrease that was the most critical condition. Finally, the volume of soil that can be slide was calculated.

In the analysis of rock was used an existing data about a study of discontinuities to identify the existing families with Dips 5.0 software, then was used the Anetar Software to determinate potentials failures in each slope. Next, was made the stability analysis in Rocplane and Swedge Software for planes and wedge failures respectively. The toppling failure was analyzed using a spreadsheet.

The conclusion for this study is in the last chapter, and where can be seen the results or events that it might be presented in the slopes of reservoir.

Degree Thesis
Faculty of Physical Mechanical Engineering. Civil Engineering Academy
Engineer. Suarez Díaz Jaime

1. INTRODUCCION

En la construcción de una obra civil localizada cerca o sobre laderas, es importante aplicar una de las herramientas de la geotecnia llamada análisis de estabilidad de taludes, con el fin de evitar fenómenos de remoción en masa que puedan afectar la estabilidad de la infraestructura.

En un embalse, la función principal es retener agua, siendo ésta el factor que más comúnmente se asocia con las fallas de los taludes, ya que esta se infiltra saturando el suelo y provoca una disminución en la resistencia al cortante por el aumento en la presión de poros. Por esta razón es de gran importancia hacer un análisis crítico de abatimiento rápido, en donde los taludes no tienen tiempo para disiparse, generando fuerzas actuantes importantes y así posiblemente provocando fallas en los taludes.

En el presente trabajo, la estabilidad de taludes se realiza por la necesidad de determinar la posible cantidad de material inestable que pueda deslizarse generando riesgos en la zona del embalse.

Es importante mencionar que la geología presente en el sitio es muy variada presentando desde material rocoso hasta suelos transportados. Por lo tanto para determinar la amenaza de inestabilidad de los taludes, se divide el análisis en una etapa para suelo y una para la roca, siendo diferente las probabilidades de falla para cada una de ellas.

Para la estabilidad de suelos se utiliza el método de círculo de deslizamiento suponiendo por él una superficie de ruptura cilíndrica, en este método, el factor de seguridad contra el deslizamiento se define como la relación entre el promedio de

la resistencia al esfuerzo cortante y el promedio del esfuerzo cortante determinado por medio de la estática de una superficie potencial de deslizamiento, hallando dichos parámetros del suelo por medio de ensayos de laboratorio y el cálculo del factor de seguridad por medio del software Slope/w. La estabilidad de taludes rocosos consta de dos partes importantes: Primero se deben determinar las propiedades de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso y segundo la influencia que pueden tener esas discontinuidades en la estabilidad, haciendo un análisis de admisibilidad cinemática, identificando los posibles modos de falla para dichos macizos rocosos.

El correcto desarrollo de éste trabajo proporcionará un beneficio en la estabilidad de los taludes del embalse que a su vez están ligados a la presa de 103 m de altura. Para ello se incluirá el diseño del método de estabilización recomendado, con el objeto de garantizar la seguridad del proyecto en conjunto.

2. OBJETIVOS

OBJETIVOS GENERALES

- ✓ Analizar la estabilidad del terreno que conforma el embalse de Bucaramanga y determinar los posibles efectos que puede generar su inundación y desembalse, haciendo un estudio completo de la variación de las propiedades geotécnicas.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ✓ Analizar en campo la zona de inundación y determinar por geología y topografía, las posibles zonas inestables y definir perfiles topográficos a trabajar.
- ✓ Determinar la geología completa de cada uno de los perfiles por medio de la información existente en el acueducto Metropolitano de Bucaramanga.
- ✓ Definir los criterios de falla por métodos de equilibrio límite para el suelo y criterios de rotura de Hoek-Brown para el macizo rocoso.
- ✓ Utilizar el estudio de discontinuidades realizado sobre la presa, para hacer un análisis en el software Dips 5.0 y determinar las familias de diaclasas existentes en el macizo rocoso.

- ✓ Realizar un análisis de admisibilidad cinemática, por medio de proyecciones estereográficas de discontinuidades y de los taludes, para determinar los modos de falla que puede tener el macizo rocoso.
- ✓ Definir los parámetros requeridos para los programas geomecánicos tales como Slope/w, Swedge, Rocplane, realizando ensayos de laboratorio si es necesario.
- ✓ Realizar el análisis de estabilidad de taludes, por medio de los programas Slope/W, Swedge y Rocplane, de acuerdo a la geología y tipos de fallas existentes sobre cada uno de los perfiles, con los diferentes eventos posibles.
- ✓ Interpretar resultados obtenidos en los programas, y calcular los volúmenes de suelo y roca inestables que puedan deslizarse, determinando riesgos sobre la zona del embalse.

3. METODOLOGIA

El procedimiento o metodología de trabajo es importante definirla en el proyecto, con el fin de tener una guía sobre la cual se debe trabajar, planteando pasos para llegar a la mejor solución del problema. Se tomó la determinación de realizar un diagrama de flujo en el cual se mostraran las diferentes etapas del diseño (ver figura 1), aunque es importante mencionar que se debe visitar el lugar periódicamente para observar detalles y definir parámetros que solo se pueden hacer en campo, como lo es definir lugares críticos de inestabilidad y toma de muestras inalteradas para realizar ensayos de laboratorio o ensayos de campo si son necesarios.

También es importante mencionar que los estudios previos realizados sobre el terreno son fundamentales en éste estudio, puesto que las perforaciones y la geología presentes en el lugar pueden ser fundamentales para determinar lugares críticos de inestabilidad en la zona.

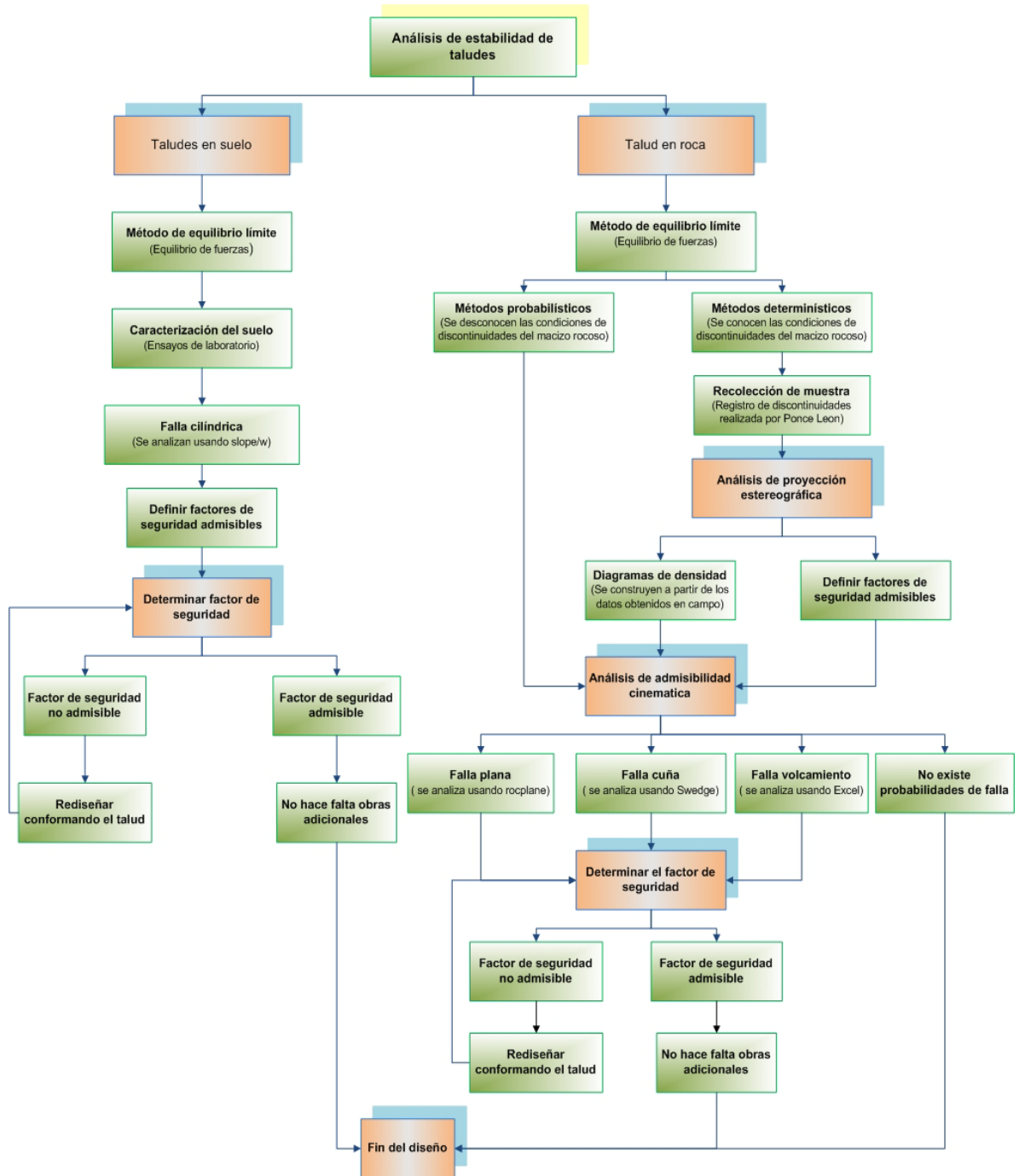


Figura 1. Diagrama de flujo metodología de análisis

Fuente: Autores

4. GENERALIDADES



Foto 1. Panorámica del sitio de embalse
Fuente: Autores

En la actualidad, en Bucaramanga, las fuentes que suministran el agua potable se encuentran agotadas, en invierno se captan 1400 lps, pero en verano solo 650 lps que equivalen al 46% de la capacidad existente de la planta, es por ello que un fuerte fenómeno del niño puede ocasionar racionamiento del recurso hídrico.

Las elevaciones del nivel del embalse útil, el cual estará entre las cotas 841 y 885.8m.s.n.m, permiten proyectar una planta potabilizadora que suministre agua por gravedad a las zonas norte y occidental del Área Metropolitana de Bucaramanga, logrando de esta manera una disminución importante en los costos de operación del bombeo de Bosconia. Es por ello que se construirá la planta en la vereda Los Angelinos a unos 600m al norte de la planta de Bosconia en la

cota 825 m.s.n.m, conduciendo el agua tratada hasta el tanque Giron-mayor y así poder cumplir con los suministros a futuro del área Metropolitana de Bucaramanga.

4.1. DELIMITACION DEL AREA DE ESTUDIO

El embalse de Bucaramanga estará ubicado en el municipio de Bucaramanga, capital del departamento de Santander (Colombia), a 12 kilómetros del casco urbano, 600 metros aguas arriba de la confluencia de los ríos Tona y Suratá, en el sitio conocido como puente Tona en la vía Bucaramanga – Matanza. La figura 1.1 ilustra la localización geográfica del proyecto.



Figura 2. Localización Embalse de Bucaramanga

Fuente: Memorando Acueducto Metropolitano de Bucaramanga

El estudio de éste proyecto se encuentra delimitado entre las coordenadas 1.109.100 a 1.110.700 Este y 1.281.900 a 1.283.400 Norte con un área de 112.5 Hectáreas aproximadamente. Esto es dado a que el análisis de estabilidad de taludes se realizó en la zona de inundación delimitada por la cota 888.3 m.s.n.m dada por la curva de capacidad del embalse como el nivel máximo normal que tendrá en embalse.

5. CONDICIONES GEOLOGICAS PRESENTES EN EL SITIO

En un análisis de estabilidad, es necesario conocer las características y condiciones geológicas para determinar el comportamiento geotécnico del suelo y/o del macizo rocoso presente en el sitio en que se localizará el proyecto. Con este fin y a partir del estudio de la litología y geología estructural del lugar, se busca determinar la composición de los taludes para establecer el posible comportamiento de éstos. Por tal razón, en este capítulo se describe la estructura geológica general y superficial en el área del Embalse de Bucaramanga.

5.1 LITOLOGIA DEL SITIO

La cuenca en la que se ubica el área del proyecto es la del río Tona, y esta, tiene como sistema rocoso el llamado Macizo de Santander que está formado por rocas metamórficas, ígneas intrusivas y meta-sedimentarias que tienen edades que van desde el precámbrico hasta el Jura-Triásico, además el sector posee depósitos inconsolidados recientes de edades del cuaternario.

Las rocas metamórficas son parte del Neis de Bucaramanga constituido principalmente por minerales de grano grueso como la mica, el cuarzo y los feldespatos con orientación definida por bandas, son principalmente rocas cristalinas de textura gruesa a media con alto grado de metamorfismo, caracterizadas por presentar minerales alargados y granulares en las bandas claras y planares en las oscuras. Dentro del sector en estudio se puede encontrar dos clases de rocas del Neis, el Paraneis que se presenta principalmente en el

sector de la presa y en el estribo izquierdo del embalse, el cual se puede identificar por su color de gris verdoso a gris oscuro; y el Ortogneis que aflora en la parte alta y oriental del embalse y se presenta en color de gris claro a rosado.

Las rocas meta-sedimentarias, tienen un grado de metamorfismo moderado y corresponden a la Formación Silgará, básicamente están constituidas por esquistos cuarzo cloríticos y filitas gris verdosas, estas rocas se presentan en el sector nororiental del área de la presa y del embalse.

Y las rocas ígneas intrusivas presentes en el sector, corresponden a la Tonalita, que es generalmente de color blanco con un alto contenido de cuarzo y plagioclasas, se presenta con una textura equigranular de gránulos gruesos, aflora principalmente en el estribo izquierdo y en el sitio del eje de la presa en forma de diques de poco espesor.

5.2 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

Los rasgos estructurales se relacionan principalmente con las fallas de Suratá y al sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta, en el área de análisis se presentan fallas menores como la falla de la Quebrada de La Rana que es de clase inversa y la falla de La Quebrada El Gualilo cuya clase es de desplazamiento horizontal dextral, además se encuentra el lineamiento de la Quebrada de Los Monos considerada de menor categoría.

La Falla de la Quebrada Las Ranas está asociada con el Sistema de Fallas de Suratá y como ya se mencionó antes es una falla principalmente inversa con dirección Norte–Sur, afecta las rocas de las Unidades Neis de Bucaramanga y Silgará y se puede reconocer morfológicamente por el alineamiento existente entre La Quebrada Las Ranas con sillas a media ladera más hacia el norte, en ella se

presenta intrusiones graníticas o algunos rellenos con cuarzo y es una falla en la que no se ha observado ningún tipo de actividad reciente, considerándose así una falla inactiva.

La Falla de la Quebrada El Gualilo es una estructura que confluye al sistema de Fallas de Suratá al norte, fuera de la zona en estudio, está clasificada como una fractura de desplazamiento horizontal de rumbo dextral con dirección predominante Norte-Sur, corresponde a la estructura más joven en el área de estudio ya que pone en contacto La Tonalita con las Unidades Silgará y el Neis de Bucaramanga, asociándose también con el desarrollo de depósitos aluviales de espesor importante en la margen derecha y algunos afloramientos de rocas en la margen izquierda, también es considerada una falla inactiva al igual que la falla de Las Ranas debido a que no se han observado movimientos recientes.

Además de las fallas presentes en el Macizo Rocoso, éste es afectado también por una serie de discontinuidades que se pueden separar en dos tipos, La Foliación y Las Diaclasas, Las Foliaciones, se presentan en las rocas metamórficas del macizo y se deben principalmente a movimientos tectónicos y eventos magmáticos o a otros procesos diferentes asociados con la evolución de algunos sistemas montañosos cercanos y que han ocurrido en diferentes épocas geológicas. Las Diaclasas al igual que las foliaciones son el resultado de procesos tectónicos asociados con los cambios en los sistemas rocosos pero con la diferencia que se presentan en los diferentes tipos de roca del sector.

La firma de Ingenieros Ponce de León, realizó la toma de información en campo para la medición de las características de los sistemas de discontinuidades que se presentan en el sitio de la presa y en sus alrededores, información que es de vital importancia para el desarrollo de este proyecto ya que permite determinar las posibles familias de fallas que se presentan en el macizo, análisis que se explicará con más detalle en el Capítulo VII – Principios Básicos de Estabilidad en Rocas.

Según este estudio se determinó que el sistema de diaclasas presentaba continuidades de 2 a 10 metros, generalmente muy espaciadas y cerradas con aperturas de hasta 5mm, con sectores moderadamente alterados, totalmente secos y sin relleno.

5.3 GEOLOGIA SUPERFICIAL

Los materiales rocosos aflorantes en el sitio de presa y área del embalse, para propósitos ingenieriles se han agrupado en ésta sección, para lo cual se clasificaron en unidades de suelos y de rocas.

5.3.1 Unidades de Suelos

Las unidades de Suelos o los depósitos inconsolidados presentes en la zona, se clasificaron según su origen en residuales, transportados y coluviales.

Los suelos residuales (Srm1), se originan principalmente cuando los productos de la meteorización de las rocas no son transportados como sedimentos, sino que se acumulan en el sitio en que se van formando, se caracterizan por ser materiales generalmente de textura limo-arcillo-arenosa con contenido en gran porcentaje de granos de cuarzo y micas; su espesor varía entre 0.5 y los 3 metros aproximadamente.

Los suelos transportados son producto de sedimentos que han sido movidos de su lugar de formación que en este caso es el río Tona o de algunos afluentes principales, estos suelos se dividen en aluviales recientes (Stf1), depósitos de terraza baja (Stf2), alta (Stf3) y fluviotorrenciales (Stf4).

Aquellos depósitos Aluviales Recientes se presentan en el área del embalse conformando cauces activos, abandonados y zonas de inundación, formado por bloques, cantos, grava, arena, limos y con composición variada y forma subredondeada a redondeada con tamaño y granulometría heterogénea, son suelos sueltos y muy permeables. También a lo largo de las márgenes del río Tona se encuentra materiales en forma de escalones correspondientes a los depósitos de terraza baja de composición variada y generalmente son suelos sueltos y matriz soportados que se diferencian claramente de los depósitos de terraza alta por su contraste en la altitud que está entre 40 y 50 metros. Por otro lado los suelos fluviotorrenciales son dejados por flujos o eventos espontáneos y torrenciales al llegar a zonas planas, estos depósitos son medianamente compactados, matriz soportados y se componen principalmente de arena, limos, arcillas y gravas, pertenecen a la unidad Fluviotorrencial (cono de derrubio) y se presentan en la parte baja de la microcuenca de la quebrada Los Monos.

En la zona de estudio también se encuentran los suelos Coluviales Antiguos y Recientes (Sco) que son de forma angular a subangular y transportados por acción de la gravedad, se caracterizan por ser materiales muy friables y heterogéneos de suelos residuales y/o fragmentos de roca, conformados por arena, grava y también por limos y arcilla en menor proporción, se presenta en ambas márgenes del embalse en sectores aislados.

5.3.2 Unidades de Rocas

Las unidades rocosas fueron clasificadas especialmente por sus propiedades geológicas como la litología y resistencia en Rocas Duras de clase 1 (Rd1) y Rocas Intermedias de clase 1 (Ri1) y de clase 2 (Ri2).

Las Rocas Duras de Clase 1 (Rd1) afloran principalmente en el área de la presa y en algunos sectores del embalse, se presentan en general replegadas y moderadamente fracturadas con un alto grado de metamorfismo, están conformadas por neis semipelítico, neis horbléndico, anfibolita, esquisto y migmatitas y se caracterizan por sus colores gris claro, gris oscuro y verdoso como también por su bandeamiento de medio a grueso.

Aquellos materiales que tienen una resistencia moderada y pertenecen a la formación Silgará, son clasificados en la Unidad de Rocas intermedias de Clase 1 (Ri1) y están conformados por esquistos cloríticos cuarzosos, filitas gris verdosas, anfibolitas verdes y grises y se presentan altamente meteorizadas en superficie formando horizontes de suelos residuales con espesores de 0.5 y 2 metros, estas rocas afloran principalmente en la parte alta del estribo derecho de la presa.

Y por último está la Unidad de Rocas Intermedias de Clase 2 (Ri2) que pertenecen a la unidad Tonalita del área de los ríos Suratá y Tona, afloran en la parte baja de la quebrada El Gualilo y en la zona del eje de la presa, presentándose en forma de diques con poco espesor. En general están muy fracturadas por efectos de la falla El Gualilo y su composición es básicamente tonalítica, holocristalina y fanerítica con cristales de cuarzo, plagioclasa, biotita y hornablenda.

5.4 CARACTERIZACION DE LOS TALUDES DEL SITIO.

Para realizar el análisis de estabilidad se definió como primer paso, un total de 10 perfiles distribuidos en toda la zona del embalse con el fin de representar y conocer en forma más específica la distribución y estructura de los tipos de suelo y roca presentes en los taludes.

Cada uno de los perfiles fue ubicado en planta (ver figura 33), teniendo en cuenta principalmente las posibles zonas más inestables de acuerdo a la geología presente en el lugar, algunos factores de riesgo en deslizamientos como las altas pendientes, y las localizaciones de las perforaciones.

Para determinar la estructura geológica de estos perfiles fue necesario utilizar información de estudios solicitados por el Acueducto y que fueron realizados por la Empresa de Ingenieros Ponce de León y Asociados S.A, fue así como se dispuso del registro de 27 perforaciones (Sondeos), 6 trincheras y 7 líneas de refracción sísmica, además de una serie de perfiles definidos previamente por la Firma de Ingenieros para estudios de infiltraciones.

Esta información fue de gran utilidad pues con los registros de clasificación y determinación de las características del suelo a determinadas profundidades en cada una de las perforaciones y trincheras, junto con la representación general de la geología en planta, se logró identificar los rasgos de suelos y roca según la geología estructural y superficial presentes en el área de estudio y en algunos casos surgió la necesidad de aproximar los límites de las capas debido a que en ciertos sitios no se contaba con los datos necesarios para asociarlos con los perfiles.

En estos perfiles se encuentra que la roca aflora solo en algunos casos y en los sectores de mayor altura, ya que la mayoría posee una capa superficial de aproximadamente 10 a 30 metros de profundidad con depósitos de suelos existentes mencionados anteriormente, como suelos coluviales (Sco) presente en todos los perfiles, así como también suelos residuales (Srm1) y diferentes clases de suelos transportados (Stf)

De esta forma gracias a la geología detallada y a las pruebas y estudios realizados, se logró determinar los taludes a analizar en este proyecto con la

finalidad de modelar las posibles fallas que puedan presentarse y así establecer los factores de seguridad para cada situación.

6. PRINCIPIOS BASICOS DE LA MECANICA DE SUELOS

6.1 GENERALIDADES DE LA MECANICA DE SUELOS

Los suelos como materiales sueltos son fruto de la erosión ejercida sobre rocas preexistentes y depósitos por acción del agua o del aire, estos tienen una respuesta frente a las acciones que introducen las obras de ingeniería que genera un movimiento de esas partículas y a su vez provocando deslizamientos, todo esto depende de la composición del suelo, la cual está formada por partículas de diferentes tamaños, entre las que hay unos espacios llamados poros en los cuales puede existir agua formando suelos saturados, o con aire y agua formando suelos semisaturados condicionando la respuesta del conjunto en general.

Los cambios en la composición de un talud generan desequilibrio, es por ello que hay que evaluar los posibles eventos en los cuales la deformabilidad se puede hacer presente, introducidas por cargas y acciones exteriores, las cuales se traducen en tensiones normales y tangenciales sobre los contactos en las partículas lo que hacen tender a moverse y cambiar el volumen aparente que ocupan, y se ilustra en la figura 4

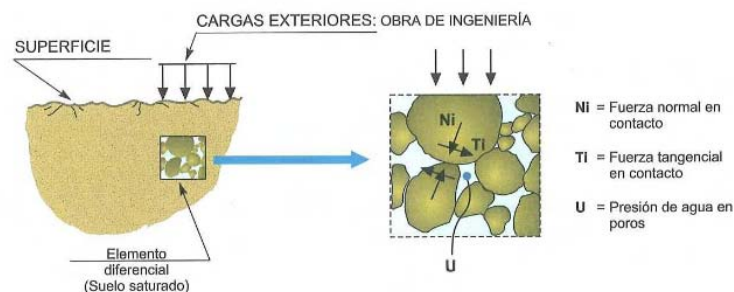


Figura 3. Composición de un suelo
Fuente: Ingeniería geológica Luis A. Vallejo

6.2 MOVIMIENTOS DE LADERA

Un talud aparentemente estable puede desestabilizarse con el tiempo y la ocurrencia de un deslizamiento es un fenómeno propio de ese proceso, es por eso de gran importancia conocer detalladamente lo que está sucediendo dentro del talud para poder diagnosticar correctamente su comportamiento. La elaboración de un modelo conceptual del mecanismo de falla, es una de las actividades previas fundamentales para el diagnóstico y remediación de los problemas de deslizamiento.

Los movimientos de ladera se clasifican principalmente en deslizamientos rotacionales y traslacionales, flujos y desprendimientos, teniendo ésta clasificación en función de los mecanismos de rotura y tipo de material.

Los deslizamientos rotacionales son más frecuentes en suelos cohesivos y la rotura superficial o profunda tiene lugar a superficies curvas en forma de cuchara. Una vez iniciada la inestabilidad, la masa empieza a rotar, logrando formarse por uno o más bloques que se deslizan entre sí y dar lugar a escalones con la superficie basculada, hacia la ladera y a grietas de tracción estiradas.

En los deslizamientos traslacionales la rotura tiene lugar a favor de superficies planas de debilidad preexistentes (contacto entre diferentes tipos de suelo), estos deslizamientos no suelen ser muy profundos pero sí extensos, formados ocasionalmente por masas rectangulares y se pueden presentar en pendientes no muy elevadas.

Los flujos son movimientos de masa de suelo con abundante presencia de agua, donde el material está disgregado y se comporta como fluido, sufriendo una deformación continua, sin presentar superficies de rotura definidas, se presentan principalmente en materiales finos y homogéneos alcanzando velocidades de

varios metros por segundo y la pérdida de resistencia puede ser motivada por la saturación del suelo.

Los desprendimientos son caídas libres muy rápidas de bloques, siendo frecuentes en las zonas montañosas escarpadas y en acantilados. Los factores que los provocan son la erosión y la pérdida de apoyo o descalce de los bloques sueltos. Los bloques desprendidos pueden ser de poco volumen pero al ser procesos repentinos suponen un riesgo importante en vías de comunicación y edificaciones en zona montañosa.

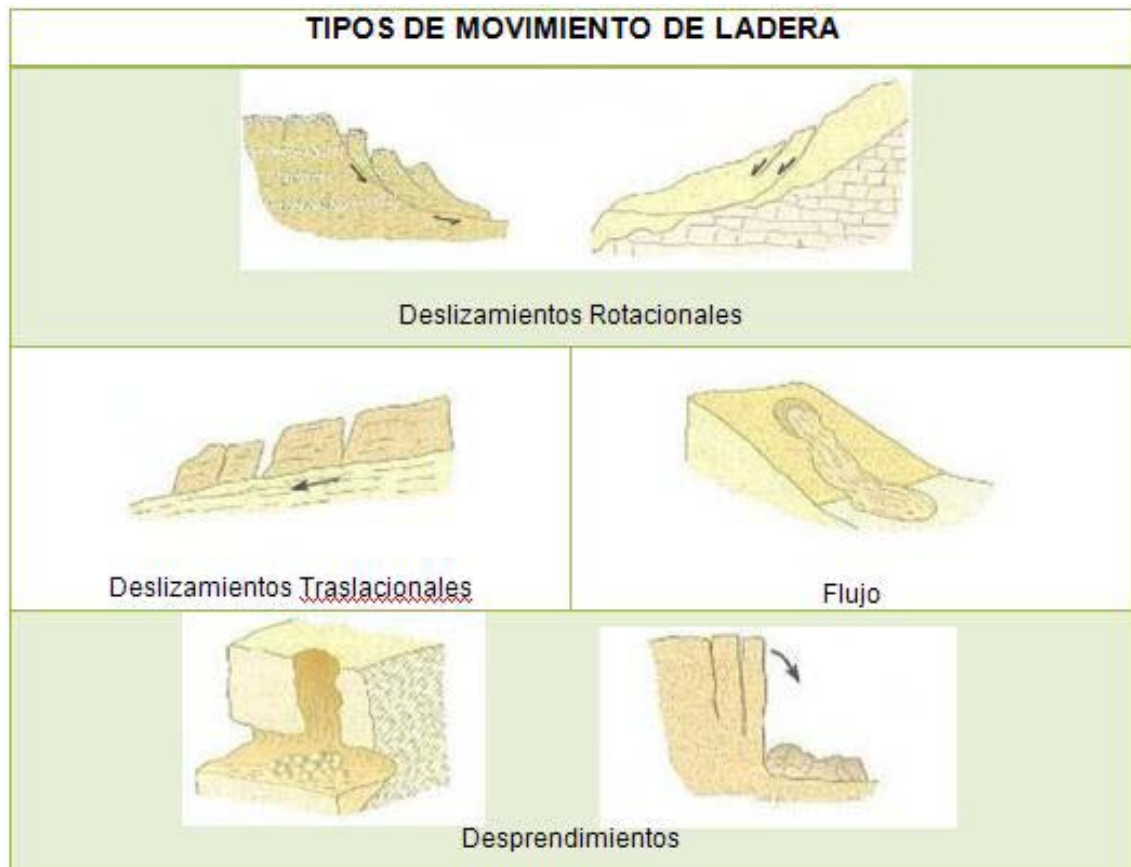


Figura 4. Tipos de movimientos de ladera
Fuente: Ingeniería geológica Luis A. Vallejo

6.3 RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOS SUELOS

Cuando el estado tensional (esfuerzo cortante) del suelo cambia, se producen deformaciones que pueden ocasionar su rotura, siendo la forma más habitual aunque no la única ya que depende de su naturaleza y estructura.

6.3.1 Criterio de Rotura Mohr-Coulomb

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb relaciona tensiones efectivas normales y tensiones tangenciales que actúan sobre cualquier plano, de acuerdo a su cohesión y ángulo de fricción en donde su ecuación generalizada es:

$$\tau = c' + (\sigma_n - \mu) \tan \phi' \quad \text{Para suelos saturados}$$

$$\tau = c' + (\sigma_n - \sigma_a) \tan \phi + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi_b \quad \text{Para suelos no saturados}$$

Donde

τ = Esfuerzo resistente al cortante

c' = Cohesión o cementación efectiva

σ_n = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

ϕ' = Ángulo de fricción interna del material

ϕ_b = Ángulo de fricción del material no saturado.

$(\mu_a - \mu_w)$ = Succión matricial

El análisis de la ecuación de Coulomb representa una recta en el espacio, que se denomina en algunos casos, envolvente de rotura que proporciona para valor de tensión efectiva normal a un plano que atraviesa un elemento del suelo la máxima tensión tangencial movilizable a favor de dicho plano (ver figura 6). La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo que depende de las presiones

de poros en el cual el factor μ está restando el valor total de la presión normal total y a éste resultado se le conoce como presión efectiva (σ').

Cuando el grado de saturación es menor del 85% se deben aplicar los principios de la mecánica de suelos no saturados donde el ángulo de presión efectiva se mantiene constante para todos los valores de succión. Los ángulos de fricción pueden ser determinados por ensayos de laboratorio como triaxiales y cortes directos saturados o no saturados según sea el caso.

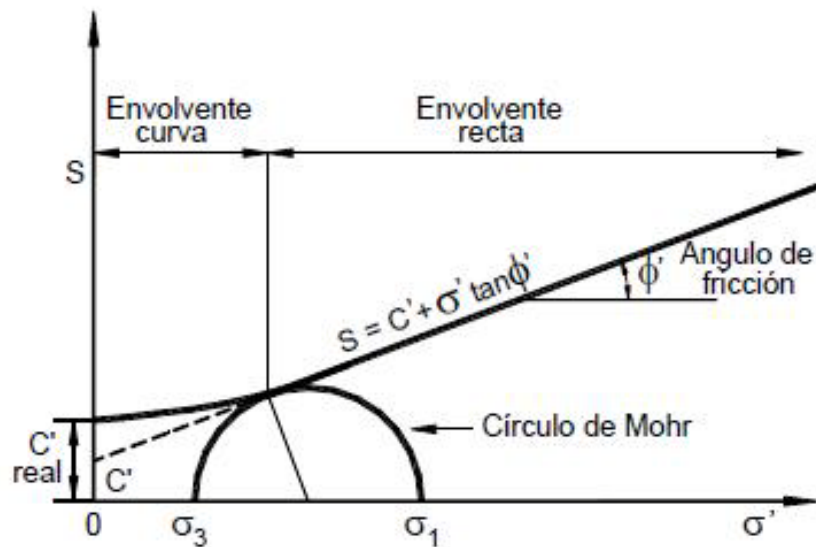


Figura 5. Envolvente de falla y círculo de Mohr
Fuente: Deslizamientos Jaime Suarez V.1

6.3.2. Ensayo de Corte Directo

El ensayo de laboratorio de corte directo determina la resistencia de una muestra de suelo sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en el terreno producto de una carga.

El aparato de ensayo se trata de una caja rígida de acero, usualmente de sección cuadrada, dividida horizontalmente en dos mitades. Dentro de ella se coloca la muestra con dos piedras porosas en sus extremos, aplicando una carga vertical de confinamiento (N) y luego una carga horizontal (F_h) creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja, originando el corte de la muestra (ver Figura 7).

Al aplicar la fuerza horizontal, se van midiendo las deformaciones y con estos valores es posible graficar la tensión de corte (τ) en función de la deformación en el plano de esta tensión de corte. Por lo general se hacen de 3 a 4 ensayos a la misma muestra a diferentes cargas de confinamiento para hacer la grafica, y por medio del punto máximo en cada uno de los ensayos determinar el ángulo de fricción y la cohesión de la muestra.

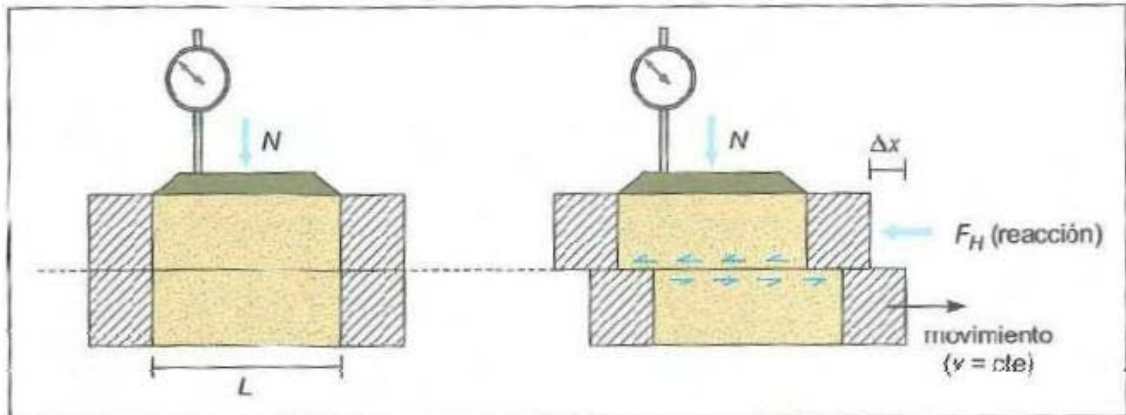


Figura 6. Esquema de Corte Directo
Fuente: Ingeniería geológica Luis A. Vallejo

6.3.3. Ensayo Triaxial

Es un ensayo de laboratorio que busca obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante. Se

colocan cargas de confinamiento (σ_3) y cargas axiales (σ_1) tratando de simular las condiciones reales del suelo. Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra. (ver figura 8)

La celda se llena con un fluido especial, al cual se le aplica una presión determinada (σ_3) que se transmite a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones. En todos los casos como el ensayo de corte directo, se llevan a rotura como mínimo tres muestras idénticas de suelo, sometidas en la primera fase del ensayo a tensiones isotrópicas crecientes y así obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado

Es importante saber el tipo de ensayo triaxial que se necesita, debido a que existen: ensayos inconfinado no drenado, consolidado no drenado, consolidado no-drenado con medición de presión de poros y ensayo consolidado drenado.

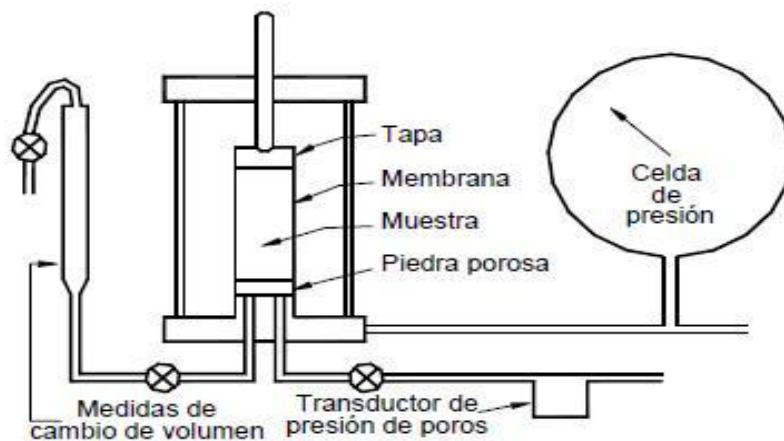


Figura 7. Diagrama de ensayo Triaxial
Fuente: Deslizamientos Jaime Suarez V.1

6.4 EFECTO DEL AGUA EN SUELOS

El agua es el factor que más comúnmente se asocia a las fallas de los taludes, teniendo en la actualidad evidencias claras de la relación directa entre las lluvias y el deslizamiento. Adicionalmente a las infiltraciones de agua lluvia, pueden existir otros cuerpos de agua que generan infiltraciones localizadas (embalses, canales, lagunas o cañadas) en la parte superior de los taludes.

6.4.1 LA PRECIPITACION

El Ciclo hidrológico nos muestra como el agua en la naturaleza se encuentra de diferentes formas, generalmente en continuo movimiento. Es por ello que parte del agua lluvia sobre un talud se infiltra y otra parte corre por la superficie como escorrentía, entonces la precipitación se denomina como el volumen o altura de agua que cae sobre un área en un determinado tiempo.

El flujo subterráneo y los cambios en la cantidad de agua acumulada son críticos para la estabilidad de un talud, debido a que ellos controlan el balance hidrológico que puede alterar el grado de saturación y elevación del nivel freático.

El tiempo que se requiere para que una lluvia produzca un deslizamiento, depende fundamentalmente de la distribución de granos del suelo, debido a que en un material arenoso el agua se infiltra y otra circula, mientras que en la arcilla la mayor parte circula y se infiltra poca. El agua que se infiltra puede aumentar los niveles freáticos formándolos más superficiales aumentando presiones de poros y por ende provocar deslizamientos.

6.4.2 INFILTRACION

Es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. El agua lluvia cae sobre el suelo tratando de infiltrarse desplazando el agua existente hacia abajo por los macroporos, formando una onda de presión de agua dentro del suelo, produciendo un frente de agua.

La lluvia inicialmente humedece el suelo creando una capa de infiltración, hasta que se satura y llega a un punto en el cual se forma la escorrentía y una corriente de infiltración. Por ello una intensidad de lluvia alta provoca un exceso de agua que no puede infiltrarse, generando una corriente de agua superficial.

La capacidad de infiltración de un suelo tiene valores muy variables por los diferentes vacíos que forman las texturas de cada suelo en particular, sumado a ello está la pendiente del terreno y el trato que tiene el suelo, ya que al modificarlo (manejo y corte de terreno), puede aumentar en un 80% el valor de la infiltración. Es importante hacer ensayos de permeabilidad y para ellos hay pruebas de laboratorio y de campo, en laboratorio existen algunos como permeabilidad de cabeza variable y de cabeza constante, cada una de ellos para materiales poco permeables a muy permeables respectivamente y en campo existen ensayos con infiltrómetro. Cualquiera de ellos calcula el coeficiente de conductividad hidráulica K (permeabilidad)

6.4.3 PRESION DE PORO

Los poros en el suelo tiene dos etapas importantes: etapa líquida en la cual están ocupados totalmente de agua, y etapa gaseosa donde el aire ocupa el poro parcial o totalmente, debido a éstas etapas el suelo se denomina saturado y parcialmente saturado respectivamente (ver figura 9). El suelo debido a éstos efectos puede

sufrir una etapa de hinchamiento en el caso de suelos saturados por la separación de poros debido a la presión del agua y una compresión o reducción de volumen en el caso de suelos no saturados o parcialmente saturado ya que el aire presente en las partículas forma una presión negativa (menor de presión atmosférica), éste efecto puede producir una disminución brusca en la tensión capilar que produce una falla rápida progresiva.

El efecto de la presión de poros puede formar cambios de tensiones en el suelo produciendo compresión, distorsión o modificación en la resistencia al cortante de los suelos- explicado en las ecuaciones de Mohr-Coulomb en la sección 6.3 Resistencia al cortante de los suelos.

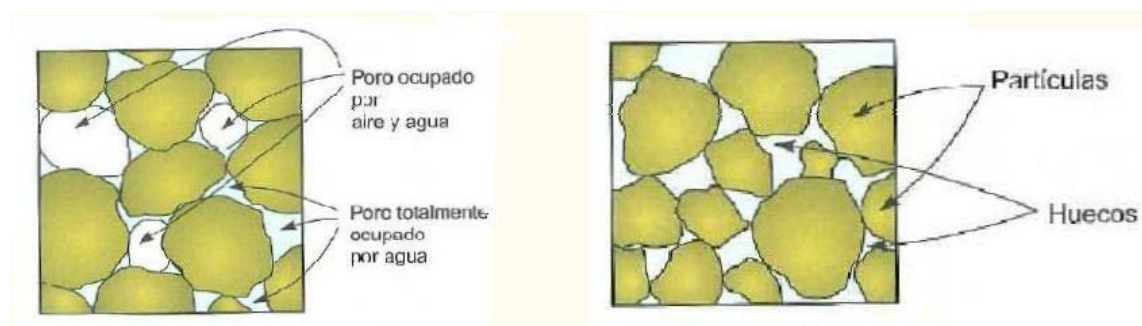


Figura 8. Presión de poros en suelo parcialmente saturado y saturado
Fuente: Ingeniería geológica Luis A. Vallejo

6.5 DESEMBALSE RAPIDO

La sumersión de un talud tiene dos efectos importantes de analizar, la etapa de operación del embalse (embalse lleno) y un efecto formado por un desembalse rápido. El primero efecto es muy estable debido a que aumenta la superficie de falla por el gran esfuerzo neutro, pero se compensa debido a la resistencia adquirida por el peso adicional del suelo y del agua. El resultado final es que el

talud sumergido tiene generalmente un factor de seguridad mayor que el mismo talud sin estar sumergido.

El segundo efecto es cuando el nivel del agua de la presa desciende muy rápidamente por algún efecto repentino, entonces el efecto neutro del talud no puede ajustarse al nuevo nivel de agua reduciendo la resistencia al cortante muy rápidamente y esto suele suceder en taludes de materiales arcillosos los cuales la presión de poros no ha tenido suficiente tiempo para disiparse.

6.6 COMPORTAMIENTO SISMICO DE TALUDES

El sismo es otro de los efectos que puede ocasionar un deslizamiento debido a que en estos, existe el triple de aumento en el esfuerzo cortante, ocasionando también la disminución de la resistencia por el aumento de la presión de poros y su deformación, generando una falla progresiva o instantánea en el talud.

La inestabilidad del talud puede ocurrir debido a la fuerza de inercia generada por el sismo la cual se puede modelar con una fuerza horizontal, que se puede obtener utilizando un coeficiente sísmico (k). Este sistema de análisis se denomina, análisis de estabilidad pseudoestático donde el coeficiente es expresado en términos de veces la aceleración g producida por el sismo. En un talud usualmente las aceleraciones verticales no se tienen en cuenta y se recomienda para la fuerza horizontal entre $1/3$ y $1/2$ de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones, debido a que las fuerzas sísmicas son de corta duración y cambian de dirección muchas veces en un segundo.

Para la localización de la fuerza sísmica existen diferentes sugerencias ya que Terzaghi dijo que la fuerza debería aplicarse sobre el centro de gravedad de cada tajada pero Makdisi y Seed indican que la aceleración pico aumenta de abajo

hacia arriba del talud por lo tanto la fuerza se aplica arriba del centro de gravedad. Duncan y Wright dicen que en un análisis convencional, el suponer que la fuerza actúa sobre el centro de gravedad, es un criterio conservador y razonable es por ello que la mayoría de los programas la aplica sobre el centro de masa (ver figura 10).

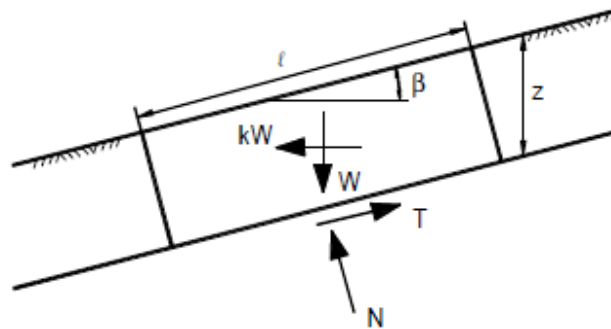


Figura 9. Aplicación de una fuerza pseudoestática
Fuente: Deslizamientos Jaime Suarez V. 1 s

Los valores de coeficientes sísmicos generalmente se obtienen de estudios exhaustivos de la sismicidad de la zona en que se encuentra el proyecto que se está analizando. Para definir el coeficiente sísmico que se debe utilizar en el análisis es importante asociar el periodo de retorno para el cual se está diseñando, que a su vez está asociado a una distribución probabilística de ocurrencia de ese sismo y la vida útil de la estructura misma.

La zona del Area Metropolitana de Bucaramanga presenta una sismicidad fuerte con la mayoría de los eventos sísmicos, provenientes del nido sísmico de Bucaramanga. Las fallas que están más directamente relacionadas con el Área Metropolitana y que probablemente pueden generar mayor influencia sísmica corresponden al sistema de fallas Bucaramanga - Santa Marta y la falla del Suárez.

La recopilación de datos de recurrencia de magnitudes de sismicidad en el área metropolitana suministrada por Ingeominas, informa que en el periodo de 1993 a 2005 se han presentado sismos con magnitudes no superiores a 3 y la sismicidad pico en la zona es de 6.5 por lo tanto fue descartada la recopilación histórica. Ponce León hizo para determinar la fuerza horizontal de diseño, unas líneas de refracción sísmica sobre todo el área del embalse y para un periodo de retorno de 2000 años obtuvieron un valor de 0.35g como valor máximo.

6.7 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Los análisis de estabilidad son una de las ramas de la ingeniería geotécnica, con el objeto de analizar las condiciones de estabilidad de los taludes naturales, su seguridad y funcionalidad de diseño en obras o prevenir catástrofes que puedan desfavorecer vidas humanas.

Dentro de las metodologías disponibles, se encuentran los métodos de equilibrio límite y los métodos numéricos. Los métodos numéricos son más exactos, mostrando mejor detalle en las condiciones de estabilidad, sin embargo los métodos de equilibrio límite son más sencillos de utilizar y permiten abarcar los casos de fallas traslacional, rotacional, de inclinación e incluso las de cuña.

6.7.1 Métodos de Equilibrio Límite

Los métodos de equilibrio límite analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable y consisten en comparar las fuerzas tendientes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura, basándose en la selección de una superficie de rotura, del criterio de Mohr-Coulomb y de la definición de un coeficiente de seguridad.

Estos métodos han sido utilizados por varias décadas para taludes terrestres sujetos a fuerzas gravitacionales (Therzagui 1943, Taylor 1948, Bishop 1955, Morgenster y Price 1965 y Janbu 1973) todo con el fin de llegar a obtener el factor de seguridad que le permita al ingeniero tener una herramienta útil para la toma de decisiones.

6.7.1.1 Método de Dovelas

En la mayoría de los métodos con fallas curvas o circulares, la masa de la parte superior de la superficie de falla se divide en una serie de tajadas verticales donde su número depende de la geometría del talud y la precisión de los resultados. En los diferentes métodos aplican sobre cada tajada las fuerzas actuantes y resistentes (ver figura 11). En los diferentes métodos calculan el factor de seguridad por medio de sumatoria de fuerzas y/o de momentos.

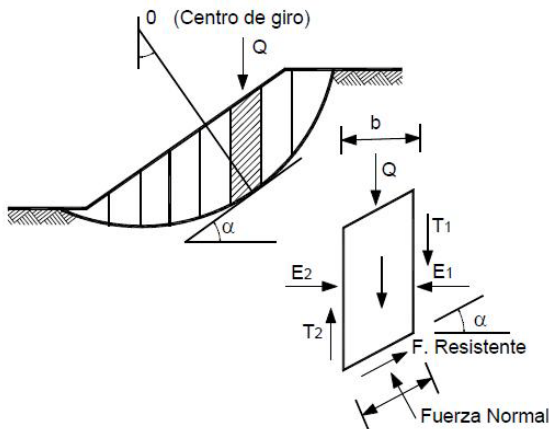


Figura 10: Fuerzas que actúan en una dovela en el método de dovelas
Fuente: Deslizamientos Jaime Suarez V. 1

6.7.1.2 Método Ordinario de Fellenius

Este método asume superficies de fallas circulares, divide el área de falla en tajadas verticales obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de momentos con respecto al centro del círculo (producidos por esas fuerzas) se obtiene el factor de seguridad.

De las consideraciones que tiene Fellenius es que desprecia las fuerzas de presión y cortante entre dovelas (E1, E2, T1, T2) y su ecuación para el factor de seguridad es:

$$F.S. = \frac{\sum [C' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha}$$

Donde:

α = Angulo del círculo de falla con la vertical bajo el centroide de tajadas.

W = Peso total de la tajada

u = Presión de poros

Δl = longitud del arco del círculo

C' y ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo

6.7.1.3 Método de Bishop

El método de Bishop se diferencia con el de Fellenius debido a que tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas, aunque solo las horizontales y despreciando las cortantes entre ellas. La solución rigurosa de Bishop es algo compleja debido a que en su ecuación propuesta existe el factor de seguridad en ambos lados, lo que requiere un proceso de iteración para poder encontrar el valor. Su ecuación es

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{C' \Delta l \cos \alpha + (W' u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{(\sin \alpha \tan \phi')}{F.S.}} \right]}{\sum \sin \alpha}$$

Donde:

Δl = longitud del arco de la dovela

W = peso de cada dovela

C' y ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo

u = Presión de poros

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

Este método solo satisface el equilibrio de momentos pero se consideran muy exactos en comparación al método ordinario de Fellenius.

6.7.1.4 Método de Janbu

El método se basa al igual que Bishop, en la suposición de las fuerzas horizontales entre dovelas y despreciando las cortantes Janbu considera que las superficies no solo son circulares estableciendo un factor de corrección f_0 y da el valor en una tabla de acuerdo a la longitud de la falla paralela a la superficie del talud y la profundidad de ésta (ver figura 12). En su ecuación solo satisface equilibrio de fuerzas y no de momentos, su ecuación es:

$$F.S. = \frac{f_0 \sum \left\{ [C'b + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha} \right\}}{\sum (w \tan \alpha)}$$

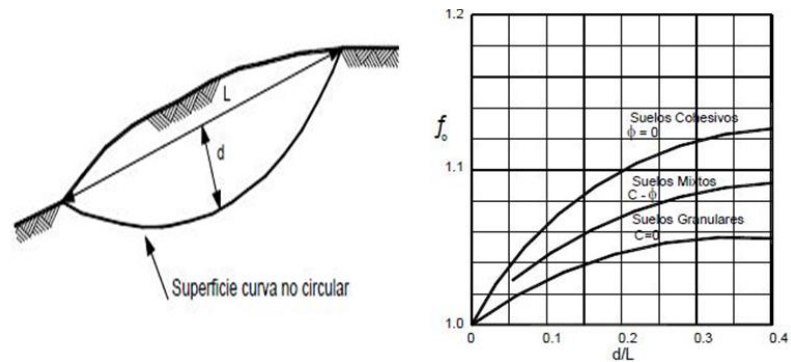


Figura 11: Diagrama para determinar el factor f_0 en el método de Janbu
Fuente: Deslizamientos Jaime Suarez V. 1

6.7.1.5 Método de Spencer

El método de Spencer es un método que satisface todo el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos, y la suposición en las fuerzas entre dovelas es que son paralelas la una con la otra, o sea, tienen el mismo ángulo de inclinación.

Spencer plantea dos ecuaciones, una de equilibrio momentos y otra de fuerzas de las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas que también es desconocido (ver figura 13). Para resolver los valores de F y θ se utiliza un sistema de ensayo y error asumiendo los valores hasta considerar un valor aceptable de error.

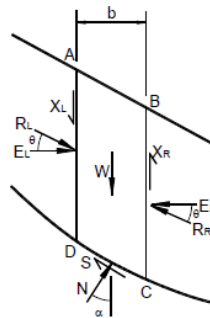


Figura 12. Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método de Spencer
Fuente: Deslizamientos Jaime Suarez V. 1

Una vez obtenidos los valores F y θ se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud.

6.7.2 Métodos numéricos

Algunas veces los mecanismos de falla de los deslizamientos son muy complejos e incluyen factores muy difíciles de investigar con análisis convencionales de equilibrio límite. Las fallas de los taludes en su gran mayoría son progresivas, no se inicia la falla al mismo tiempo como lo supone el equilibrio límite.

Los métodos numéricos se pueden clasificar en varias categorías como son: elementos finitos, diferencias finitas, elementos de borde y elementos discretos, mencionando brevemente los elementos finitos y las diferencias finitas como los más comunes y debido a que éste estudio está centrado en equilibrio límite.

6.7.3 Métodos de elementos finitos

El método esencialmente, divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. Estos elementos finitos se interconectan en sus nodos y los bordes predefinidos. El método típicamente utilizado, es la formulación de desplazamientos que presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo y no todos los nodos fallando simultáneamente y uno de los programas es el Plaxis. (ver figura 14)

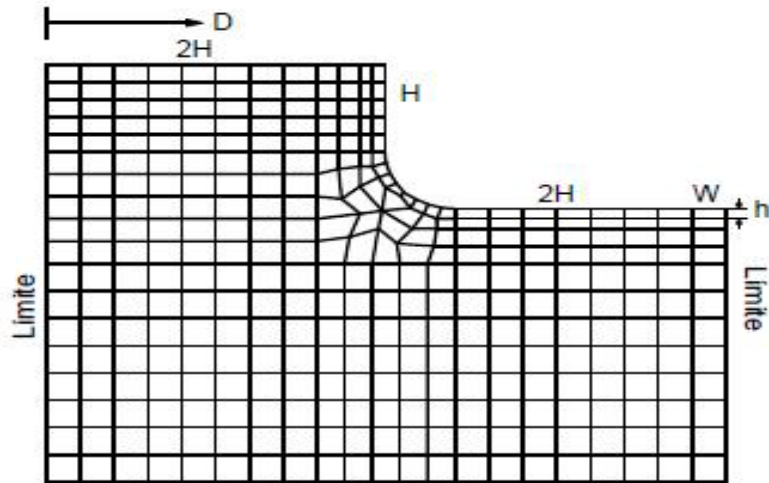


Figura 13. Malla típica 2D para el análisis de un talud vertical por elementos finitos
Fuente: Deslizamientos Jaime Suarez V. 1

6.7.4 Métodos de diferencias finitas

En éste método, los materiales son representados por materiales que forman una falla de acuerdo con la geometría y se puede seleccionar una variedad de relaciones esfuerzo/deformación. El método se basa en el esquema de cálculo de “Lagrange” permitiendo modelar a gran escala las deformaciones y el colapso.

El análisis en diferencias finitas es más utilizado en los análisis de flujos, consolidación y transporte de contaminantes, teniendo la gran ventaja que no requiere la solución de una gran cantidad de ecuaciones y menos complejas.

6.7.5 Software Slope/w

El software Slope/w utiliza la teoría de equilibrio límite para calcular el factor de seguridad de taludes de tierra. La formulación comprensiva de Slope/w hace posible analizar fácilmente problemas de estabilidad de taludes simples y complejos para calcular el factor de seguridad.

Los parámetros de entrada para valorar un material en el software son: el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión, obtenidos directamente del estudio de mecánica de suelos.

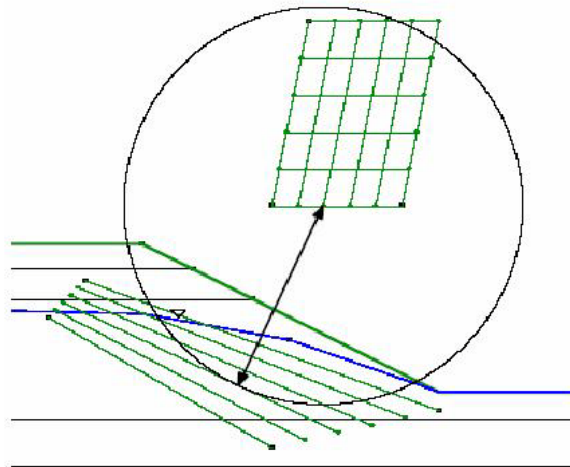
Básicamente lo que se hace en el software es utilizar la falla circular, introduciendo la grilla y el radio. El radio se dibuja dentro del talud en donde se quiere considerar como más crítica la superficie donde se especifica en cuatro esquinas formando una caja y se recomienda dibujar siempre lo más paralelo a la superficie del talud y la grilla se dibuja por fuera del talud con la cantidad de puntos que se crea conveniente.(ver figura 15)

El programa evalúa la cantidad de superficies de falla trazando círculos desde cada uno de los puntos de la grilla hacia cada una de las líneas tangentes dibujadas dentro del talud, dándonos a conocer el menor factor de seguridad posible entre esos puntos.

El software tiene principalmente las siguientes características:

- Incluye por defecto los métodos de Janbu, Ordinario, Bishop y permite escoger un cuarto método en los cuales están: Spencer, Morgenstern y Price, GLE, Cuerpo de ingenieros entre otros.
- Incluye modelos de fuerza de suelos como: Morh-Coulomb, Bilineal, no drenado, fuerza anisotrópica, función de fuerza cortante/normal, roca impenetrable y otras más.
- Localizar superficie de falla en el lugar que se quiera u obtener la superficie de falla más desfavorable y la cantidad que se desee.

- Permite simular las fuerzas sísmicas introduciendo la fuerza horizontal y o vertical si se prefiere.
- Se puede dividir la superficie de falla en la cantidad de dovelas de preferencia para obtener factores de seguridad más precisos si se prefiere.
- Permite introducir el nivel freático en las capas de suelo que se afecte dibujándolo muy fácilmente
- El dibujo de sus regiones es muy sencillo, mas sin embargo si se tiene taludes de superficies complicadas el programa permite importar archivos de autocad.



*Figura 14. Superficie formada por grilla y radio en el programa slope/w
Fuente: Comparación de los métodos esfuerzo-deformación y equilibrio límite en la modelación de estabilidad de taludes utilizando los software Slope/w y Plaxis*

7. PRINCIPIOS BASICOS DE LA MECANICA DE ROCA

7.1 GENERALIDADES DE LA MECANICA DE ROCAS

Las rocas de la corteza terrestre se presentan generalmente seccionadas por grietas, diaclasas y otros diferentes planos de discontinuidades que están muy influenciados por la geología estructural del macizo rocoso al que pertenecen. El estudio de las propiedades de estas discontinuidades, es de vital importancia ya que éstas tienden a intersectarse formando planos de fallas que dividen el macizo en diferentes tipos de bloques, que al ser influenciados de forma permanente por procesos de inestabilidad como infiltraciones de agua o la sismicidad, se caen provocando entonces lo que se conoce como deslizamientos o caídos de roca.

Los caídos de roca producen un alto riesgo para las personas especialmente en las vías, así como también para las industrias de la minería y para estructuras de diferentes tipos, como las presas que muchas veces necesitan ser construidas en zonas donde la geología predominante sea básicamente rocosa, por tal razón es muy necesario realizar el control de estos deslizamientos por medio de tecnologías de estabilización y métodos de análisis existentes para poder disminuir los riesgos y manejar las posibles amenazas que se presenten.

7.2 CRITERIOS DE ROTURA

Para definir el comportamiento de una roca en rotura existen dos formas, la primera y generalmente más usada es mediante el estado de tensiones, de tal forma que se tome como resistencia la máxima tensión que pueda soportar la roca, o también puede usarse la segunda mediante el estado de deformaciones.

La resistencia de los macizos rocosos se puede evaluar por medio de los llamados Criterios de Rotura, de los cuales los más extendidos y utilizados en la práctica geotécnica son el de Mohr-Coulomb y el de Hoek & Brown, sin embargo existen otros criterios que no han sido difundidos con el mismo éxito que los mencionados.

7.2.1 Clasificaciones Geomecánicas: *RMR* y *GSI*

Antes de exponer los criterios de rotura, es importante conocer las clasificaciones geomecánicas *RMR* Y *GSI*, que tienen como objeto el de proporcionar una evaluación al macizo rocoso que se estudia a partir de observaciones de campo y ensayos simples.

7.2.1.1 Rock Mass Rating (*RMR*)

El *RMR*, fue introducido por Bieniawski 1976, inicialmente pensado para valorar la estabilidad y los soportes requeridos en túneles, pero también resultó ser apto para la valoración de la estabilidad en taludes. El *RMR* permite la obtención de la cohesión y ángulo de fricción, parámetros resistentes del criterio de Mohr-Coulomb. En las siguientes ecuaciones se muestran las relaciones entre *RMR* y los parámetros resistentes.

$$c = 5RMR(KPa)$$

$$\varphi = \frac{5 + RMR}{2} (Deg)$$

Donde c es la cohesión y φ es el ángulo de fricción.

El RMR tiene en cuenta los siguientes parámetros del macizo rocoso.

- Resistencia del material intacto que se obtiene mediante ensayo de carga puntual o compresión simple
- RQD (Rock quality designation index), Depende indirectamente del número de fracturas y del grado de alteración del macizo
- Espaciado de las discontinuidades, hace referencia a la longitud entre discontinuidades dentro de la zona de estudio
- Condición de las discontinuidades, que incluye: Longitud de la discontinuidad, abertura, rugosidad, relleno y alteración
- Presencia de agua subterránea

A cada uno de los parámetros anteriores se le asigna un valor, el RMR se obtiene como la suma de todos ellos.

7.2.1.2 Geological Strength Index (GSI)

Con la aparición del criterio de rotura de Hoek & Brown el uso del RMR ya no es adecuado, sobre todo para el caso de rocas débiles, y se introduce de esta forma la clasificación geomecánica GSI. El GSI es un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo.

Las observaciones se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de la superficie. A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas, la unión que existe entre ellas, que viene dada

especialmente por las formas y aristas que presentan, así como de su cohesión. Para las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta si está alterada, si ha sufrido erosión o qué tipo de textura presenta, y el tipo de recubrimiento existente.

Los valores del GSI varían desde 1 hasta 100. Los cercanos al 1 corresponden a las situaciones de macizos rocosos de menor calidad. Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, implican macizos de gran calidad, ya que significa una estructura marcada por una pequeña fragmentación en la que abundan las formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión.

7.2.2 Criterio de Rotura de Hoek Brown

Entre todos los criterios de rotura existentes, se ha elegido y admitido como adecuado para su aplicación el criterio de Hoek & Brown, su uso está generalizado y extendido a nivel mundial en el ámbito de la mecánica de rocas, pero a pesar de esto, es un método empírico que ha sido desarrollado para macizos rocosos fracturados, homogéneos e isótropos pero presenta ciertas incertidumbres e inexactitudes que han generado problemas en su implementación a modelos numéricos y programas computacionales de equilibrio límite.

Debido a esto, y con el fin de mejorarlo, el criterio ha sufrido varias modificaciones así como la introducción de nuevos parámetros para definir el estado del material, y nuevas propuestas para obtener la caracterización del macizo.

Una de las principales dificultades que aparecen en muchos problemas geotécnicos, principalmente en el análisis de estabilidad de taludes, es que es más conveniente utilizar el criterio original de Hoek – Brown en términos de esfuerzos normales y de corte en vez de esfuerzos principales, según la ecuación original:

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

Donde

- σ'_1 y σ'_3 son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor en el momento de rotura.
- σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial del material intacto.
- m y s son las constantes del material, donde s = 1 para roca intacta.

Este criterio original fue modificado por Hoek, en donde él trató la derivación de las resistencias cohesivas y de los ángulos de fricción equivalentes para diferentes situaciones prácticas, tomando como base de estas deducciones las tangentes a la envolvente de Mohr, también sugirió que la resistencia cohesiva determinada al ajustar una tangente a la envolvente curvilínea de Mohr es un valor sobredimensionado y en algunos casos puede producir resultados sobreestimados en el análisis de estabilidad, por lo que se consideró más apropiado ajustar una relación lineal de Mohr–Coulomb por métodos de mínimos cuadrados.

También llegaron a reconocer que el RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski no era el parámetro más adecuado para relacionar el criterio de ruptura con las observaciones de campo, principalmente en macizos rocosos muy débiles, por lo que se introdujo el Índice de Resistencia Geológica. GSI (Geological Strength Index). Este índice fue posteriormente extendido a macizos rocosos.

7.2.3 Criterio de Rotura de Hoek & Brown Generalizado

El uso del criterio no solo en macizos rocosos duros, sino también en macizos de rocas débiles, ha supuesto una reformulación del criterio, así como la introducción de nuevos parámetros, principalmente en lo referente a la inclusión del Índice de Resistencia Geológica, GSI, como sustitución del criterio RMR de Bieniawski. Esta nueva versión del criterio se expresa con la expresión:

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

Donde m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dada por:

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

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

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

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

Donde D es un factor que depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las excavaciones (mecánicas o por voladuras) o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados, Cabe destacar, que en

este caso ya no se utiliza el Rock Mas Rating, sino que se adopta el Geological Strength Index (GSI).

La estimación de los valores del factor de alteración D se puede estimar a partir de la tabla que se propone en su publicación del 2002

La resistencia a la compresión uniaxial se obtiene haciendo $\sigma'_3 = 0$ en la ecuación generalizada, dando así:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a$$

Y siendo la resistencia a tracción:

$$\sigma_t = -\frac{s * \sigma_{ci}}{m_b}$$

7.2.4 Criterio de Rotura de Mohr-Coulomb

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, es un criterio de rotura lineal que fue pensado inicialmente para el estudio en suelos. Al ser un criterio lineal, la ecuación que define la superficie de fluencia es una ecuación lineal y es de la forma $\tau = f(\sigma)$, este criterio expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura.

Aunque el comportamiento de la roca en un ensayo triaxial no concuerda con un modelo lineal, Mohr-Coulomb se sigue utilizando mucho por su sencillez y comodidad y se expresa mediante la siguiente ecuación matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

Donde:

- c es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.
- ϕ es el ángulo de fricción
- τ es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura.
- σ_n es la tensión normal que actúa en el plano de rotura

En este caso, el dominio elástico viene representado por la envolvente de Mohr. Por lo tanto, los puntos del macizo con estado tensional por debajo de dicha envolvente están en un estado elástico mientras que los que se ubican por encima se encuentran en rotura. La zona de estados tensionales inaccesibles para este macizo es aquella que se encuentra por encima de la envolvente de Mohr.

Aunque se ha dicho con anterioridad que es usual describir el criterio de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones tangencial y normal, éste también se expresa en el espacio de tensiones principales de la forma

$$\sigma_1 = N_\phi \sigma_3 + 2c\sqrt{N_\phi}$$

Con

$$N_\phi = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right]$$

El criterio de Mohr - Coulomb implica que se produce una fractura por corte al alcanzarse la resistencia pico del material. A pesar de la ventaja que presenta este criterio por su simplicidad, presenta inconvenientes debido a que las envolventes

de la resistencia en roca no son lineales, y se ha demostrado experimentalmente que la resistencia de las rocas aumenta menos al incrementarse la presión normal de confinamiento que lo esperado considerando su linealidad. Lo anterior puede implicar errores al considerar los esfuerzos actuantes, sobre todo en zonas de bajos esfuerzos confinantes como se muestra en la figura 16. Otro de los inconvenientes que presenta este criterio es que la dirección del plano de fractura no siempre coincide con los resultados experimentales. Finalmente, este criterio sobrevalora la resistencia a la tensión de la roca.

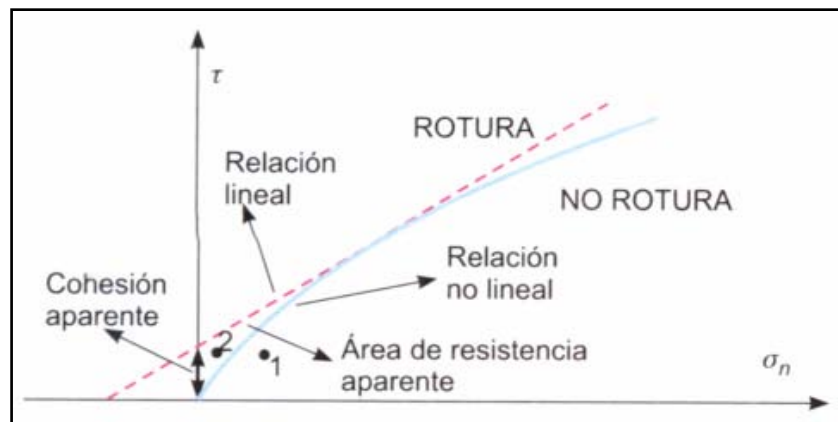


Figura 15. Representación gráfica de criterios de rotura lineal y no lineal
Fuente: Luis González de Vallejo, Ingeniería geológica

7.2.5 Criterio de Rotura de Barton & Choubey

Este criterio se dedujo a partir del análisis del comportamiento de las discontinuidades en ensayos de laboratorio, es empírico y permite dar una estimación de la resistencia al corte en discontinuidades rocosas. Se expresa de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma'_n * \tan \left(JRC * \log \left(\frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi_r \right)$$

Donde

- τ y σ'_n son los esfuerzos tangencial y normal efectivo sobre el plano de discontinuidad.
- ϕ_r es el ángulo de rozamiento residual.
- JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (*joint roughness coefficient*).
- JCS es la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad (*joint wall compression strenght*).

La resistencia de la discontinuidad depende entonces de tres factores que corresponden a una componente friccional ϕ_r , una componente geométrica incluida en el parámetro JRC, y una componente de rugosidad incluida en la relación JCS / σ'_n .

Con el criterio de Barton & Choubey resultan ángulos de rozamiento muy altos para tensiones de compresión muy bajas sobre la discontinuidad. Por este motivo no debe usarse para tensiones σ_n tales que $JCS / \sigma_n > 50$, debiendo tomarse en estos casos un ángulo de rozamiento constante independiente de la carga, con un valor ϕ_p igual a:

$$\phi_p = \phi_r + 1,7JRC$$

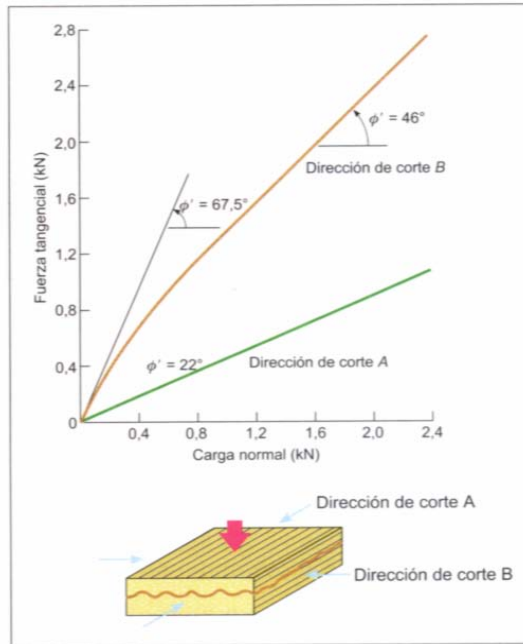


Figura 16. Influencia de la rugosidad en la resistencia de las discontinuidades
 Fuente: Luis González de Vallejo, Ingeniería geológica

7.2.5.1 Estimación del ángulo de rozamiento residual, ϕ_r

En general la pared de la junta está alterada y por lo tanto el ángulo de rozamiento residual será inferior al ángulo de la roca sana ϕ_b . Para su evaluación, se usa la siguiente expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R}$$

Donde R es el valor del rebote del esclerómetro o martillo Schmidt sobre una superficie de material sano y seco, r es el valor del rebote del esclerómetro sobre la superficie de la pared de la junta en estado natural, húmedo o seco, ϕ_b es el ángulo de resistencia básico de la roca.

Si las paredes de la discontinuidad están sanas, $\phi_r = \phi_b$. Los valores típicos de ϕ_b en discontinuidades planas son del orden de 25° a 37° para rocas sedimentarias, de 29° a 38° en rocas ígneas y de 21° a 30° en rocas metamórficas.

7.2.5.2 Resistencia de la pared de la Junta, JCS

Si las paredes de la junta no están alteradas o meteorizadas se toma el valor de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, σ_c . Si la pared está alterada, el valor de JCS se obtiene a partir de los resultados del esclerómetro sobre la pared de la junta mediante la siguiente expresión:

$$\log_{10} JCS = 0,00088 * \gamma_{roca} * r + 1,01$$

Con JCS en MN / m² y γ_{roca} en kN / m³.

7.2.5.3 Coeficiente de Rugosidad de la Junta. JRC.

El coeficiente JRC depende de la rugosidad de las paredes de la discontinuidad y varía entre 1 y 20. Se puede obtener a partir de perfiles de rugosidad que se muestran en la siguiente figura.

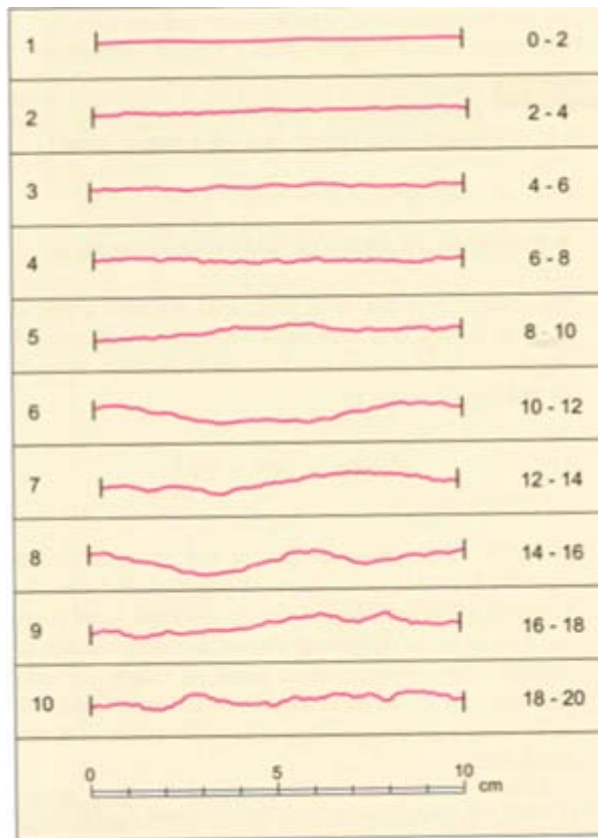


Figura 17. Perfiles para el Coeficiente de Rugosidad
Fuente: Luis González de Vallejo, Ingeniería geológica

7.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Debido a la complejidad de la naturaleza rocosa, ningún método de análisis, ni criterio de solución, puede ser considerado como suficiente. Requiriéndose el conocimiento más detallado posible del medio geológico, la geodinámica natural; las actividades y acciones antrópicas así como el medio en el cual se desarrolla el proyecto.

Los análisis de estabilidad son de vital importancia ya que permiten definir aspectos como las fuerzas externas que deben ser aplicadas para conseguir el factor de seguridad requerido para el proyecto. Además de esto, en caso de que

el análisis se esté realizando debido a la falla en la estabilidad de un talud previamente existente, este tipo de análisis permite diseñar las medidas de corrección o estabilización adecuadas para evitar nuevos movimientos.

Actualmente existen múltiples programas computacionales especializados y basados en los criterios de rotura que permiten modelar los tipos de fallas provocados por las discontinuidades presentes en el macizo que se estudia. Estos software usan métodos de estabilidad que generalmente se basan en un planteamiento físico – matemático en el que participan tanto fuerzas que estabilizan el talud como fuerzas que son favorables al desplazamiento, y son estas fuerzas las que determinan el comportamiento y las condiciones de estabilidad del talud. Dentro de los diferentes tipos de métodos utilizados para analizar la estabilidad de taludes se encuentran los métodos determinísticos y los probabilísticos.

7.3.1 Métodos Determinísticos.

Para el análisis determinístico se consideran eventos reales de los cuales se conocen o se suponen las condiciones en que se encuentra el talud, indicando si este es estable o no. Este método consiste en seleccionar los valores apropiados de los parámetros físicos y resistentes del macizo y que controlan el comportamiento del material por el que está formado, para que a partir de ellos y de las leyes adecuadas de comportamiento se defina el estado de estabilidad o el factor de seguridad del talud.

Existen dos grupos de métodos determinísticos: *los métodos de equilibrio límite*, que analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable y consiste en comparar las fuerzas tendientes al movimiento con las fuerzas que se oponen al movimiento a lo largo de una misma superficie de rotura, este primero utilizado

principalmente para taludes en roca y *los métodos tenso – deformacionales* que consideran las relaciones de tensiones y deformaciones que sufre el material durante el proceso de deformación y rotura, este último método aplicado principalmente a taludes en material suelto y macizos rocosos grandemente triturados.

Estos métodos, tienen el inconveniente de que su aplicación a grandes áreas es muy costoso lo que les hacen económicamente inviables; sin embargo, ha habido intentos de aplicarlos a grandes áreas.

7.3.2 Métodos Probabilísticos.

Son métodos, que permiten establecer relaciones estadísticas a partir de distintos métodos, entre una serie de factores condicionantes de los deslizamientos como la litología, pendiente, etc. y la distribución actual y/o pasada de los deslizamientos, su uso requiere crear una base de datos que incluya toda esa información.

Estos métodos, consideran la probabilidad de rotura del talud bajo unas condiciones determinadas. Es necesario conocer las funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis realizándose a partir de ellas los cálculos del factor de seguridad mediante procesos iterativos. Se obtienen las funciones de densidad de probabilidad y distribución de probabilidad del factor de seguridad y curvas de estabilidad del talud.

Los principales problemas en este tipo de análisis se derivan de la dificultad para obtener datos suficientes, sobre el desarrollo del proceso en periodos del pasado

reciente, que resulten significativos para la realización de previsiones encaminadas a la prevención de daños.

7.4 MECANISMOS DE FALLA

El mecanismo de rotura es la descripción del proceso físico que se produce en el macizo rocoso con el aumento de la carga o con la disminución de la resistencia y cuando el movimiento empieza y se propaga en todo su largo.

Como ya se ha mencionado en capítulos anteriores, la falla de los taludes en roca en la mayoría de los casos se encuentra controlada por las características y estructura de su sistema de discontinuidades. Dependiendo de las características como la orientación y dimensión de estas pueden formarse planos de fallas producto de la intersección de una o más fracturas, formando bloques inestables que involucre volúmenes pequeños de material o fallas en gran escala que afecten taludes completos.

La clasificación del tipo de movimiento que se pueda presentar, tiene gran importancia por influir en el análisis de estabilidad, control y medidas de estabilización aplicables, también cada mecanismo de rotura tiene una metodología distinta para evaluar la estabilidad mediante el factor de seguridad.

4.4.1 Rotura Plana

Estos tipos de fallas se producen a favor de una única familia de planos de rotura que buzanan en el mismo sentido que el talud, y cuya dirección es muy similar a la de la superficie de este. Se producen fundamentalmente debido a que el buzamiento de los planos es menor que el del talud, llegando a diferencias de hasta 20° , con lo que el rozamiento movilizado no es suficiente para asegurar su estabilidad.

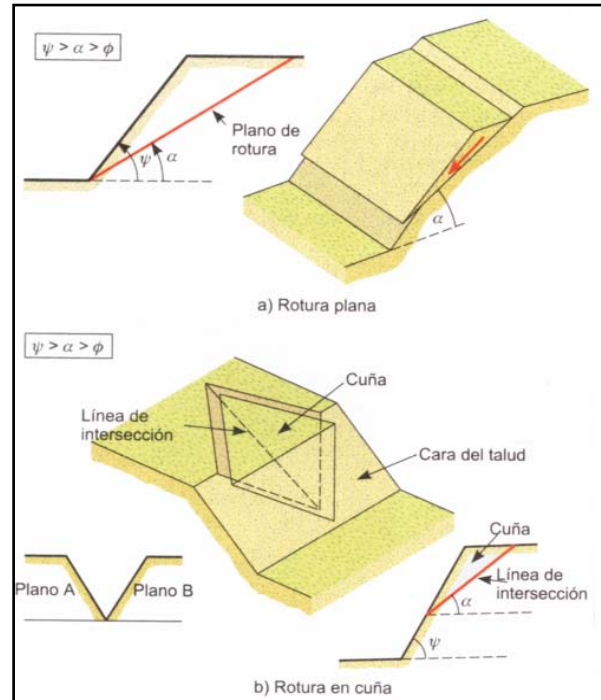


Figura 18. Rotura Plana y en Cuña
Fuente: Luis González de Vallejo, Ingeniería geológica

A partir de las fuerzas actuantes sobre la superficie de rotura considerada, se establece la ecuación del coeficiente de seguridad

$$FS = W \cos \alpha - \frac{1}{2} \gamma_w Z_w A \sin \alpha + T$$

Donde

- W Peso del bloque deslizante.
- A Ángulo de buzamiento de la familia que produce el plano deslizante.
- T Fuerza total del anclaje o grupo de anclajes.
- A Longitud de la superficie de deslizamiento.
- γ_w Densidad del agua.

Z_w Altura del talud en la que existe presión de agua.

Luego de que se garantice que puede existir estabilidad en el bloque deslizando, el cálculo del factor de seguridad para el caso general en que existe una grieta de tensión se realiza utilizando la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{cA + \left(W \cos \alpha - \frac{1}{2} \gamma_w Z_w A - \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \operatorname{sen} \alpha - C_s W \operatorname{sen} \alpha + T \cos \delta \right) \tan \phi}{W \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \cos \alpha + C_s W \cos \alpha - T \operatorname{sen} \delta}$$

Donde

c Cohesión en el plano de deslizamiento.

A Longitud de la superficie de deslizamiento.

W Peso del bloque deslizando.

α Ángulo de buzamiento de la familia que produce el plano deslizando.

ϕ Ángulo de fricción de la base del bloque.

T Fuerza total del anclaje o grupo de anclajes. Cuando los anclajes son de tipo pasivo se debe considerar como cero el valor de la tensión en el denominador.

δ Ángulo de incidencia del anclaje con respecto a la normal del plano de deslizamiento.

C_s Coeficiente sísmico.

γ_w Densidad del agua.

Z_w Altura del talud en la que existe presión de agua.

z_w Altura de la grieta de tensión en la que existe presión de agua.

7.4.2 Rotura en Cuña

Este tipo de rotura se presenta cuando el bloque que se desliza está limitado por dos o tres juntas. Ocurre en taludes que son cortados por dos planos de discontinuidades de tal manera que la línea de intersección aflora en el talud y buza en sentido desfavorable. Normalmente este tipo de rotura es limitado por cuatro caras, dos de planos de discontinuidades, dos de superficie de roca, y a veces incluye un plano correspondiente a la grieta de tracción. También la superficie de rotura puede estar formada por planos escalonados e incluso con puentes de roca matriz.

Para poder determinar el riesgo que tiene un talud de sufrir este tipo de falla es de vital importancia realizar una representación estereográfica del sitio que se está analizando, tema que se va a tratar más adelante en este mismo capítulo. El cálculo del factor de seguridad para el caso general se realiza utilizando la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{3}{\gamma_w H} (C_a X + C_b Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_b$$

Donde

C_a Cohesión en el plano formado por la familia a .

C_b Cohesión en el plano formado por la familia b .

ϕ_b Ángulo de fricción del plano formado por la familia b .

γ_r Densidad de la roca.

γ_w Densidad del agua.

H Altura total del bloque.

X, Y, A, B : Dependen de la geometría y se calculan a partir de las siguientes ecuaciones:

$$X = \frac{\text{Sen}\theta_{24}}{\text{Sen}\theta_{45}\text{Cos}\theta_{na}}$$

$$X = \frac{\text{Sen}\theta_{13}}{\text{Sen}\theta_{35}\text{Cos}\theta_{nb*1}}$$

$$A = \frac{\text{cos}\psi_a - \text{cos}\psi_b * \text{cos}\theta_{na*nb}}{\text{sen}\psi_i * \text{sen}^2\theta_{na*nb}}$$

$$B = \frac{\text{cos}\psi_b - \text{cos}\psi_a * \text{cos}\theta_{na*nb}}{\text{sen}\psi_i * \text{sen}^2\theta_{na*nb}}$$

Donde

Ψ_a Buzamiento del plano a .

Ψ_b Buzamiento del plano b .

Ψ_i Buzamiento de la intersección.

Y el resto de los valores se obtienen de manera gráfica a partir del análisis de admisibilidad cinemática

7.4.3 Rotura por Volcamiento

Para que se produzca el fenómeno de vuelco en un talud, también conocido a menudo con la denominación inglesa "toppling", es necesario que exista una

familia de discontinuidades que siendo paralelas tengan casi el mismo rumbo que el talud, con buzamiento alto y orientación hacia el interior de este.

El vuelco produce la rotación de los bloques en torno de una base fija bajo la acción gravitatoria o presión de agua en las discontinuidades. Las roturas por volcamiento pueden manifestarse a cualquier escala y en casi todo tipo de roca, incluso pueden ser profundas y grandes. Pueden incluir también roca bastante sana, ocurren tanto en taludes naturales como en taludes excavados, en desmontes en obras civiles o cortas mineras.

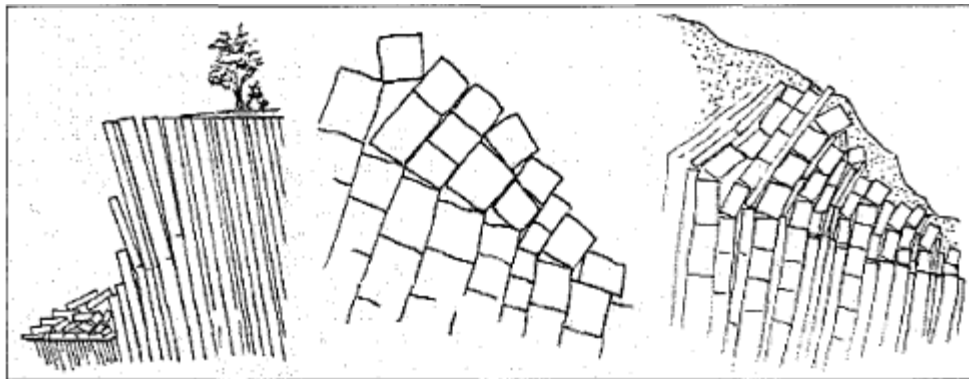


Figura 19 Rotura por vuelco (Goodman & Bray, 1976)

Fuente: Tesis Doctoral, Svetlana Melentijevic

El primer paso en el análisis de vuelco es realizar la toma o cálculo de las dimensiones del talud y de cada bloque, considerando el sistema regular de bloques que se muestra en la figura 21 en donde estos son rectangulares con ancho Δx y altura y_n . El buzamiento de la base de los bloques es Ψ_p y el buzamiento de la familia de planos ortogonales que forman las caras de los bloques está dado por la ecuación $\Psi_d = 90 - \Psi_p$, la altura del talud es H y la inclinación de la cara del talud es Ψ_f , mientras la inclinación de la cresta es Ψ_s .

El ángulo de la base de los bloques no es un valor que se pueda determinar explícitamente, sin embargo es necesario utilizar un valor adecuado porque este tiene un efecto significativo en el análisis, es así que examinando modelos numéricos Goodman & Bray muestran que este ángulo será bien estimado si se toma entre el siguiente rango.

$$\Psi_b \approx (\Psi_p + 10^\circ) \text{ a } (\Psi_p + 30^\circ)$$

Entonces tomando como base la geometría del talud que se muestra en la figura 21, el número de bloques que forman el sistema va a estar dado por la ecuación:

$$n = \frac{H}{\Delta x} \left[\operatorname{cosec}(\Psi_p) + \left(\frac{\cot(\Psi_b) - \cot(\Psi_f)}{\operatorname{sen}(\Psi_b - \Psi_f)} \right) \operatorname{sen}(\Psi_f) \right]$$

Los bloques se numeran desde el pie del talud hasta su cresta. En este modelo idealizado la altura y_n de los n bloques está dada por

$$y_n = n(a1 - b) \quad \text{Para bloques por debajo de la Corona}$$

$$y_n = y_{n-1} - a2 - b \quad \text{Para bloques por encima de la Corona}$$

Las tres constantes $a1$, $a2$ y b que son definidas por los bloques y la geometría del talud se calculan con las siguientes ecuaciones.

$$a1 = \Delta x \tan(\Psi_f - \Psi_p)$$

$$a2 = \Delta x \tan(\Psi_p - \Psi_s)$$

$$b = \Delta x \tan(\Psi_b - \Psi_p)$$

En la figura 21, se pueden distinguir tres grupos de bloques según su comportamiento.

- Un grupo de bloques en la parte superior del talud, donde el ángulo de fricción es grande comparado con el buzamiento de este. $\phi > \Psi_p$, además la altura es limitada, para que se cumpla esta condición, debe darse que $\frac{y}{\Delta x} < \cot(\Psi_p)$
- Un grupo intermedio donde el centro de gravedad se sale de la base.
- Un grupo de bloques en el pie del talud que son empujados por los bloques volcados anteriores a ellos, los bloques pueden comportarse estables, por vuelco o deslizamiento.

Considerando entonces el equilibrio rotacional en los bloques, se encontró que la fuerza suficiente para prevenir el vuelco de un bloque está dada por

$$P_{n-1,v} = \frac{\left[P_n(M_n - \Delta x \tan \phi) + \left(\frac{W_n}{2} \right) (y_n \sin \psi_p - \Delta x \cos \Psi_p) \right]}{L_n}$$

Donde

$M_n = Y_n - a_2$ y $L_n = Y_n - a_1$ para bloques en la coronación del talud.

$M_n = Y_n$ y $L_n = Y_n - a_1$ para bloques por debajo de la coronación del talud.

$M_n = Y_n - a_2$ y $L_n = Y_n$ Y para bloques por encima de la coronación del talud.

Δ_x Ancho del bloque.

Ψ_p Inclinación de la base de los bloques

W_n Peso del bloque $n-1$.

ϕ Ángulo de fricción de la base del bloque.

CS Coeficiente sísmico.

g Aceleración de la gravedad.

γ_w Densidad del agua.

De igual forma, la fuerza P_{n-1} que se opone al deslizamiento es:

$$P_{n-1,d} = P_n - \frac{W_n(\cos\Psi_p \tan\phi - \sin\Psi_p)}{(1 - \tan^2\phi)}$$

Además se puede encontrar las fuerzas normal (R_n) y cortante (S_n) que afectan los bloques con las siguientes ecuaciones

$$R_n = W_n \cos\Psi_p + (P_n - P_{n-1}) \tan\phi$$

$$S_n = W_n \sin\Psi_p + (P_n - P_{n-1})$$

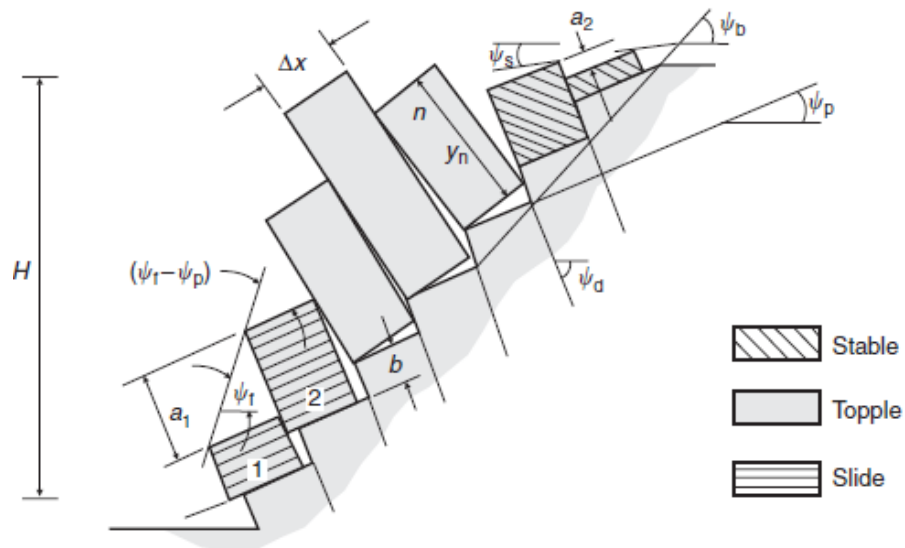


Figura 20. Modelo de Análisis de Equilibrio Límite para Volcamiento (Goodman & Bray)
Fuente: Rock Slope Engineer, Civil and Mining by Duncan C. Wyllie

Según esto, el análisis de estabilidad para un talud que falla por vuelco se puede resumir en los siguientes pasos:

1. Una vez definidos las dimensiones de los bloques a analizar, se halla comenzando por la parte superior el primer bloque que cumpla con la condición de vuelco $\frac{y}{\Delta x} < \cot(\Psi_p)$ para este primer bloque se toma $P_n=0$
2. Se calculan para el bloque $n1$ las fuerzas $P_{n-1,v}$ y $P_{n-1,d}$ necesarias para que no se vuelque ni se deslice mediante las ecuaciones mencionadas a partir de los datos geométricos del bloque y de su peso
3. De los dos valores obtenidos se tomará el mayor para aplicarlo al análisis del siguiente bloque, valor que será correspondiente a la fuerza P_n del nuevo bloque y se repite nuevamente el paso 2 hasta llegar al bloque que se encuentra al pie del talud.
4. Al analizar el bloque que se encuentra al pie del talud se pueden obtener una de las siguientes tres condiciones:
 - $P_{n-1} = 0$ El talud se encontrará en equilibrio límite para el ángulo ϕ considerado.
 - $P_{n-1} < 0$ El cálculo no es válido y deberá repetirse para otros valores de ϕ mayores que el inicial.
 - $P_{n-1} > 0$ El talud es inestable para el valor de ϕ considerado, por lo que se deberán utilizar anclajes u otro tipo de sostenimiento.

7.5 ANALISIS DE PROYECCION ESTEREOGRAFICA

La proyección estereográfica es una herramienta de la mecánica de las rocas muy usada en cristalografía y geología estructural que permite establecer la relación angular existente entre las caras de los cristales o entre las estructuras geológicas. Este tipo de proyección es de vital importancia en el estudio de obras de geotecnia como túneles y taludes, ya que proporciona información que permite tomar decisiones que faciliten la construcción de las estructuras o también estableciendo las mejores opciones de diseño.

En el caso del análisis de un talud en roca, es necesario determinar los posibles mecanismos de falla mediante un sistema de representación estereográfico, donde se definan las familias de discontinuidades que se puedan presentar en la estructura del macizo rocoso. Para poder realizar esta representación es preciso conocer, inicialmente, una serie de términos geométricos, que permitan definir de cada elemento (ver figura 22), estos términos nos determinan su orientación.

La orientación se define como la posición de un plano o línea en el espacio, referenciado mediante coordenadas geográficas y su relación con el plano horizontal de comparación. La orientación de un elemento queda definida mediante el rumbo y la inclinación:

- *Inclinación o Buzamiento:* Ángulo vertical comprendido entre la horizontal y el plano o línea considerado.
- *Rumbo o Dirección:* Horizontal comprendido entre una línea y una dirección preestablecida que para el caso de la geología estructural es el norte magnético.

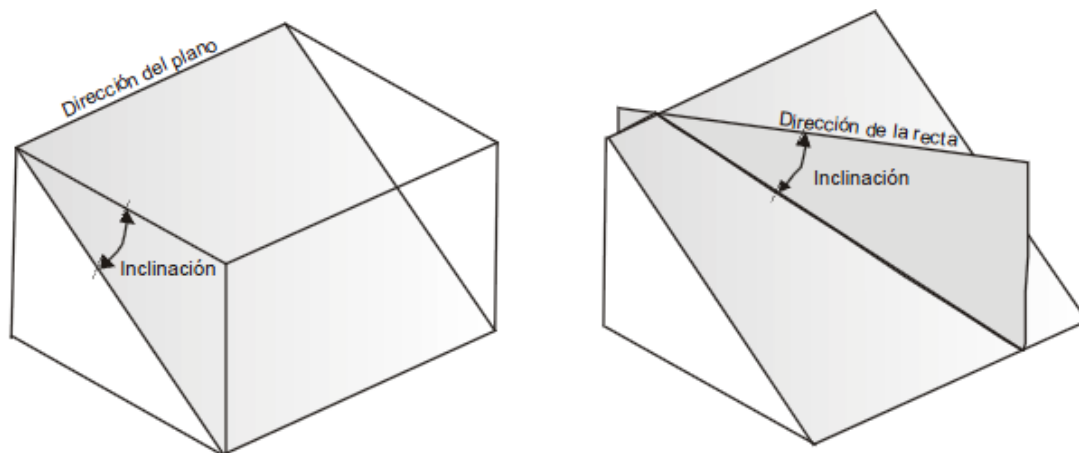


Figura 21. Elementos que definen una recta y un plano en geología

Fuente: Aplicaciones de la proy. estereográfica en Ingeniería Geológica, Roberto Tomás Jover

Una de las limitaciones más importante de la proyección estereográfica es que sólo considera relaciones angulares entre las líneas y los planos, y que además no representa la dimensión de las fallas.

La proyección estereográfica consiste en una esfera de referencia, en la cual el plano ecuatorial es horizontal para el que las líneas y planos con un buzamiento y dirección específica son posicionados en un sentido imaginario con respecto a los ejes que pasan de manera ortogonal por el centro de la esfera, así por ejemplo un plano será representado por una línea recta, mientras que una línea será representada por un punto.

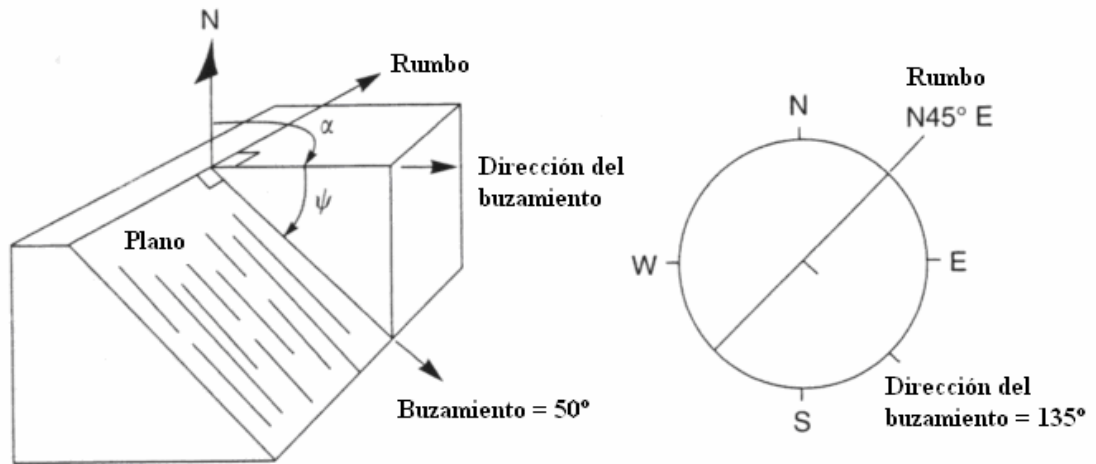


Figura 22. Representación Estereográfica
 Fuente: Diseño de Taludes en Roca para la Contrapresa del P:H. Pirrís, Juan Carlos Rodríguez

Para representar las condiciones de la geología estructural propias del sitio que se va a analizar se utiliza un plano polar como el que se muestra en la figura 24, este plano polar se divide en 360 grados que representan la dirección de la discontinuidad tal y como se hace con la brújula, y noventa círculos concéntricos que representan el buzamiento de la discontinuidad que se quiere graficar. De este modo cada discontinuidad observada en campo se representa mediante el trazo de un punto en el plano polar, en donde la dirección del buzamiento se mide a partir de la coordenada norte y el buzamiento de la discontinuidad se representa de acuerdo con la distancia radial existente entre el círculo concéntrico que represente el ángulo del buzamiento de la discontinuidad.

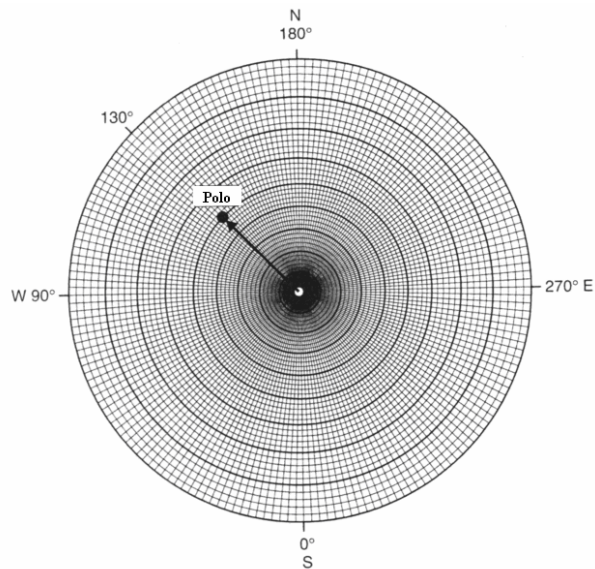


Figura 23. Plano polar

Fuente: *Diseño de Taludes en Roca para la Contrapresa del P:H. Pirrís*, Juan Carlos Rodríguez

Para determinar la dirección de las familias de discontinuidades presentes en el macizo rocozo, se debe trazar los puntos correspondientes a cada una de las diaclasas y partir de un análisis estadístico establecer las zonas que muestran una alta concentración de puntos en el plano polar lo que representa una familia de diaclasas.

Normalmente este análisis estadístico se realiza por medio de programas de computación que simplifican el análisis creando la representación de las familias de diaclasas por medio de diagramas de polos, de círculos máximos o bien de densidad de polos, representados en las figuras 25 y 26

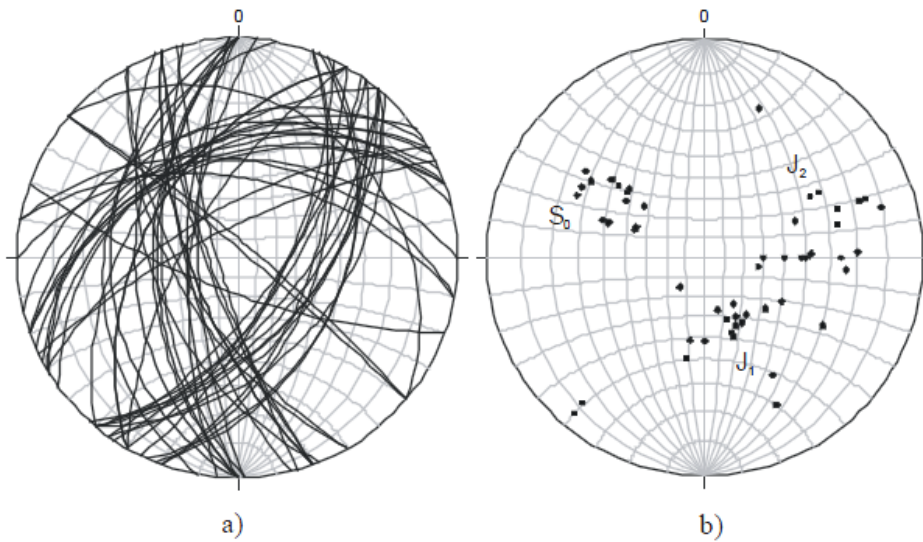


Figura 24. a) Diagrama de círculos máximos (beta) y b) diagrama de polos (pi).
 Fuente: Aplicaciones de la Proy. Esterográfica en ingeniería geológica, Roberto Tomás Jover

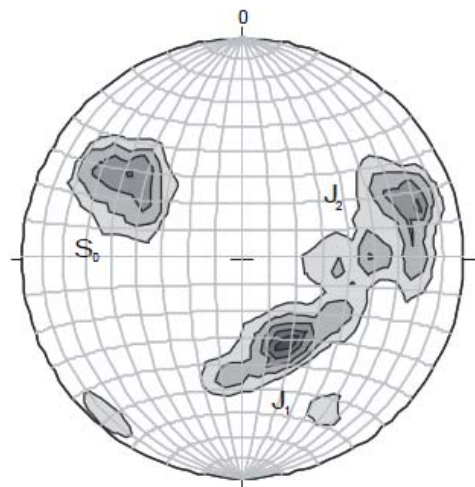


Figura 25. Diagrama de Densidad de Polos
 Fuente: Aplicaciones de la Proy. Esterográfica en ingeniería geológica, Roberto Tomás Jover

La figura 26 muestra la concentración o familias de discontinuidades que más se presentan en el sector en estudio, de tal forma que éstas me permiten por medio de un análisis de admisibilidad cinemática determinar los tipos de fallas que pueden presentarse con más probabilidad.

7.6 ANALISIS DE ADMISIBILIDAD CINEMATICA

Esta metodología permite encontrar los tipos de fallas que tengan mayor probabilidad de afectar los taludes de la zona que se analiza. Este análisis utiliza los datos de la dirección y buzamiento de cada una de las familias de diaclasas que indica la proyección estereográfica, de manera tal que se pueda definir y relacionar si para un talud determinado existe la probabilidad de que ocurra algún tipo de falla mencionados anteriormente como fallas por volcamiento, planas o por cuñas.

La figura 27 muestra los tipos de falla que se pueden presentar a partir de los resultados de contorno obtenidos de la proyección estereográfica.

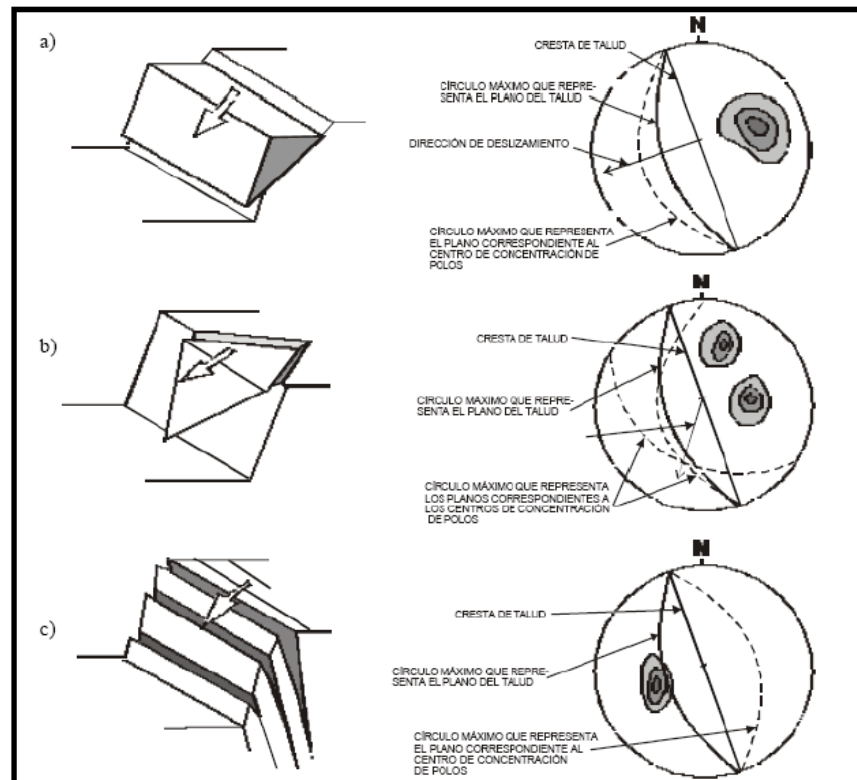


Figura 26. Tipos de Fallas probables en Macizos Rocosos

Fuente: Diseño de Taludes en Roca para la Contrapresa del P:H. Pirrís, Juan Carlos Rodríguez

Para realizar el análisis de estabilidad cinemática existen diferentes formas, una de ellas consiste en hacer una evaluación de comparación de las propiedades del macizo rocoso y el talud que se va a estudiar, para posteriormente arrojar los resultados del tipo de falla que puede llegar a presentarse.

A continuación se muestran las condiciones que se deben presentar entre el talud y las familias de discontinuidades que se tienen en cuenta en el análisis de admisibilidad cinemático para cada uno de los tipos de fallas que puedan afectar el macizo rocoso.

7.6.1 Falla Planar

Principalmente existen cuatro condiciones para que se pueda presentar una falla plana en un talud y son:

- La dirección de buzamiento de la discontinuidad deberá ser similar a la dirección de buzamiento del talud (entre unos 20° aproximadamente), es decir que el rumbo de la discontinuidad estará dentro de los 20° más próximos al rumbo del talud.
- El buzamiento de la discontinuidad deberá ser menor que el del talud y el plano de falla deberá cortar la cara libre del talud.
- El buzamiento de la discontinuidad deberá ser mayor que el ángulo de fricción de la superficie de contacto entre sus caras.
- La extensión lateral de la masa en falla potencial deberá estar definida por discontinuidades que no contribuyan en forma significativa a la estabilidad de la masa.

7.6.2 Falla en Cuña

En una falla por Cuña deberán presentarse las siguientes condiciones:

- Trayectoria de la línea de intersección próxima a la dirección de buzamiento de la cara del talud.
- Inclinação de la línea de intersección menor que el buzamiento del talud.
- Inclinação de la línea de intersección mayor que el ángulo de fricción de las superficies. Si el ángulo de fricción de los dos planos es marcadamente diferente, se debe utilizar un valor promedio.

7.6.3 Falla por Volcamiento

Las condiciones necesarias para que se produzca la falla por volcamiento se resumen así:

- Rumbo de las losas aproximadamente paralelo al talud con diferencias entre 15° y 30°.
- Buzamiento de las losas o capas paralelo o mayor que el de la cara del talud.
- Para que se presente deslizamiento entre capas, la normal al plano de volcamiento debe tener una inclinación menor que la diferencia existente entre el buzamiento de la cara del talud y el ángulo de fricción de la superficie, es decir:

$$(90^\circ - \psi_p) \leq (\psi_f - \phi_p)$$

Donde

ψ_f Buzamiento de la cara del talud.

ψ_p Buzamiento de los planos geológicos.

ϕ_p Ángulo de fricción.

En la figura 28, se puede apreciar un ejemplo gráfico de lo que es el análisis de admisibilidad cinemática, en donde se muestra la envolvente de afloramiento y la envolvente de Volcamiento

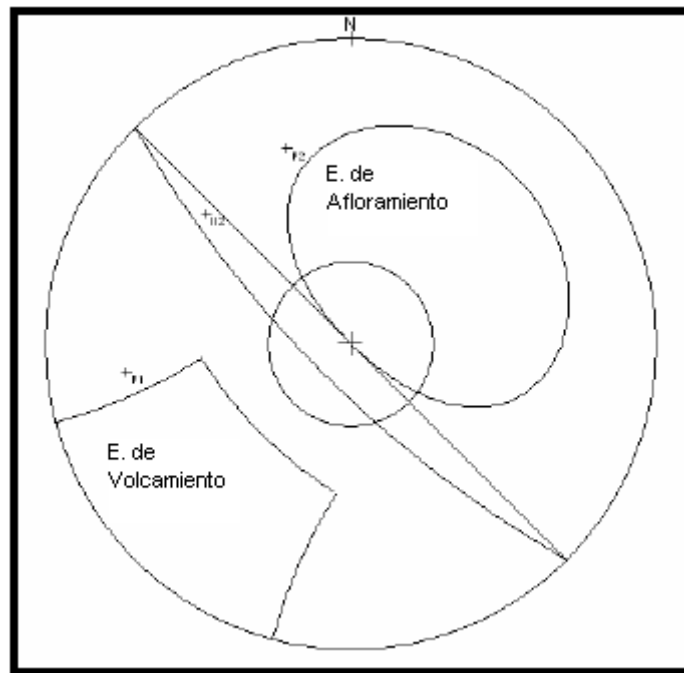


Figura 27. Estereograma de Admisibilidad
Fuente: Los Autores

La envolvente de afloramiento determinará si existe falla plana o por cuña, si dentro de esa zona cae el polo de alguna familia la falla será plana, mientras que si cae la intersección entre dos familias la falla será por cuña. La envolvente de Volcamiento como su nombre lo indica determinará si existe o no una falla por vuelco si en esta zona cae alguna familia.

7.7 EFECTOS DE SISMO EN MACIZOS ROCOSOS

Para simular el efecto del sismo se utiliza el método pseudoestático, que consiste en aplicar, en el centro de gravedad del bloque en estudio, una fuerza horizontal igual a la masa del bloque multiplicada por el coeficiente de aceleración que previsiblemente originará el sismo. Esta fuerza sísmica se puede simplificar, ya que genera dos componentes de fuerzas que actúan, una de manera normal al plano de deslizamiento y otra que actúa en dirección paralela al plano de deslizamiento, ocasionando con esto la inestabilidad del bloque de roca. También se puede contemplar la acción vertical de la misma forma, pero en este caso se suele utilizar la aceleración como la mitad de la aceleración horizontal.

7.8 EFECTOS DEL AGUA EN MACIZOS ROCOSOS

El flujo del agua es sin dudas el elemento o factor que más incide en la estabilidad de los taludes tanto naturales como artificiales. El proceso del flujo se genera por infiltración de las aguas de lluvia o bien como en el caso de este análisis por la saturación en el llenado de un embalse, en donde el flujo ocurre en las fracturas siguiendo caminos preferenciales.

La hidráulica de rocas es la ciencia que analiza y determina mediante algunas ecuaciones experimentales el flujo de cada familia de fracturas de la matriz

rocosa, en consecuencia determina el flujo total en un área de macizo rocoso considerada.

La filtración de agua en las discontinuidades del macizo rocoso genera en la parte inferior del talud una distribución de presión hidrostática en la base de contacto de la superficie de la discontinuidad, esta presión tiende a levantar el bloque de roca mientras que una distribución hidrostática de fuerzas tiende a empujarlo, favoreciendo su deslizamiento al disminuirse la fuerza friccionante que actúa en la base del bloque.

La distribución de fuerzas hidrostáticas genera dos fuerzas resultantes producto de presiones generadas por el agua infiltrada en las discontinuidades del macizo rocoso, una de esas fuerzas resultantes actúa en dirección perpendicular a la cara lateral del bloque de roca, y la otra fuerza resultante actúa en dirección normal a la superficie de contacto del bloque de roca con la superficie sobre la cual se encuentra apoyado dicho bloque.

La fuerza que se ejerce en dirección perpendicular se puede separar en sus componentes ortogonales X y Y, llamados donde la componente X será paralela al plano de deslizamiento y la componente Y normal al plano de deslizamiento.

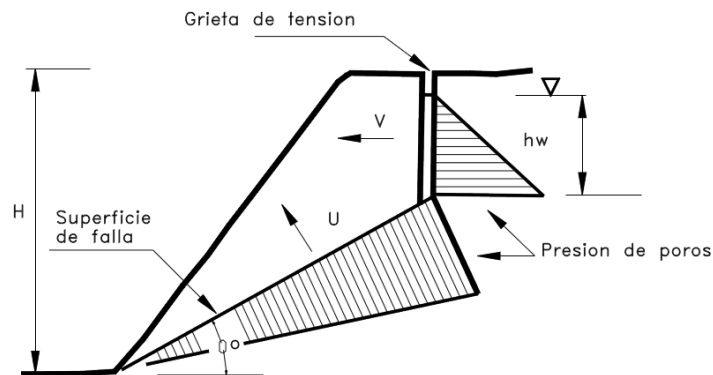


Figura 28. Presión de Poros sobre una superficie de falla potencial
Fuente: Deslizamientos, Jaime Suárez V.1

En el análisis de un talud por estabilidad, se pueden suponer varios modelos de distribución de presión hidrostática dentro de los cuales están:

7.8.1 Modelo con el pico de presión hidrostática aplicado en la base del talud

Generalmente ocurre cuando el drenaje en la parte baja de la base del talud es bloqueado o cuando se acumula agua congelada en la base de este. Este tipo de distribución de presiones genera la máxima fuerza hidrostática que se puede presentar en un talud. En la figura 30, se puede observar este modelo.

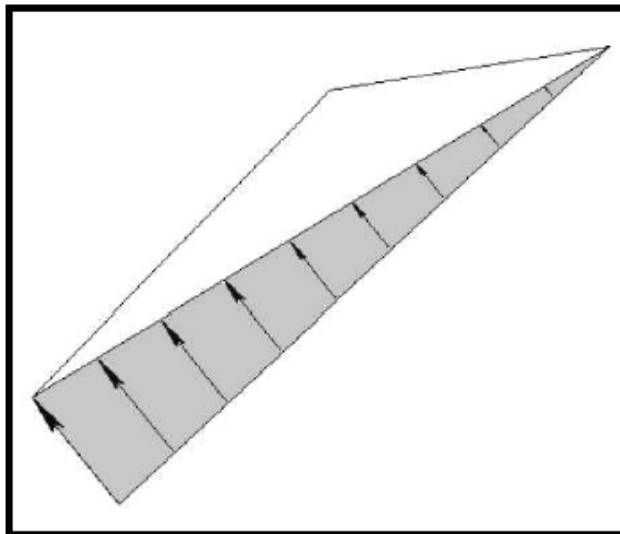


Figura 29. Pico de Presión en la Base del Talud

Fuente: Diseño de Taludes en Roca para la Contrapresa del P:H. Pirrís, Juan Carlos Rodríguez

7.8.2 Modelo con el pico de presión hidrostática aplicado en la base de la grieta de tensión

Se utiliza cuando la máxima presión hidrostática que puede presentarse es aplicada en la base de la grieta de tensión siendo entonces la peor situación que puede darse debido a que compromete su estabilidad. Este tipo de distribución se muestra en la figura 31.

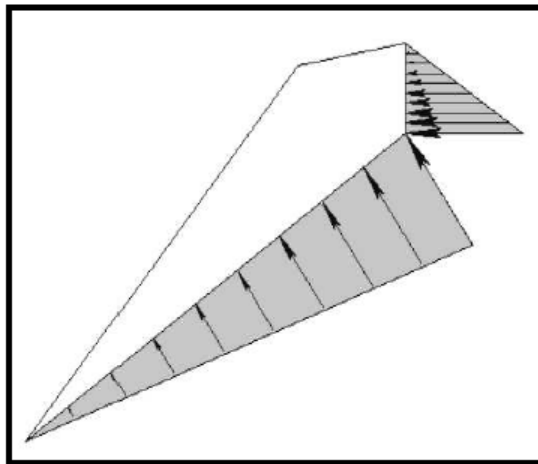


Figura 30. Pico de Presión en la Base de la Grieta de Tensión

Fuente: *Diseño de Taludes en Roca para la Contrapresa del P:H. Pirrís, Juan Carlos Rodríguez*

7.8.3 Modelo con presión hidrostática conocida por el diseñador

Este modelo simula más la realidad que los otros, ya que puede darse cuando se conocen las condiciones hidrostáticas del talud obtenidas mediante mediciones piezométricas.

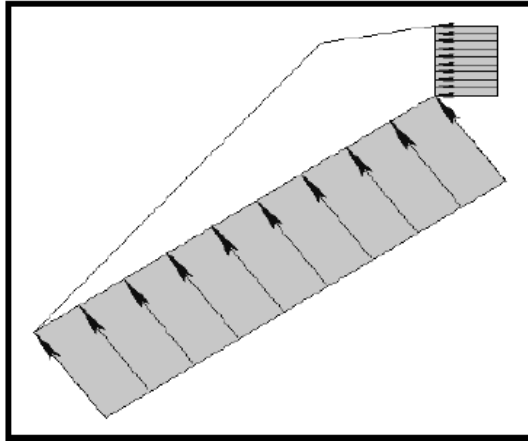


Figura 31. Pico de Presión definida por el analista
 Fuente: Diseño de Taludes en Roca para la Contrapresa del P:H. Pirrís, Juan Carlos Rodríguez

7.8.4 Modelo con pico de la presión hidrostática aplicada a la mitad de la altura del talud

Es el modelo que es más utilizado ya que permite definir el porcentaje del agua que está infiltrada en la grieta. Este tipo de análisis permite realizar del mismo modo que el anterior, una distribución de la presión hidrostática definida por el diseñador y se ilustra en la figura 33.

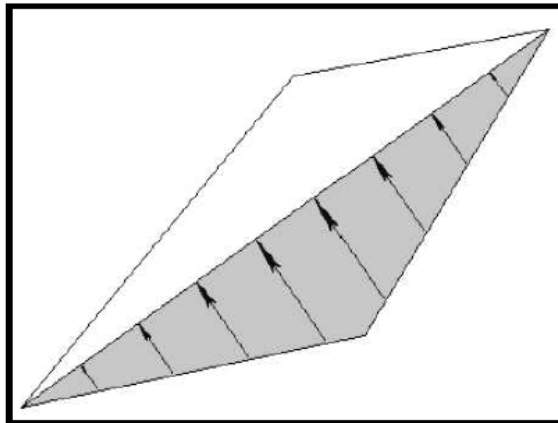


Figura 32. Pico de Presión en la mitad del talud
 Fuente: Diseño de Taludes en Roca para la Contrapresa del P:H. Pirrís, Juan Carlos Rodríguez

8. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS SUELOS EN LOS TALUDES DEL EMBALSE

Para realizar un análisis de estabilidad se deben cumplir algunas etapas y para éste caso se cumplieron en base al organigrama del capítulo I. Se debe empezar identificando las posibles zonas inestables, para definir los taludes a analizar, para luego identificar la geología. Es importante determinar la metodología y la herramienta por la cual se va a realizar el análisis, y así identificar los parámetros necesarios para éste. En éste proyecto se va a utilizar la metodología de equilibrio límite y el software slope/w de la casa Geostudio, por eso es necesario realizar ensayos de laboratorio para determinar los parámetros del suelo y poder modelar los taludes. Lo anterior describe brevemente el proceso que se siguió en el presente trabajo y a continuación se describe con más detalles.

8.1 DETERMINACION Y LOCALIZACION DE PERFILES

Para la determinación y localización de los perfiles, fue importante la información de los estudios realizados en la zona, suministrada por el Acueducto, en los cuales se analizó el plano geológico en planta y la localización de los 27 sondeos realizados.

En plano geológico de la zona se identificaron las posibles zonas inestables de ladera. En base a dichas zonas y la localización de los sondeos se decidió tomar 10 perfiles, ubicados 6 en el costado derecho y 4 en el izquierdo, empezando cada uno de ellos desde el borde del río hasta donde se obtenía información de topografía.

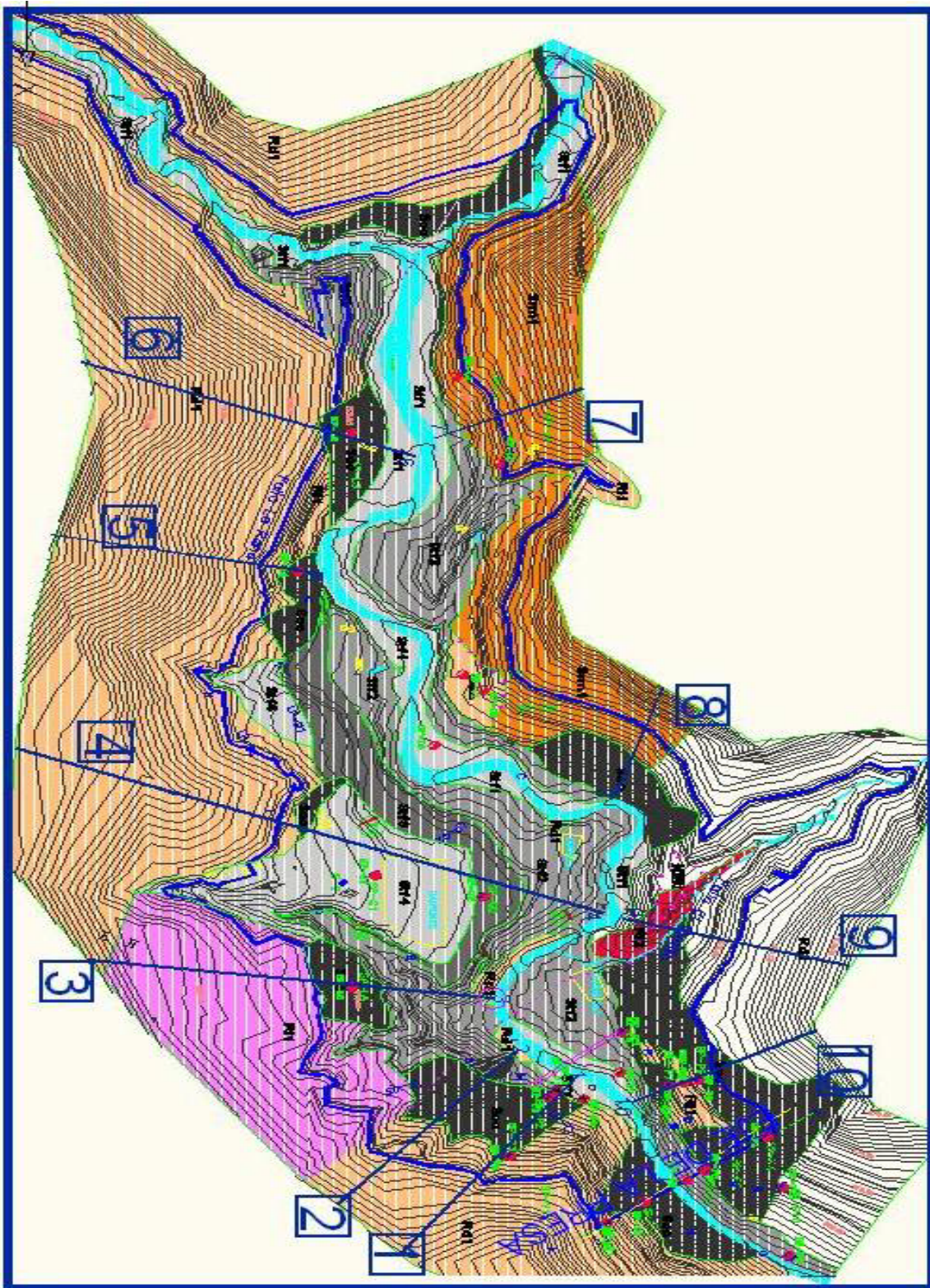


Figura 33. Localización en planta de los perfiles
Fuente: Ponce león y modificado por Autores

8.2 CARACTERIZACION GEOLOGICA DE LOS PERFILES

Para caracterizar la geología de cada perfil se utilizó la información suministrada de los 27 sondeos realizados por la empresa Ponce León, distribuidos en toda la zona del embalase, con profundidades desde 7 hasta 60 metros, también se utilizaron 2 perfiles de un estudio de infiltraciones y 5 de estabilidad, realizados también por Ponce León.

En algunos perfiles habían de uno hasta tres sondeos y en algunos no había, sin embargo los perfiles de estabilidad e infiltraciones pasaban sobre o muy cerca de los perfiles, también comparando con los que se encontraran dentro de la misma zona en el plano geológico, y si existía mucha duda se utilizaron las líneas sísmicas que realizaron en estudios previos, donde en gráficas identificaban velocidades de onda. Uniendo toda esa información se determinaron los estratos del suelo y la roca

8.3 CARACTERIZACION DEL SUELO

En el análisis de estabilidad se utilizará la metodología de equilibrio límite y su forma de caracterizar el suelo es por medio de la teoría de Morh Coulomb, en ésta se calcula el ángulo de fricción y la cohesión de un suelo, para esto se realiza el ensayo de corte directo, la cual es explicada en más detalles en el capítulo III.

En el estudio geológico y las perforaciones se encontraron 6 estratos de suelo entre los cuales son: Aluvial (Stf1), terraza baja (Stf2), terraza alta (Stf3), fluviotorrencial (Stf4), residual (Srm1), coluvión (Sco) y la roca predominante que es el Neis (Peb). Es por ello que se tomó la decisión de hacer 6 ensayos de corte directo para identificar los parámetros de cada material de suelo. Sin embargo fue

difícil encontrar un punto donde se pudiera tomar la muestra para la terraza alta por lo tanto se hizo 5 cortes.

En campo se tomaron 5 muestras inalteradas en tubo de PVC de 4" de diámetro y aproximadamente 30 cm de longitud, ubicadas en cada uno de los estratos y se levantaron 50 cm aproximadamente de materia orgánica y en sus extremos rellenos de parafina para evitar la pérdida de humedad. (ver figura 35).



*Foto 2. Muestra inalterada de material coluvial
Fuente: Autores*

En la realización del ensayo, el tubo de PVC fue cortado en 4 partes aproximadamente iguales y de cada una de las partes se saco una pastilla de corte introduciendo el aro. Al observar el material, se analizo que tipo de material era (material fino o arenoso) para determinar el tiempo que debía estar en saturación. Después se ensayaron las 4 pastillas con una carga de 10, 20, 30 y 40 kilos, cada una con diferente carga para poder obtener una relación de

esfuerzo cortante y normal para graficar y hallar el valor de corte y cohesión, (ver figura 36). Los resultados fueron los siguientes:

Clase de unidad	Nomenclatura	Angulo de fricción	Cohesión kn/m ²	P.U. kn/m ³
COLUVION	Sco	28,7	11,9	16,6
RESIDUAL	Srm1	29	12,6	17,1
TERRAZA BAJA	Sft2	28,8	15,1	16,2
ALUVIAL	Stf1	35,4	15,1	16,4
FLUVIOTORRENCIAL	Stf4	26,12	35,4	18,7

Tabla 1. Resultados Ensayos de Laboratorios
Fuente: Autores



Foto 3. Pastilla de corte
Fuente: Autores

En el análisis de los resultados, se encontraron valores demasiado bajos con respecto a los esperados de acuerdo a cada material, debido que los ángulos de fricción están inferiores a 30° y para los pesos unitarios también son muy bajos para los reales. El material Coluvial de la zona tiene bloques hasta de 1.5 metros

lo que radica un ángulo de fricción alto. Debido a la toma de muestras muy superficiales, inhabilita a los resultados de ser óptimos, es por ello que el director del proyecto nos aconsejó de acuerdo a su experiencia y por medio de tablas, tomar los siguientes valores de corte para analizar la estabilidad en el software.

Clase de unidad	Nomenclatura	Angulo de fricción	Cohesión kn/m ²	P.U. kn/m ³
COLUVION	Sco	38	12	20
RESIDUAL	Srm1	34	12	18
TERRAZAS y ALUVIALES	Sft1 a Stf4	34.5	15.1	20

*Tabla 2 Valores óptimos de propiedades mecánicas de suelos
Fuente: Autores*

Se tomaron solo tres unidades, debido a que el material de las terrazas aluviales son muy parecidos es por ello que se trabajo con el mismo valor para las 4 unidades de suelo.

8.4 DETERMINACION DE COEFICIENTE SISMICO

Para determinar el coeficiente, Ponce León realizo sobre la zona un análisis de amenaza sísmica en la cual recopilaron la información geológica y sismológica de los últimos 12 años a un radio de 50 a 200kms de la zona, para analizar recurrencia de eventos y magnitudes. En los datos la máxima magnitud M_s no supera los 3.0 y el nido de Bucaramanga muestra una actividad constante con el tiempo de 5.8 M_s es por ello que los datos no son óptimos para considerar un valor de diseño.

Las aceleraciones horizontales máximas esperadas están en el orden de $A_m=0.25g$, para eventos con una tasa de retorno de 475 años y sus contribuciones son: la falla Bucaramanga-Santamarta, Salinas, Suárez y frontal de los llanos orientales.

Para definir los parámetros de diseño la comisión internacional de grandes presas (ICOLD), dice que deben tenerse en cuenta 3 escenarios de eventos sísmicos para garantizar un comportamiento correcto de las estructuras y garantizar su estabilidad, las etapas son: Sismo máximo de operación con una tasa de retorno de 200 años, sismo máximo probable con una tasa de retorno de 500 años y sismo máximo creíble con una tasa de retorno de 2000 años los valores estimados para cada una de las etapas por Ponce León son:

Tipo de Evento	Periodo de Retorno Tr en años	A_{HM} (g)	
		Campo Lejano	Campo Cercano
SMO	200	0.17	0.20
SMP	500	0.25	0.30
SMC	2000	0.35	0.35

Tabla 3 Valores de coeficiente sísmico de la zona

Fuente: INF FINAL Capítulo 6 - Sísmica y Riesgos Ponce León

En el análisis de estabilidad el comportamiento de las aceleraciones son pseudoestáticas, expresando el coeficiente en términos de veces la aceleración g producida por el sismo, despreciando la aceleración vertical y tomando solo de 1/2 a 1/3 del sismo, esto es explicado con mas detalles en la sección 6.6.

En nuestro análisis se tomo 1/2 de la aceleración máxima creíble que según la tabla 3 es de 0.35g, por lo tanto para el análisis se introdujo en los software 0.175g como fuerza horizontal.

8.5 DETERMINACION DEL NIVEL FREATICO

Inicialmente para determinar un nivel freático más óptimo se decidió hacer una prueba de infiltraciones muy sencilla de campo sobre el suelo (ver figura 5.6), y con los datos de las pruebas de Lugeon hechas sobre la roca, para determinar la

conductividad hidráulica de cada uno de ellos y por medio del software seep/w determinar el nivel freático en el suelo y la roca correspondiente al nivel de operación del embalse.

Sin embargo al observar las propiedades de la roca Neis, la cual no tiene porosidad, por lo cual no se puede formar nivel freático, las permeabilidades de la prueba de Lugeon da muy bajitas y son relacionadas con el agua que se infiltra en las fracturas de la roca.

El software seep/w solicitaba un gradiente hidráulico para dibujar el nivel freático, y determinando el neis como una sección impermeable en la zona no fracturada de la roca, no se realizó el análisis correspondiente con el software por la no posible salida del agua. Aún así el suelo si se satura, es por ello que se dibujo el nivel muy cercano al nivel de operación del embalse 885.5 m.s.n.m.



Foto 4. Ensayo de permeabilidad sobre la trinchera 5

Fuente: Autores

8.6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El análisis de estabilidad se realizó sobre los 10 perfiles identificados, los cuales fueron generados de un plano topográfico del embalse y definidos sus estratos como se menciona anteriormente. El análisis se realizó en el software slope/w, con la metodología de equilibrio límite.

El software tiene una interfaz gráfica muy sencilla y permite importar los perfiles desde Autocad. El programa por defecto trae para evaluar la estabilidad por medio de Bishop, Fellenius, Janbu, y permite escoger una más, entre las cuales está: Mogerstern Price, Specer, cuerpo de ingenieros y otros. Se decidió usar a Spencer como uno de los autores que realiza sumatoria de fuerzas y de momento. Para un análisis de estabilidad de laderas en un embalse es necesario evaluar tres etapas: etapa de ascenso, etapa de operación y etapa de desembalse o abatimiento rápido. Es importante evaluar las tres etapas, debido a que el comportamiento del suelo al agua cambia continuamente sus propiedades creando posiblemente inestabilidades sobre el terreno.

8.6.1 Etapa de Ascenso

En la etapa de ascenso, a cada perfil se le asignó una tabla de agua de aproximadamente de 10 a 20 metros de altura, aplicando una fuerza al suelo equivalente a la presión del agua en dirección normal, dibujando también su respectivo nivel freático. Para generar los posibles círculos de falla se dibuja una grilla por fuera del talud y unas líneas tangentes a los círculos que se van a generar desde la grilla, es por eso que se dibuja las líneas paralelas a la superficie del talud.

El programa genera la cantidad de fallas de la grilla y dibuja la falla al menor factor de seguridad en ese rango, es por ello que en algunos casos realizamos dos superficies críticas de acuerdo a la altura o topografía del talud. En cada uno de los análisis se hizo un modelo estático y uno dinámico introduciendo la respectiva fuerza horizontal de 0.175g. Los factores de seguridad son los siguientes y los dibujos de falla se encuentran en el anexo A

PERFIL 1- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.730	Janbu	1.193
Bishop	1.824	Bishop	1.265
Fellenius	1.737	Fellenius	1.198
Spencer	1.821	Spencer	1.270

PERFIL 1- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.276	Janbu	0.930
Bishop	1.315	Bishop	0.971
Fellenius	1.280	Fellenius	0.935
Spencer	1.311	Spencer	0.969

PERFIL 2- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.484	Janbu	1.059
Bishop	1.533	Bishop	1.101
Fellenius	1.448	Fellenius	1.062
Spencer	1.529	Spencer	1.101

PERFIL 2- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.695	Janbu	0.508
Bishop	0.740	Bishop	0.565
Fellenius	0.698	Fellenius	0.513
Spencer	0.725	Spencer	0.551

PERFIL 3- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.111	Janbu	0.829
Bishop	1.171	Bishop	0.879
Fellenius	1.116	Fellenius	0.834
Spencer	1.164	Spencer	0.877

PERFIL 3- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.713	Janbu	1.210
Bishop	1.790	Bishop	1.253
Fellenius	1.721	Fellenius	1.219
Spencer	1.787	Spencer	1.254

PERFIL 4- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.736	Janbu	1.214
Bishop	1.823	Bishop	1.290
Fellenius	1.741	Fellenius	1.213
Spencer	1.821	Spencer	1.298

PERFIL 4- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.420	Janbu	1.135
Bishop	1.445	Bishop	1.063
Fellenius	1.424	Fellenius	1.041
Spencer	1.446	Spencer	1.061

PERFIL 5- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.346	Janbu	0.975
Bishop	1.476	Bishop	1.088
Fellenius	1.350	Fellenius	0.974
Spencer	1.466	Spencer	1.085

PERFIL 5- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.142	Janbu	0.824
Bishop	1.170	Bishop	0.846
Fellenius	1.144	Fellenius	0.825
Spencer	1.170	Spencer	0.845

PERFIL 6- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	7.242	Janbu	3.898
Bishop	7.582	Bishop	4.124
Fellenius	7.081	Fellenius	3.821
Spencer	7.567	Spencer	4.109

PERFIL 6- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.209	Janbu	0.890
Bishop	1.247	Bishop	0.919
Fellenius	1.212	Fellenius	0.893
Spencer	1.242	Spencer	0.915

PERFIL 7- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.204	Janbu	0.836
Bishop	1.230	Bishop	0.913
Fellenius	1.195	Fellenius	0.750
Spencer	1.218	Spencer	0.855

PERFIL 7- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	10.009	Janbu	3.803
Bishop	9.965	Bishop	3.937
Fellenius	10.565	Fellenius	4.126
Spencer	9.345	Spencer	3.322

PERFIL 8- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	2.106	Janbu	1.508
Bishop	2.730	Bishop	1.948
Fellenius	2.091	Fellenius	1.508
Spencer	2.679	Spencer	1.960

PERFIL 8- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.601	Janbu	0.436
Bishop	0.624	Bishop	0.461
Fellenius	0.603	Fellenius	0.438
Spencer	0.614	Spencer	0.451

PERFIL 9- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.122	Janbu	0.828
Bishop	1.141	Bishop	0.852
Fellenius	1.126	Fellenius	0.830
Spencer	1.149	Spencer	0.850

PERFIL 9- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.207	Janbu	0.881
Bishop	1.231	Bishop	0.902
Fellenius	1.210	Fellenius	0.880
Spencer	1.230	Spencer	0.902

PERFIL 10- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.035	Janbu	0.763
Bishop	1.085	Bishop	0.817
Fellenius	1.038	Fellenius	0.768
Spencer	1.077	Spencer	0.814

PERFIL 10- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.335	Janbu	0.996
Bishop	1.385	Bishop	1.044
Fellenius	1.342	Fellenius	1.000
Spencer	1.387	Spencer	0.814

Tabla 4. Resumen factores de seguridad etapa ascenso
Fuente: Autores

Evaluando los resultados de la etapa de ascenso, se puede observar que en estado estático los taludes se encuentran estables, excepto los taludes 2 en su falla número 2, debido al pico de terraza aluvial y el talud 4 que por su alta pendiente es susceptible a deslizamiento en su parte superior, sin embargo si se presenta un sismo de alta magnitud la totalidad de los taludes pueden fallar.

8.6.2 Etapa de Operación

En la etapa de operación, se asigno la tabla de agua a cada uno de los perfiles, pero ya sobre la cota 885.4 m.s.n.m., con el fin de evaluar el comportamiento más general del embalse después de que ya se encuentre lleno, de igual manera como en la etapa de ascenso se analizaron los 10 perfiles en estado estático y dinámico. Los resultados son los siguientes

PERFIL 1 - SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	7.280	Janbu	4.404
Bishop	8.256	Bishop	4.967
Fellenius	7.661	Fellenius	4.350
Spencer	8.299	Spencer	4.983

PERFIL 2 SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	3.411	Janbu	2.398
Bishop	3.882	Bishop	2.860
Fellenius	2.931	Fellenius	2.159
Spencer	3.805	Spencer	2.795

PERFIL 3 - SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	4.070	Janbu	2.370
Bishop	4.329	Bishop	2.527
Fellenius	3.757	Fellenius	2.264
Spencer	4.316	Spencer	2.519

PERFIL 4 - SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	10.796	Janbu	5.275
Bishop	11.109	Bishop	5.440
Fellenius	10.395	Fellenius	5.143
Spencer	11.103	Spencer	5.436

PERFIL 5 - SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	2.797	Janbu	1.990
Bishop	3.619	Bishop	2.701
Fellenius	2.622	Fellenius	1.707
Spencer	3.493	Spencer	2.642

PERFIL 6 - SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	4.791	Janbu	2.493
Bishop	5.248	Bishop	3.295
Fellenius	4.684	Fellenius	2.483
Spencer	5.232	Spencer	3.223

PERFIL 7 - SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1,895	Janbu	1,308
Bishop	2,568	Bishop	1,784
Fellenius	1,749	Fellenius	1,192
Spencer	2,529	Spencer	1,796

PERFIL 8 - SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	8,725	Janbu	5,627
Bishop	10,013	Bishop	6,507
Fellenius	8,935	Fellenius	5,650
Spencer	9,978	Spencer	6,467

PERFIL 9 - SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	3.876	Janbu	2.748
Bishop	4.904	Bishop	3.445
Fellenius	4.078	Fellenius	2.796
Spencer	4.839	Spencer	3.384

PERFIL 10 - SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	8.296	Janbu	5.760
Bishop	9.139	Bishop	6.366
Fellenius	8.667	Fellenius	5.973
Spencer	9.087	Spencer	6.309

Tabla 5. Resumen factores de seguridad etapa de operación

Fuente: Autores

La etapa de operación es la más estable en todos los casos, debido al gran empuje que hace el agua sobre los taludes, aumentando en algunos casos hasta 5 veces el factor de seguridad. Es por ello que si el embalse opera normalmente los deslizamientos de gran magnitud no existen en la zona.

8.6.3 Etapa de Desembalse Rápido

La etapa de desembalse rápido es la más crítica y por ello se evaluó con más detalle, que los otros dos eventos, debido a que si éste se presenta, lo más posible es que los niveles freáticos no alcancen a bajar y se genere presiones altas a los taludes provocando deslizamientos. En éste caso se evaluó la condición más crítica ubicando el nivel freático muy cercano al nivel de operación, y en los casos de altas pendientes se interpreto como se puede comportar el nivel freático a dicho evento.

PERFIL 1- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.768	Janbu	0.499
Bishop	0.787	Bishop	0.518
Fellenius	0.757	Fellenius	0.489
Spencer	0.785	Spencer	0.527

PERFIL 1- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.780	Janbu	0.524
Bishop	0.857	Bishop	0.568
Fellenius	0.720	Fellenius	0.489
Spencer	0.884	Spencer	0.527

PERFIL 2- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.718	Janbu	0.485
Bishop	0.768	Bishop	0.515
Fellenius	0.682	Fellenius	0.461
Spencer	0.789	Spencer	0.541

PERFIL 2- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.028	Janbu	0.011
Bishop	0.033	Bishop	0.003
Fellenius	0.040	Fellenius	0.002
Spencer	0.034	Spencer	0.003

PERFIL 3- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.417	Janbu	0.290
Bishop	0.455	Bishop	0.311
Fellenius	0.388	Fellenius	0.271
Spencer	0.483	Spencer	0.333

PERFIL 3- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.728	Janbu	0.490
Bishop	0.778	Bishop	0.529
Fellenius	0.703	Fellenius	0.465
Spencer	0.797	Spencer	0.416

PERFIL 4- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.866	Janbu	0.538
Bishop	0.884	Bishop	0.556
Fellenius	0.853	Fellenius	0.526
Spencer	0.886	Spencer	0.571

PERFIL 4- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.520	Janbu	1.086
Bishop	1.531	Bishop	1.155
Fellenius	1.522	Fellenius	1.059
Spencer	1.530	Spencer	1.175

PERFIL 5- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.505	Janbu	0.316
Bishop	0.526	Bishop	0.331
Fellenius	0.492	Fellenius	0.300
Spencer	0.528	Spencer	0.336

PERFIL 6- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.658	Janbu	0.455
Bishop	0.694	Bishop	0.489
Fellenius	0.637	Fellenius	0.465
Spencer	0.704	Spencer	0.502

PERFIL 7- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.577	Janbu	0.394
Bishop	0.630	Bishop	0.434
Fellenius	0.541	Fellenius	0.367
Spencer	0.666	Spencer	0.488

PERFIL 7- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.852	Janbu	0.598
Bishop	0.920	Bishop	0.669
Fellenius	0.849	Fellenius	0.599
Spencer	0.957	Spencer	0.758

PERFIL 8- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.403	Janbu	0.234
Bishop	0.436	Bishop	0.243
Fellenius	0.376	Fellenius	0.194
Spencer	0.467	Spencer	0.314

PERFIL 8- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.725	Janbu	0.498
Bishop	0.767	Bishop	0.528
Fellenius	0.708	Fellenius	0.486
Spencer	0.757	Spencer	0.532

PERFIL 9- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.319	Janbu	0.161
Bishop	0.342	Bishop	0.147
Fellenius	0.298	Fellenius	0.121
Spencer	0.369	Spencer	0.167

PERFIL 9- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.398	Janbu	0.388
Bishop	0.468	Bishop	0.409
Fellenius	0.349	Fellenius	0.339
Spencer	0.528	Spencer	0.361

PERFIL 10- SUPERFICIE DE FALLA 1			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	0.246	Janbu	0.124
Bishop	0.252	Bishop	0.080
Fellenius	0.198	Fellenius	0.063
Spencer	0.272	Spencer	0.163

PERFIL 10- SUPERFICIE DE FALLA 2			
ESTATICO		DINAMICO	
Janbu	1.087	Janbu	0.798
Bishop	1.097	Bishop	0.774
Fellenius	1.085	Fellenius	0.794
Spencer	1.129	Spencer	0.807

Tabla 6 Resumen factores de seguridad etapa de desembalse rápido
Fuente: Autores

En éste análisis también se realizo de manera estática y dinámica, sin embargo el evento de desembalse y sismo es poco probable, es por ello de considerar importante los estáticos. Aún así en ellos se puede observar que tan critico es ésta etapa, mostrándonos el riesgo de deslizamiento en todos los taludes. En el siguiente tópico calcularemos la cantidad de material deslizado en todas las etapas con el fin de cuantificar la amenaza.

8.7 CANTIDAD DE SUELO DESLIZADO

Para calcular la cantidad de suelo deslizado, trabajamos dos metodologías diferentes:

1. En la primera se calculo el área de la superficie de falla en cada uno de los taludes inestables, para proceder a sacar un promedio con la sumatoria de todas las áreas dividida en los 10 taludes, para luego así multiplicar por la sumatoria de la longitud total horizontal entre los taludes y eso nos da un volumen en m³.
2. La segunda metodología es muy similar, solo que se obtiene el area portante de cada talud, multiplicando por una distancia aferente entre el

siguiente y el anterior talud, tomando 1/2 de la distancia horizontal hacia cada talud.

Después de calcular las dos metodologías se escogió la segunda, debido a que los resultados son más reales y para ello se tomó las distancias horizontales entre taludes sobre la curva de nivel de inundación, utilizando distancias más óptimas entre perfiles. Se realizó para cada una de las etapas que producen deslizamientos.

8.7.1 Etapa de Ascenso

PERFIL	FALLA	ESTADO	AREA (M2)	D. H. A. (M)
1	2	D	260,33	245,82
2	2	E-D	347,16	431,72
3	1	D	362,75	414,24
4	-----	-----	-----	494,82
5	2	D	1843,74	370,28
6	2	D	805,97	223
7	2	D	1136,94	487,9
8	2	E-D	487,88	805,95
9	1	D	358,53	528,54
10	1	D	292,51	221,26

Tabla 7. Volumen deslizado de etapa de ascenso

Fuente: Autores

D= dinámico

E= Estático

D.H.A.= Distancia horizontal aferente

$$Volumen (m^3) = \sum (Area * DHA)$$

Volumen estado estático= 543083 m³

Volumen estado dinámica= 2428705 m³

Es importante aclarar que si el deslizamiento se produce en estado estático, esa fracción de volumen ya no se presentaría en dinámico.

8.7.2 Etapa de Desembalse Rápido

PERFIL	FALLA	ESTADO	AREA (M2)	D. H. A. (M)
1	2	E	1221,34	245,82
2	1	E	497,91	431,72
2	2	E	229,77	431,72
3	1	E	377,97	414,24
4	1	E	383,84	494,82
5	1	E	395,11	370,28
6	1	E	694,67	223
7	1	E	1487,6	487,9
8	1	E	367,89	805,95
9	1	E	419,74	528,54
10	1	E	540,94	221,26

*Tabla 8 Volumen deslizado de etapa de desembalse
Fuente: Autores*

Volumen total estado estático= 2625937 m³

En éste caso se despreciaron los valores para el estado dinámico debido a que es muy poco probable que existan los dos eventos al mismo tiempo.

9. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ROCA EN LOS TALUDES DEL EMBALSE

En este estudio, no solo la estabilidad del suelo se tiene en cuenta, también la estabilidad de la roca. La geología estructural del sector tiene como base principal un macizo rocoso conformado principalmente por el Neis de Bucaramanga. Para realizar este análisis hay que seguir una serie de procesos con un orden determinado partiendo desde el reconocimiento de las condiciones de los taludes hasta llegar a establecer la estabilidad que estos posean de acuerdo a las fallas que estos presenten.

En forma resumida se puede mencionar estas etapas que van a ser la base de este capítulo, es así que el estudio tiene como proceso inicial determinar las orientaciones de los taludes de diseño para luego por medio de la información obtenida del levantamiento de discontinuidades presentes en el sitio representar las familias de fracturas más frecuentes por medio de la de proyección estereográfica, con ellas se determina con el análisis de admisibilidad cinemática los posibles tipos de fallas que puedan ocasionar cualquier deslizamiento en los taludes, luego de esto solo resta encontrar los factores de seguridad que son los que van a señalar si los taludes son estables o se encuentran en riesgo de inestabilidad, estos deben encontrarse teniendo en cuenta posibles riesgos por sismo y presión de agua.

Cabe destacar que el análisis de estabilidad en roca se realizará con los mismos perfiles que se analizaron para el suelo, los cuales se pueden observar en planta

en la figura 33 en la sección 8.1 y en perfil con sus características geológicas en el anexo A. Debido a que estos tienen una altura demasiado grande fue necesario determinar ciertos bloques de acuerdo a cambios bruscos de pendiente y se tomaron alturas de 10 metros debido a las longitudes de las fracturas que pueden formar fallas de tal magnitud.

9.1 ORIENTACION DE LOS TALUDES ANALIZADOS

La orientación de los taludes es de suma importancia ya que a lo largo de todo el análisis es necesario conocer no solo las características geológicas sino también sus direcciones y buzamientos principalmente para los procesos de admisibilidad cinemática y cálculo de factores de seguridad, estos procesos van a ser explicados con profundidad más adelante.

Para encontrar la dirección de los taludes, se usó un plano en planta con curvas de nivel en la sección 8.1, en el cual tomando como referencia el norte magnético se midió el azimut, por otro lado para determinar el buzamiento o inclinación de los taludes, primero se dibujaron las secciones transversales (ver anexo A) de los taludes para luego medir el ángulo de inclinación desde la horizontal.

Los buzamientos y direcciones de cada bloque se pueden observar en las tablas 9 y 10 según el margen en el que se encuentran.

MARGEN	TALUD	BLOQUE	DIRECCION	BUZAMIENTO	
DERECHA	TALUD	1	177	43	
	2	TALUD	1	181	52
		2	2	181	46
	3	TALUD	1	236	42
		2	2	236	54
	4	TALUD	1	249	45
		2	2	249	30
	TALUD	1	239	44	
	6	TALUD	1	299	38
		2	2	299	44

Tabla 9. Orientaciones de los taludes en el margen derecho
Fuente: Los Autores

MARGEN	TALUD	BLOQUE	DIRECCION	BUZAMIENTO
IZQUIERDA	TALUD 7	1	25	46
		2	25	34
		3	25	40
	TALUD 8	1	337	87
		2	337	43
		3	337	57
	TALUD 9	1	64	43
	TALUD 10	1	22	43
		2	22	60
		3	22	40

Tabla 10. Orientaciones de los taludes en el margen izquierdo
Fuente: Los Autores

9.2 ANALISIS DE PROYECCION ESTEREOGRAFICA

La proyección estereográfica es una herramienta con la que se busca representar gráficamente las familias de discontinuidades existentes en el macizo, para esto es necesario contar con la información de un levantamiento de diaclasas o fracturas con el fin de tener el conocimiento de las orientaciones con las que estas afectan el sistema rocoso,

Para el caso de este estudio, se tuvo acceso a la información del levantamiento de discontinuidades de la zona que fue realizado por la empresa Ponce de León & Asociados, el cual, además de proporcionar la dirección y buzamiento de cada fractura determina también características como el G.S.I. que es importante para modelar la estabilidad de los taludes. En este libro no se profundizará en el análisis de la información del levantamiento ni en cómo se llevó a cabo ya que no forman parte del estudio realizado por los autores.

En la actualidad existen muchos programas computacionales especializados en la proyección estereográfica, en el caso concreto de este proyecto se utilizó el software *Dips*, creado por Rocscience, en el cual se introdujo la información de direcciones, buzamientos y frecuencia de las diaclasas para que de forma estadística representara por medio de diagramas, las posibles familias que predominan en la zona.

Explícitamente, el *Dips* proporciona gráficamente los resultados por medio de varios diagramas pero los más significativos para este estudio son los diagramas de densidades o concentraciones y los diagramas de polos y círculos máximos. Los diagramas de densidades muestran el sector en el que se repite la mayor cantidad de diaclasas mientras que los diagramas de polos y círculos máximos representan por medio de puntos cada una de las fracturas con sus respectivos planos de falla.

Según esto, en las figuras 38 y 40 se pueden apreciar los diagramas de densidades para cada margen, en el que siguiendo los rangos de colores se reconocen las mayores concentraciones y que comparándolas con los diagramas de polos y círculos máximos se logra ver que en esos sectores se ubica los polos que mejor representan a cada familia, los diagramas de polos y círculos máximos se pueden ver en las figuras 39 y 41 para el margen derecha e izquierda respectivamente.

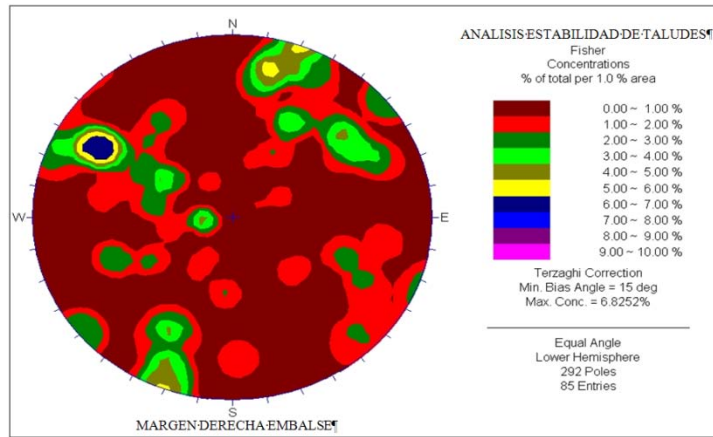


Figura 34. Diagrama de Concentración de Diaclasas Margen Derecha
Fuente: Los Autores

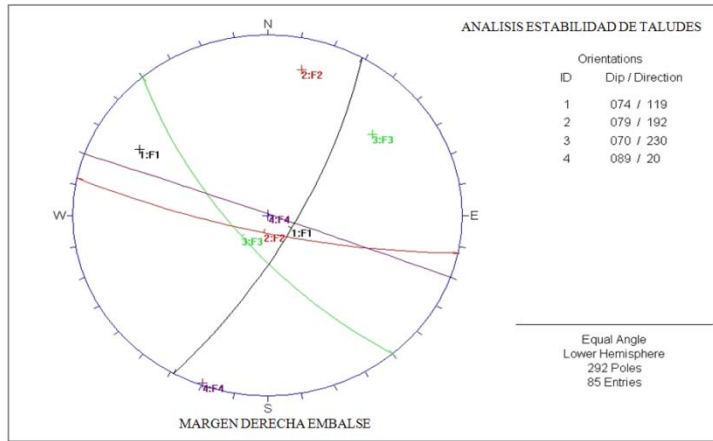


Figura 35. Diagrama de Polos y Círculos Máximos de Familias Margen Derecha
Fuente: Los Autores

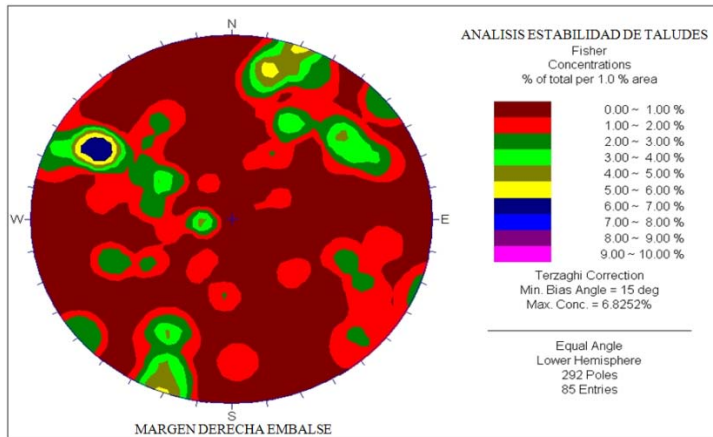


Figura 36. Diagrama de Concentración de Diaclasas Margen Izquierda
Fuente: Los Autores

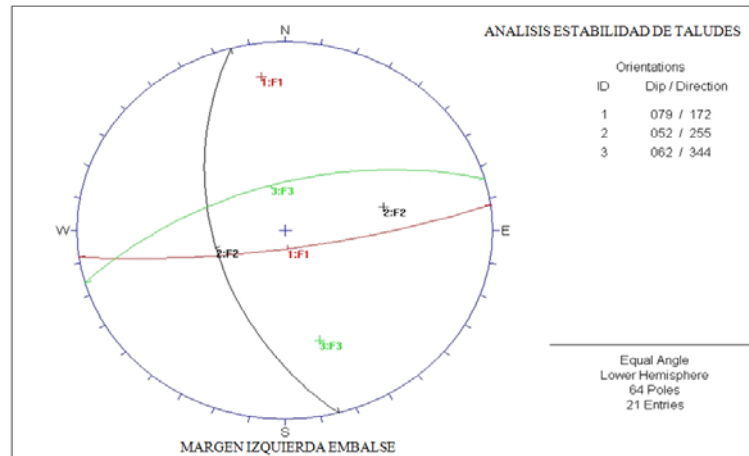


Figura 37. Diagrama de Polos y Círculos Máximos de Familias Margen Derecha
Fuente: Los Autores

Es así como se determinó que para el margen derecho del embalse existen cuatro (4) familias de discontinuidades predominantes y que para el margen izquierdo se encontró tres (3) familias. En la tabla 11 se muestran las familias correspondientes para cada margen con su respectiva dirección y buzamiento.

MARGEN DERECHA		
FAMILIA	BUZAMIENTO	DIRECCION DEL BUZAMIENTO
1	74	119
2	79	192
3	70	230
4	89	20
MARGEN IZQUIERDA		
FAMILIA	BUZAMIENTO	DIRECCION DEL BUZAMIENTO
1	79	172
2	52	255
3	62	344

Tabla 11. Familias y Orientaciones presentes en el Embalse
Fuente: Los Autores

9.3 ANALISIS DE ADMISIBILIDAD CINEMATICA

Por medio del análisis de admisibilidad cinemática se determinan los posibles modos de falla que puedan presentarse en un talud, utilizando las direcciones y buzamientos de las familias de discontinuidades predominantes en el macizo establecidas por proyección estereográfica como se vio en el tópico anterior, también se requiere la orientación de los taludes o bloques que se van a analizar con el fin de representar gráficamente las envolventes de afloramiento y de Volcamiento.

Las envolventes de afloramiento y volcamiento del talud son las que van a determinar si este tiende a formar algún tipo de falla ya sea plana, por formación de una cuña o también por vuelco. Una falla plana se da cuando en la envolvente de afloramiento cae un polo de alguna de las familias del sitio mientras que para una falla por cuña deberá caer la intersección entre dos o más familias. Por otro lado como su nombre lo indica, la falla por vuelco se da cuando dentro de la envolvente de volcamiento cae alguna de las familias del sitio.

Para la realización del análisis de admisibilidad, se utilizó el programa *Anetar*, en el cual se introdujo la orientación correspondiente de cada familia y de cada talud, pero además de esta información el software también requiere el ángulo de fricción de la roca que según estudios preliminares que se realizaron por parte de Ponce de León, este ángulo tenía un valor de 28° , pero generalmente el ángulo de fricción del Neis tiende a ser alto entre 30° y 40° , además los macizos rocosos por ser anisotrópicos presentan una gran variabilidad en sus propiedades mecánicas, por esas razones se tomó la decisión de calcularlo utilizando el criterio de rotura de Hoek & Brown, por medio del software rocklab en donde se introdujeron los siguientes datos:

Sigci: Resistencia compresiva uniaxial del macizo rocoso

Para determinar éste parámetro, Ponce León solicitó a la universidad de los Andes unos ensayos de laboratorio y uno de ellos era compresión simple de roca de allí sacamos el valor más crítico en resultados y fue 44Mpa

GSI: éste valor lo sacamos de formato de clases y el valor es 50

M_i es una constante del macizo rocoso y el programa rocklab tiene unas tablas de las cuales se sacó el valor para la roca Neiss con valor de 28

D = también de unas tablas de rocklab y el valor fue 0.7

Todas éstas constantes son explicadas con mayor detalle en el capítulo VII. Con éstos valores de Hoek se pudo determinar evaluando las ecuaciones para el coeficiente de Mohr – Coulomb los siguientes valores para la roca:

Angulo de fricción	31.15
Cohesion (Mpa)	2.18

*Tabla 12. Fricción y cohesión de la roca
Fuente: Los Autores*

En el anexo B, se puede observar los resultados del análisis de admisibilidad cinemática para cada talud, que resumiendo hay probabilidad de que se presenten dos (2) fallas planas, una (1) falla por cuña y seis (6) fallas por vuelco, las cuales se aprecian en la tabla 13

MARGEN	TALUD	FRICCION	BLOQUE	DIRECCION	BUZAMIENTO	FALLAS (F=Familia)		
DERECHA	TALUD 1	31,15	1	177	43	Volcamiento F4		
	TALUD 2	31,15	1	181	52	Volcamiento F4		
			2	181	46	Volcamiento F4		
	TALUD 3	31,15	1	236	42	-		
			2	236	54	-		
	TALUD 4	31,15	1	249	45	-		
			2	249	30	-		
	TALUD 5	31,15	1	239	44	-		
	TALUD 6	31,15	1	299	38	-		
			2	299	44	-		
	IZQUIERDA	TALUD 7	31,15	1	25	46	-	
				2	25	34	-	
3				25	40	-		
TALUD 8		31,15	1	337	87	Plana F2 y F3		
						Cuña F2		
TALUD 8		31,15	1	337	43	Volcamiento F1		
						Volcamiento F1		
TALUD 9		31,15	1	64	43	-		
TALUD 10		31,15	1	22	43	-		
						2	22	60
	3					22	40	-

Tabla 13. Resumen de Análisis de Admisibilidad Cinemática
Fuente: Los Autores

9.4 APLICACIÓN DEL COEFICIENTE SISMICO.

Para aplicar el sismo en este análisis, se usa exactamente el mismo criterio usado para el análisis en la estabilidad de los suelos, el cual consiste en aplicar una fuerza horizontal igual a la masa del bloque multiplicada por un coeficiente sísmico que es calculado a partir de estudios sísmicos de la zona. Este método se explicó con más profundidad en el capítulo 6, sección 6.6

9.5 APLICACIÓN DE LA PRESION HIDROSTATICA.

Como ya se conoce, la zona del embalse tiene como base geológica estructural el llamado Neis de Bucaramanga que por su estructura tan fracturada, al ser sometido al agua no permite la formación de un nivel freático que le genere presión sino que a esta es aplicada debido a que el agua se infiltra a través de si sistema de fracturas.

En la sección 7.8 se describió la forma y los modelos que se pueden aplicar para el análisis en la roca, de estos modelos se decidió aplicar el modelo en que la mayor presión hidrostática es aplicada en el centro del talud ya que permite definir el porcentaje de agua que se infiltra en las grietas, que para este caso siempre se tomó el 100% por la inundación que se presenta en la operación del embalse.

9.6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

El análisis de estabilidad se realizó para aquellos taludes que tenían probabilidad de presentar fallas según la admisibilidad cinemática en el que se tuvieron en cuenta las metodologías vistas en el capítulo IV del presente libro sobre mecanismos de falla. Para cada tipo de falla se tuvo en cuenta un coeficiente sísmico y una presión de agua excepto en los bloques que estaban por encima de la cota máxima de inundación.

En este análisis se hizo uso de los programas *RocPlane* y *Swedge* para fallas tipo plana y tipo cuña respectivamente, ambos software fueron fabricados por Rocscience, mientras que la falla por volcamiento fue modelada con una hoja de cálculo basada en la metodología descrita en la sección 7.4.3 de este libro.

Para analizar cada talud y para tener en cuenta el sismo y la presión hidrostática que se ejerce cuando ocurre el desembalse, se buscó en la mayoría de los casos

realizar 4 modelos que son estático sin presión, estático con presión, dinámico sin presión y dinámico con presión. En algunos casos para determinados taludes, no se tuvo en cuenta la presión hidrostática debido a que como ya se mencionó anteriormente estos estaban por encima de la cota máxima de inundación considerando entonces muy poco probable que pueda ejercerse una fuerza sobre el bloque debido al agua.

Es importante también mencionar que para los tres tipos de fallas, se usó el ángulo de fricción y de cohesión determinados por el criterio de rotura de Hoek & Brown cuyos valores son de 31.15° y 21.8 t/m^2 respectivamente, además de que por pruebas realizadas por Ponce de León, se determinó que el peso unitario de la roca era de 2.7 t/m^3 .

En el caso del análisis de fallas por volcamiento, no se pudo calcular factores de seguridad ya que este método se realiza a partir de ecuaciones de equilibrio basadas en el cuerpo libre de los bloques formados por las fracturas, en donde se toma en consideración las fuerzas externas que actúan sobre el bloque además de su propio peso, este método se encuentra con más detalle en el capítulo IV sección 7.4.3.

9.6.1 Falla Plana.

Como se vio en la sección de admisibilidad cinemática existe la probabilidad de que en la zona del embalse ocurran fallas plana, más específicamente en el talud 8 causada por las familias F2 (52/255) y F3 (62/344).

A continuación se muestran los resultados obtenidos para ambos bloques.

9.6.1.1 Talud 8 Bloque 1 Deslizando por familia 2

Este talud ubicado en el margen izquierdo del embalse, está afectado por una falla plana que deslizando por el grupo de familias cuya dirección y buzamiento son 52 y 255 respectivamente. Debido a que la falla que se presenta es plana se usó el programa *RocPlane* para modelarla obteniendo entonces los siguientes resultados.

FALLA	TALUD	MODELO	F.S.	VOLUMEN (m ³ /m)
Plana	talud 8.1 F2	Estático/Sin Presión	4.04	45.446
		Estático/Con Presión	3.732	
		Dinámico/Sin Presión	3.461	
		Dinámico/Con Presión	3.19	

Tabla 14. Resumen de resultados Talud 8-Bloque 1 por Falla Plana y Familia 2
Fuente: Los Autores

Por los factores de seguridad se puede concluir que es muy poco probable que ocurra el deslizamiento en cualquiera de las condiciones que se presenten en el embalse, ya sea en operación, en desembalse o en un sismo. El volumen deslizado se da por metro lineal ya que no se conoce la profundidad del bloque debido a que no se tiene una estimación real de la extensión de la junta que se intercepta.

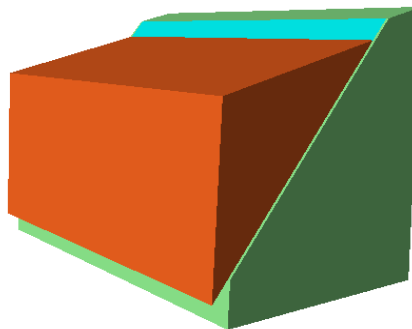


Figura 38. Modelo de Falla Plana en el Talud 8-Bloque 1 y Familia 2
Fuente: Los Autores (Software RocPlane)

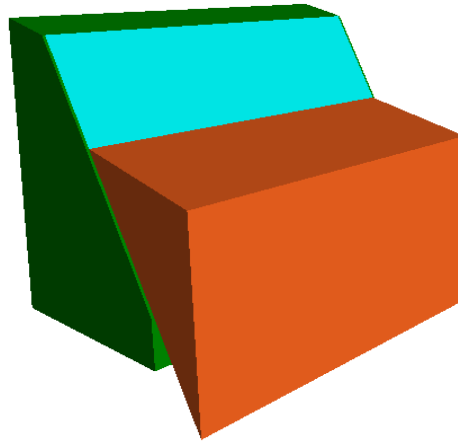
9.6.1.2 Talud 8 Bloque 1 Deslizando por familia 3

El bloque puede ser afectado también por la familia 3 cuyo buzamiento y dirección son 62/344, se modeló con el *RocPlane* y los resultados de factor de seguridad y volumen deslizado son los siguientes.

FALLA	TALUD	MODELO	F.S.	VOLUMEN (m ³ /m)
Cuña	Talud 8.1 F3	Estático/Sin Presión	4.643	27.554
		Estático/Con Presión	0	
		Dinámico/Sin Presión	4.151	
		Dinámico/Con Presión	0	

Tabla 15. Resumen de resultados Talud 8-Bloque 1 por Falla Plana por Familia 3
Fuente: Los Autores (Software RocPlane)

A diferencia de la falla provocada anteriormente por la familia 2 en el mismo bloque, en esta se presenta la posibilidad de ocurrir deslizamiento si el bloque es sometido a una presión hidrostática muy alta, además este factor es justificado ya que por el buzamiento de la familia se da un bloque muy inclinado que al ser empujado por la presión del agua hace más factible el deslizamiento. El volumen en este caso se da igual que el bloque anterior se da por metro lineal.



*Figura 39. Modelo de Falla Plana en el Talud 8-Bloque 1 por Familia 3
Fuente: Los Autores (Software RocPlane)*

9.6.2 Falla por Cuña

Las fallas en cuña solo se presentan en el talud 8, bloque 2 debido a la intersección entre las familias F2 (52/255) y F3 (62/344) con el plano del talud. Este tipo de falla es modelado en el software swedge.

9.6.2.1 Talud 8 Bloque 1 Deslizando por Intersección de familias 2 y 3.

La formación por cuña como se mencionó antes, se forma por la intersección entre dos familias, que para este caso son la familia 2 con buzamiento y dirección (52/255) y la familia 3 con orientaciones (62/344). Según el análisis en el programa Swedge se dieron los siguientes resultados.

FALLA	TALUD	MODELO	F.S.	VOLUMEN (m ³)
Cuña	talud 8.1 2-3	Estático/Sin Presión	8.415	529.715
		Dinámico/Sin Presión	7.119	

Tabla 16. Resumen de resultados Talud 8-Bloque 1 por Falla Cuña Familias 2-3

Fuente: Los Autores

Para este bloque no se tuvo en cuenta la presión hidrostática ya que este está por encima de la cota de inundación por lo que no es factible que sufra una carga muy grande por la infiltración de agua. Como se puede ver, los factores de seguridad son altos lo que permite concluir que es muy poco probable que ocurra esta falla que tendría un volumen de 529.715 m³ valor que se pudo definir en su totalidad porque la intersección de las fracturas definen el tamaño del bloque que se desliza.

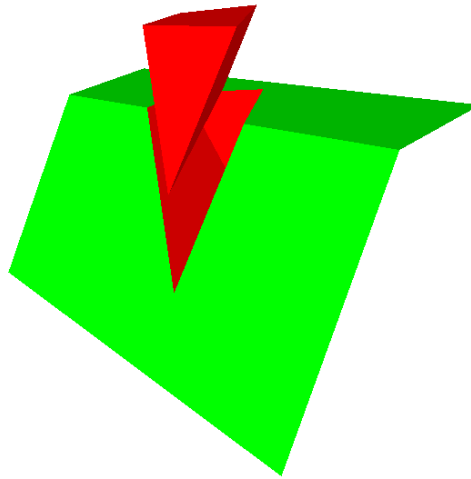


Figura 40. Modelo de Falla por Cuña en el Talud 8-Bloque 1 por Intersección de Familias 2-3

Fuente: Los Autores (Software Swedge)

9.6.3 Falla por Volcamiento

El análisis para fallas por vuelco se realizó por medio de una hoja de cálculo basada en ecuaciones de equilibrio, de tal forma que se tuviera en cuenta todas las fuerzas externas a que están sometidos los bloques formados en diferentes tamaños por la grieta de la familia correspondiente, además se tiene en cuenta el peso propio para que por medio del diagrama de cuerpo libre de cada bloque se determine la fuerza que se transmite para que en el último se encuentre la fuerza necesaria para evitar el vuelco o deslizamiento según el caso, como se explicó en la sección 7.4.3 del capítulo VII. Según este procedimiento se obtuvo los siguientes resultados para cada talud

TALUD	BLOQUE	FAMILIA	FUERZA (KN)	VOLUMEN (m ³ /m)
Talud 1	1	4	0	176.49
Talud 2	1	4	0	183.28
	2	4	0	178.87
Talud 8	1	1	42669.82	128.31
	2	1	858.88	117.9
Talud 10	2	1	4280.54	104.63

Tabla 17. Resumen de resultados en fallas por volcamiento para cada Talud.

Fuente: Los Autores

Según los resultados obtenidos podemos observar que los taludes 1 y 2 son estables, pues la fuerza que se requiere para que no ocurra volcamiento es cero, por otro lado el bloque 1 del perfil 8 necesita una fuerza relativamente grande para poder evitar el vuelco de los bloques, esto se debe a la gran inclinación que tiene este talud y a la inclinación de la grieta que forma los bloques, mientras que el bloque 2 de este mismo talud y el talud 10 son propensos al vuelco pero no requiere fuerzas grandes para evitarlo.

Los volúmenes fueron calculados según el tamaño de cada uno de los bloques que tienden a volcar y se da por metro lineal ya que no se conoce la profundidad

del talud. En el Anexo 4 se muestran las tablas del análisis para las fallas por volcamiento, así como las características que se tuvieron en cuenta para este.

9.7 CANTIDAD DE ROCA DESLIZADA.

Es importante determinar la cantidad de roca que posiblemente se puede deslizar para establecer si estos sedimentos pueden ocasionar un efecto indebido en el embalse.

La determinación de este volumen no se realizó como en el análisis para suelo en que se tenía en cuenta por separado los modelos por desembalse, operación y ascenso, ni con las suposiciones de presencia de sismo, ya que los bloques de roca están bien definidos por las fracturas que se presentan en el macizo permitiendo entonces establecer que el volumen va a ser igual en cualquier tipo de modelo.

Es así que para el cálculo del volumen de deslizamiento, se tuvo en cuenta la continuidad de las diaclasas tomadas del levantamiento realizado por Ponce de León, este estudio señala que las discontinuidades se presentan en longitudes no mayores a 10 metros. Con esta longitud se procede a calcular los volúmenes de deslizamiento por roca ya que se tiene este volumen por metro lineal con los siguientes resultados.

9.7.1 Volumen por Falla Plana.y Falla Cuña

Como ya se conoce, en el sitio posiblemente se presentará dos fallas planas y una falla cuña en el talud 8 pero debido a que estas se presentan con familias diferentes exactamente en el mismo sitio, solo se tomará en cuenta el volumen

mayor pues es lógico pensar que si ocurre la falla ocasionada por una familia, el deslizamiento debido a la otra familia no podrá presentarse, de acuerdo a esto el volumen por falla que se tiene en cuenta es el provocado por la caída de la cuña y este tiene un valor de 529.715 m^3 y se presenta debido a la intersección de la familia 2 y 3.

9.7.2 Volumen por Falla de Volcamiento

En el cálculo de volúmenes aportados por volcamiento, hay que tener en cuenta como se mencionó anteriormente que para los taludes presentes en el margen izquierdo se tomará una longitud de 10 metros, mientras que para los ubicados en la margen derecha será de 15 metros.

En la tabla 18 se muestran los volúmenes correspondientes al deslizamiento de cada talud además de la longitud y margen al que pertenecen.

TALUD	BLOQUE	LONGITUD (m)	VOLUMEN (m^3/m)	VOLUMEN (m^3)
Talud 8	2	10	117,9	1179,00
Talud 10	2	10	104,63	1046,30
VOLUMEN TOTAL				2225,30

Tabla 18. Cantidad de volumen de roca por volcamiento

Fuente: Los Autores

Según esto el volumen aportado por volcamiento va a ser de 2225,30 metros cúbicos, en este caso no se tuvo en cuenta el bloque 1 del talud 8 debido a que este volumen fue aportado en el volumen de la falla por cuña, ni tampoco los volúmenes de los taludes 1 y 2 ya que estos son estables según el análisis hecho.

OBSERVACIONES

- Para el cálculo de los factores de seguridad se utilizó el software Slope/w por medio de la metodología de equilibrio límite y los parámetros de resistencia de Hoek - Brown.
- Se utilizó un coeficiente sísmico de 0.175g en la estabilidad de taludes en suelo y roca, con el fin de simular el 50% de la aceleración pico de 0.35 g determinada en el estudio de Ponce león para un periodo de retorno de 2000 años.
- Se determinó un ángulo de fricción y una cohesión por la metodología de Hoek-Brown, con el fin de simular el comportamiento de la roca fracturada.
- El registro presente de discontinuidades del macizo rocoso fue evaluado estadísticamente en el software dips 5.0, determinando las familias de diaclasas más comunes en los dos costados del embalse.
- Por medio de un análisis de admisibilidad cinemática en el software Anetar, se determinó que pueden existir en algunos sectores fallas del tipo plana, por cuña y con mayor probabilidad la falla por volcamiento, siempre y cuando el material del suelo falle anteriormente.
- Por medio de los software Swedge, Rocplane se realizaron los análisis de estabilidad de rocas en las fallas cuña y plana respectivamente y para el volcamiento una hoja de Excel realizada por los autores

CONCLUSIONES

- Las laderas del embalse son estables en su etapa de operación, mientras que en la etapa de ascenso si se presenta un sismo de magnitud 0.35 g provocaría deslizamientos en la mayor parte de la zona del embalse.
- Cualquier evento que pueda provocar un desembalse rápido, inmediatamente provocaría deslizamientos de suelo, debido al no abatimiento del nivel freático, creando presiones altas dentro de los taludes.
- En los taludes 2 y 8 se pueden presentar leves deslizamientos que no afectarían la operación del embalse.
- El efecto de desembalse rápido en las unidades de suelo provoca factores de seguridad inferiores a 0.7, esto indica que la variación en los parámetros del suelo no afecta la inestabilidad crítica por el desembalse rápido.
- En el caso de desembalse rápido de todo el embalse se podría producir deslizamientos de tierra con un volumen de 2625937 m^3 , sin embargo el agua ocupará este volumen desplazado, es por esto que no se verá afectada la capacidad del embalse
- La cantidad de volumen por deslizamientos de roca es de 2755 m^3 el cual se considera no significativo para afectar la operación del embalse.
- Se recomienda ajustar la operación del embalse de tal forma que no se permita en ningún momento el desembalse rápido.

BIBLIOGRAFIA

- Ponce de León y asociado S.A. Estudios y diseños fase 2 para el proyecto de regulación Embalse de Bucaramanga, memorandos: Geología y geotecnia, Hidrología, riesgo y sísmicos.-
- Suarez Diaz Jaime Deslizamientos versión 2009 tomos 1 y 2 – www.erosion.com.co
- Ramírez Ronald, Salcedo Yovanny. Comparación de los métodos esfuerzo-deformación y equilibrio límite en la modelación de estabilidad de taludes utilizando los software Slope/w y Plaxis –
- Carrillo Josué. Cuaderno de Ingeniería Geológica, Mecánica de Rocas Primera parte,
- BAÑÓN, L., BEVIÁ, JF. (2000), Manual de Carreteras vol. 1: Elementos y proyecto, <http://www.ua.es/personal/lbanon/docs/mc1.pdf>
- Rodríguez Arce Juan Carlos. DISEÑO DE TALUDES EN ROCA PARA LA CONTRAPRESA DEL P.H. PIRRÍS, Universidad de Costa Rica
- Chavéz moncayo Miguelangel, Geomecánica aplicada a la pequeña minería, Tema IV. Estabilización de taludes,
- Hoek-Browm. El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002, E. Hoek(1), C. Carranza-Torres(2), B. Corkum(3), (1) *Consulting Engineer*, (2) *University of Minnesota*, (3) *RocScience Inc.*

- Ros Avila Joan. Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek&Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos, Universitat Politècnica de Catalunya, nov-2008
- Gonzales de Vallejo Luis, Ingeniería Geológica.
- Bonachea Pico Jaime. Desarrollo, aplicación y validación de procedimientos y modelos para la evaluación de amenazas, vulnerabilidad y riesgo debidos a procesos geomorfológicos, Tesis Doctoral Universidad de Cantabria, Julio 2006
- Tomás Jover Roberto. APLICACIONES DE LA PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA EN INGENIERÍA GEOLÓGICA, Universidad de Alicante, España
- Álvarez Arcos Antonio. REPRESENTACIÓN ESTEREOGRÁFICA DE ITOCLASAS, APLICACIÓN A LA RESOLUCIÓN DE UN PROBLEMA DE ESTABILIDAD DE TALUDES, , XIV Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica, Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Duncan C. Wyllie & Christopher. Rock Slope Engineering 4th Editions.

ANEXOS

ANEXO A:

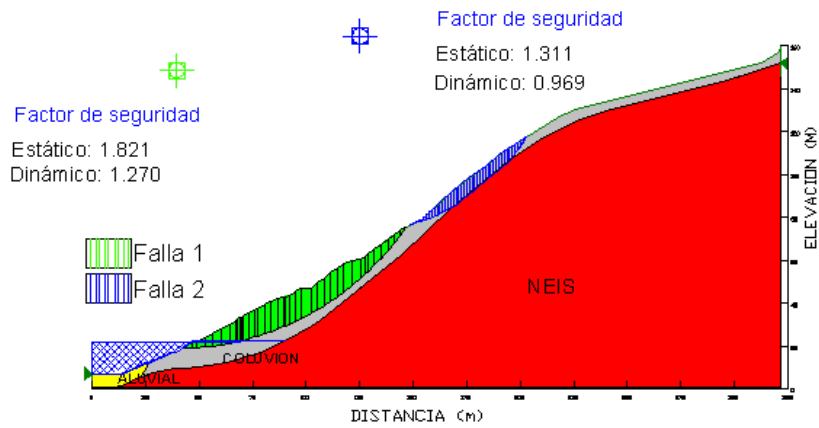
**CARACTERIZACION GEOLOGICA Y ANALISIS DE ESTABILIDAD
DE TALUDES EN SUELOS**

ETAPA DE ASCENSO

TALUD 1

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

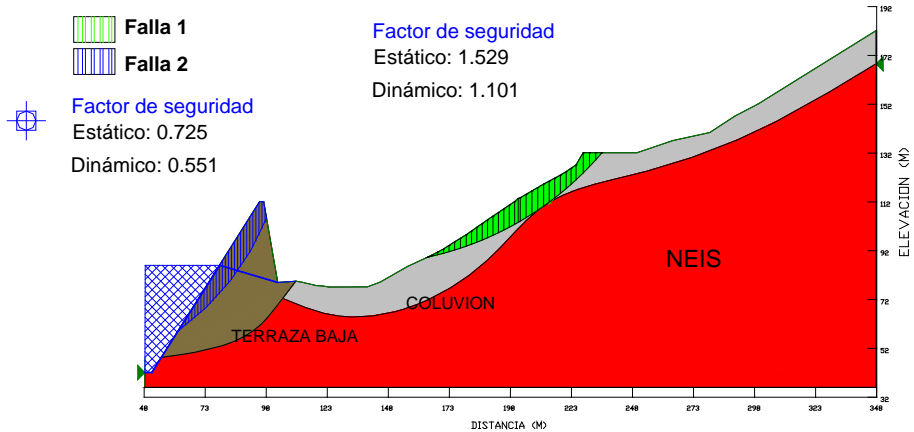
ETAPA DE ASCENSO
PERFIL 1.- COSTADO NORTE ZONA DEL EMBALSE



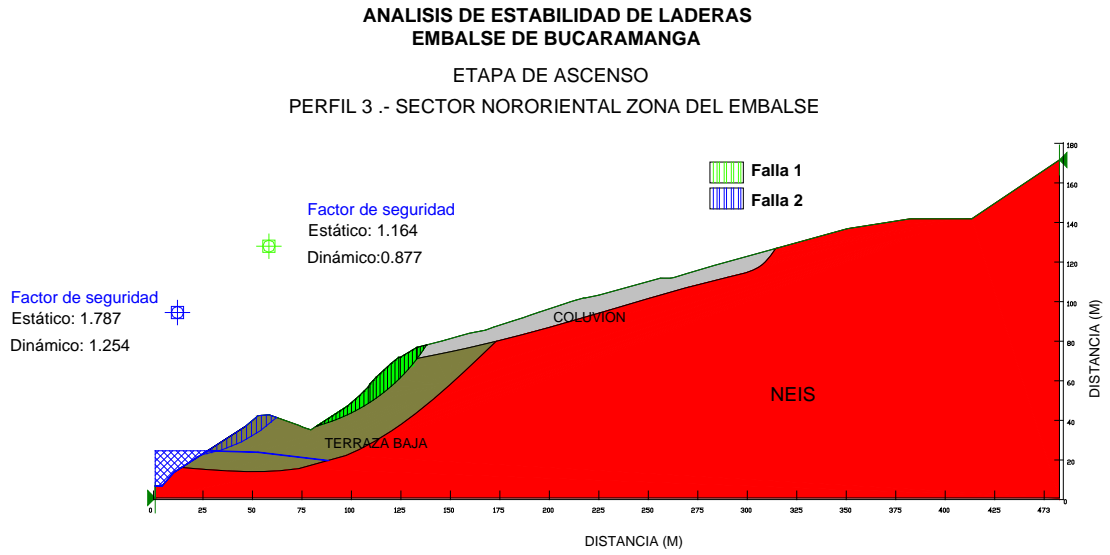
TALUD 2

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

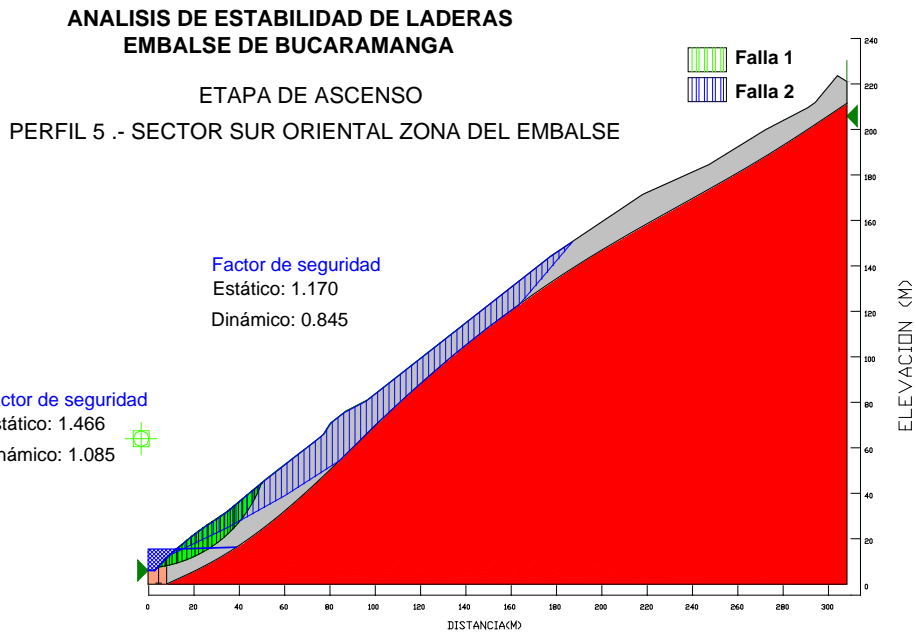
ETAPA DE ASCENSO
PERFIL 2.- COSTADO NORTE ZONA DEL EMBALSE



TALUD 3



TALUD 5

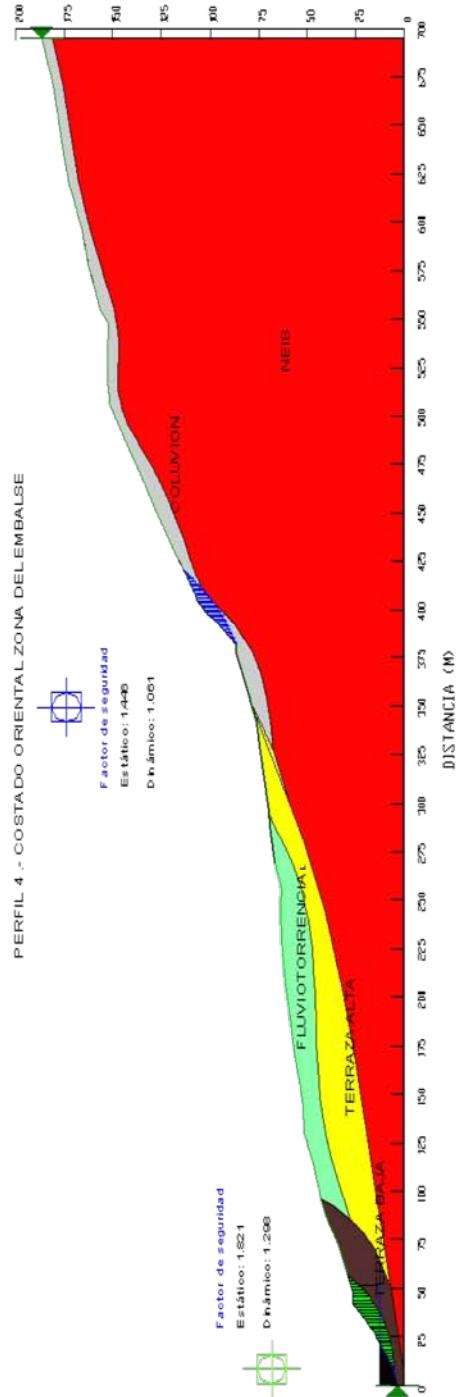


TALUD 4

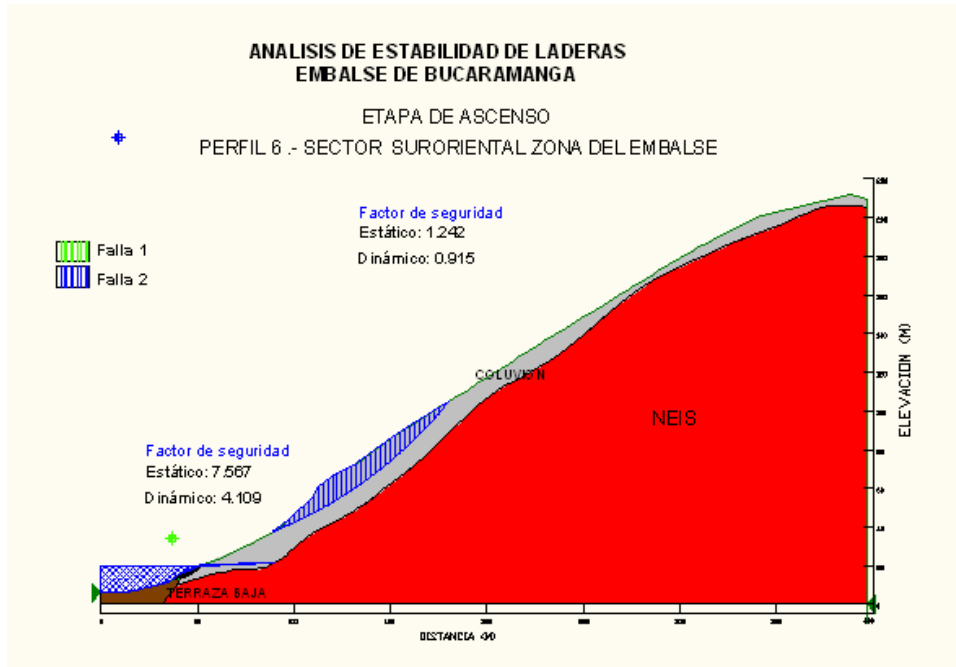
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

ETAPA DE ASCENSO

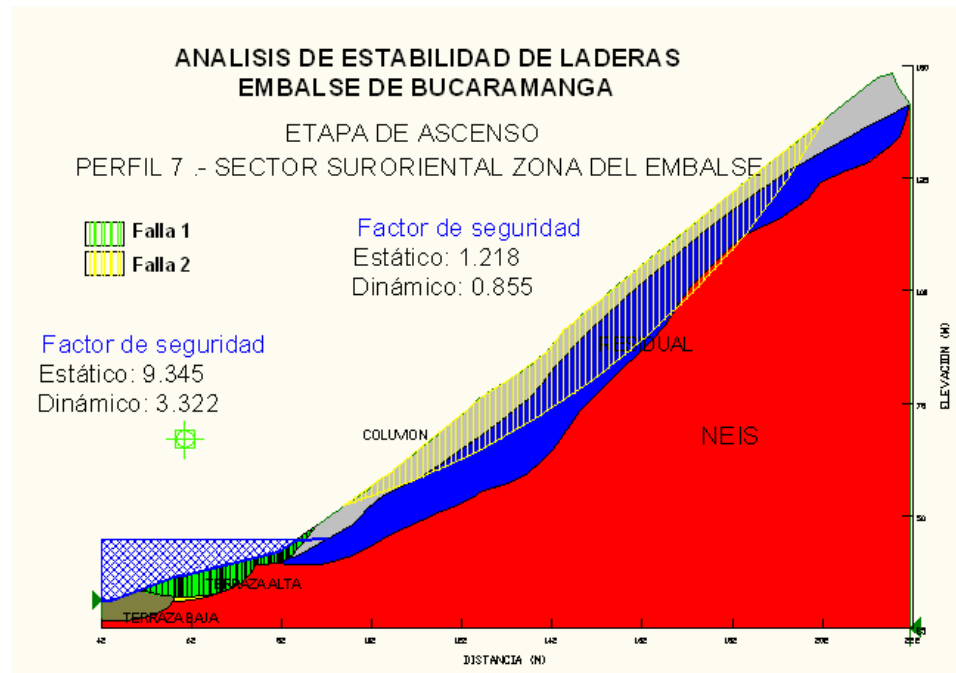
PERFIL 4.- COSTADO ORIENTAL ZONA DELEMBALSE



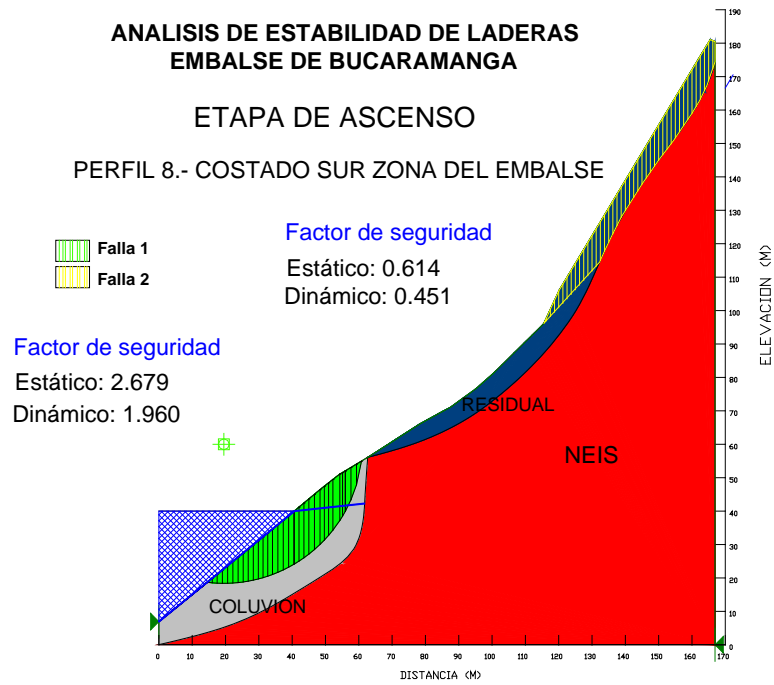
TALUD 6



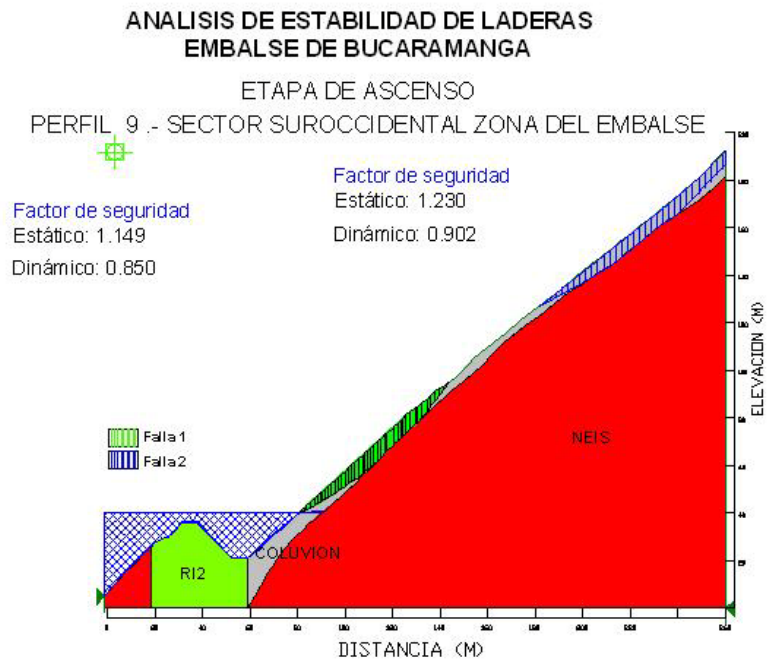
TALUD 7



TALUD 8

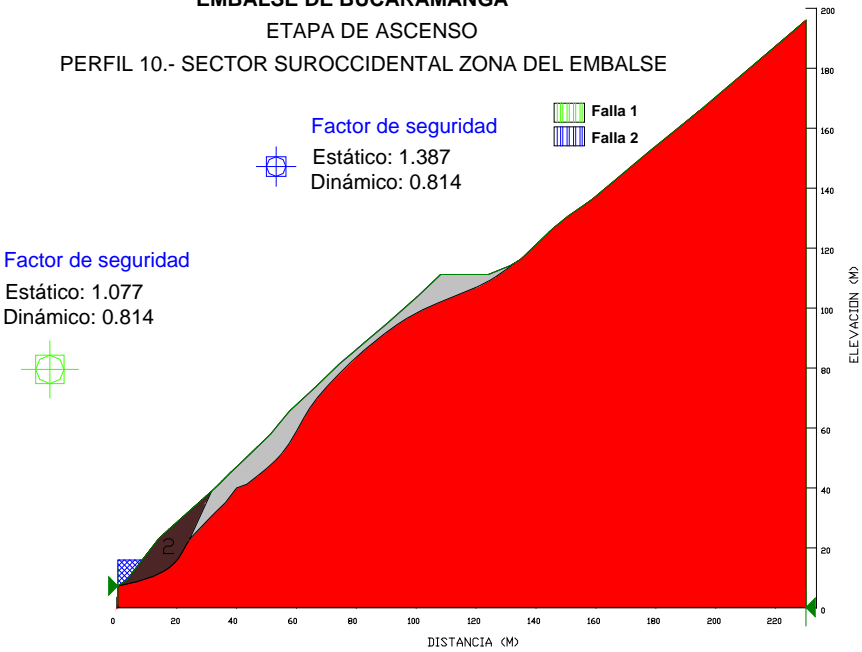


TALUD 9



TALUD 10

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA ETAPA DE ASCENSO PERFIL 10.- SECTOR SUROCCIDENTAL ZONA DEL EMBALSE



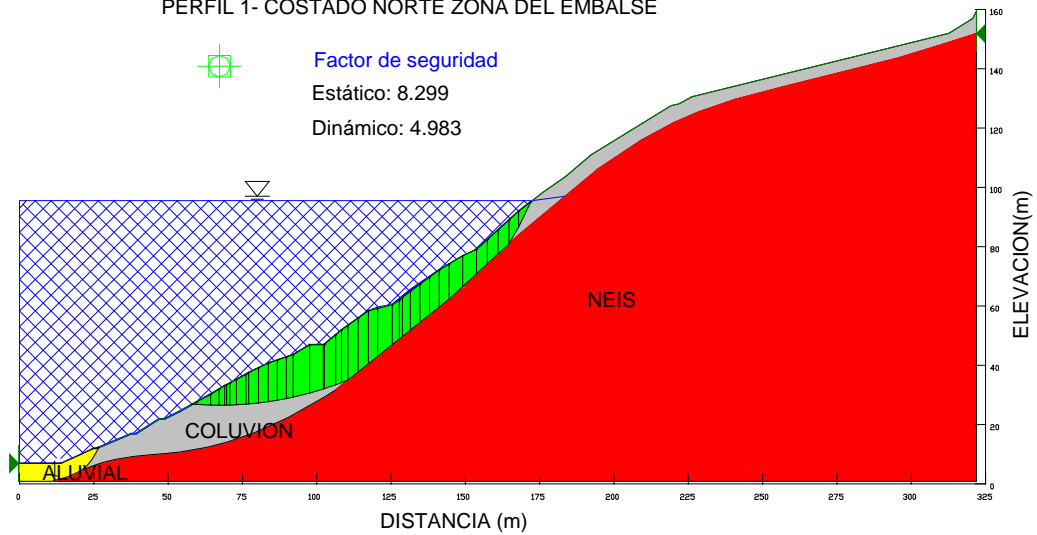
ETAPA DE OPERACIÓN

TALUD 1

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

ETAPA DE OPERACION

PERFIL 1- COSTADO NORTE ZONA DEL EMBALSE

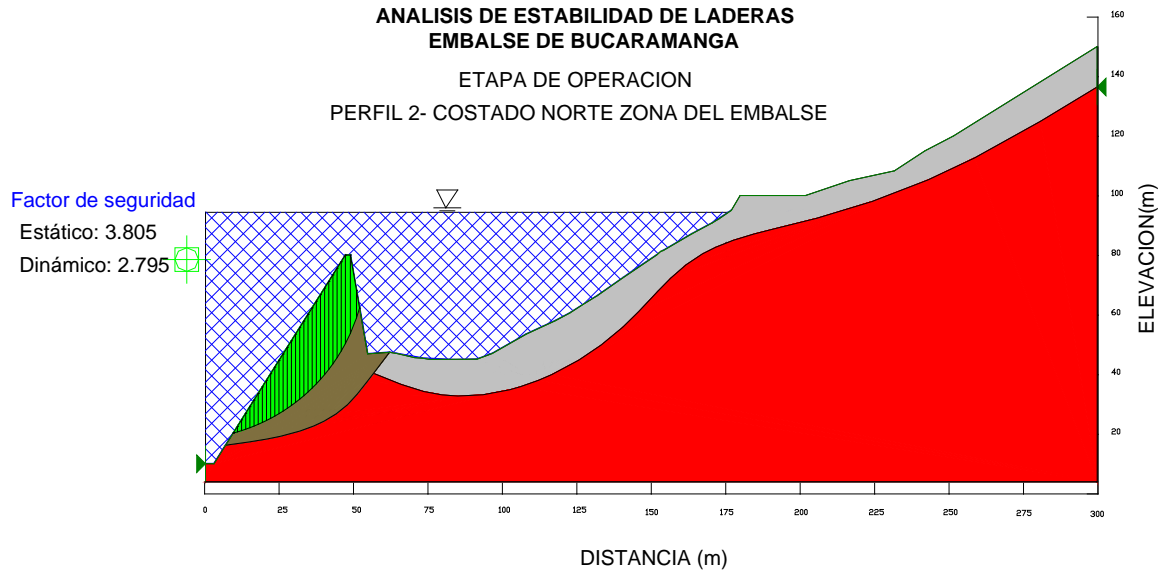


TALUD 2

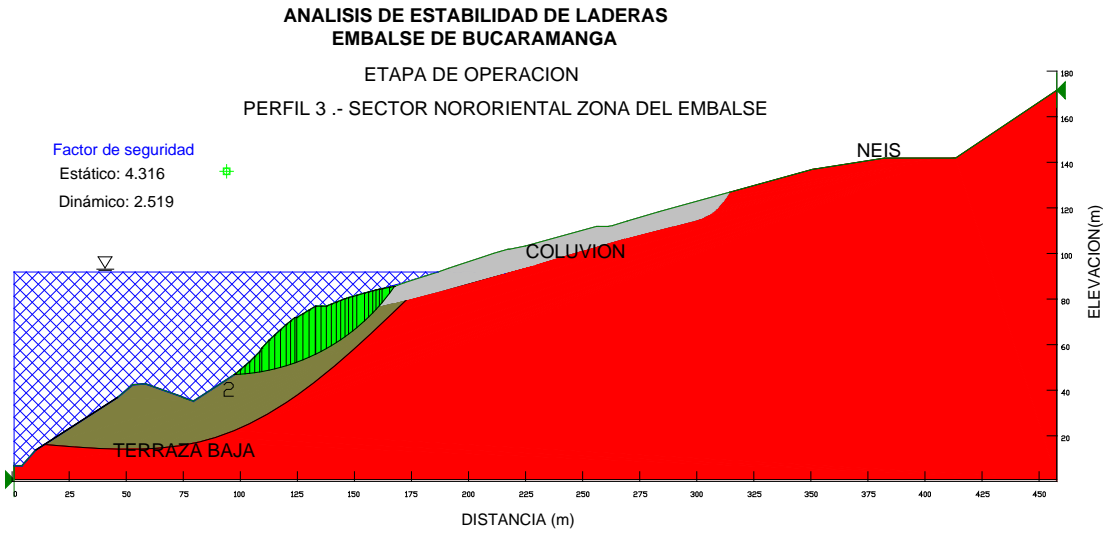
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

ETAPA DE OPERACION

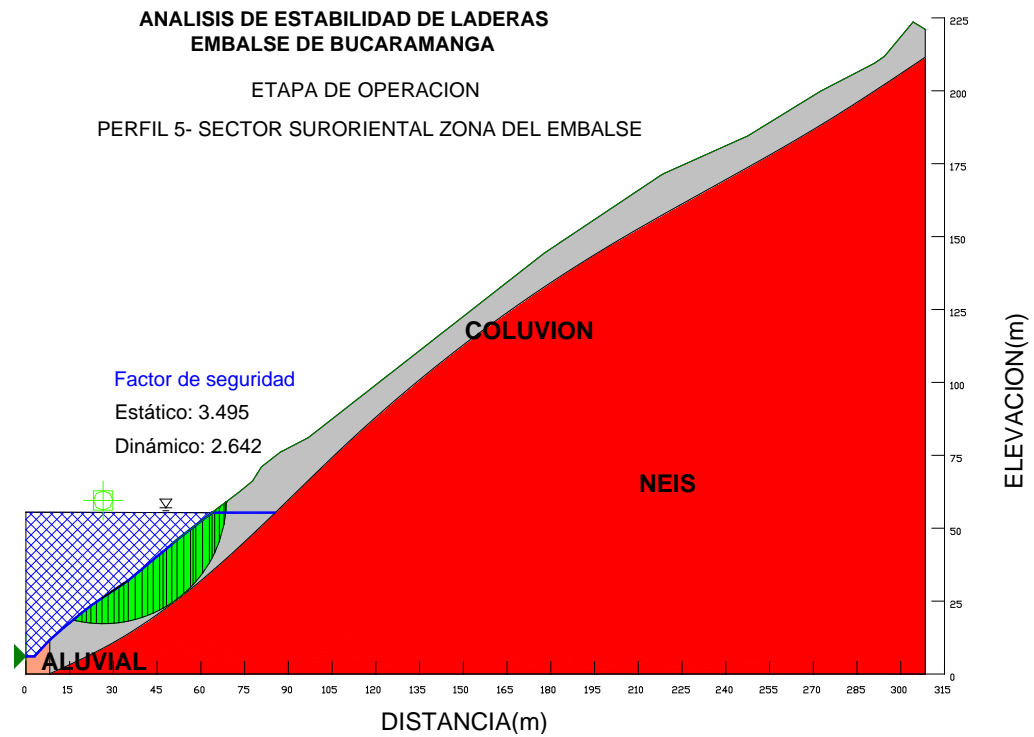
PERFIL 2- COSTADO NORTE ZONA DEL EMBALSE



TALUD 3



TALUD 5



TALUD 4

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

ETAPA DE OPERACION

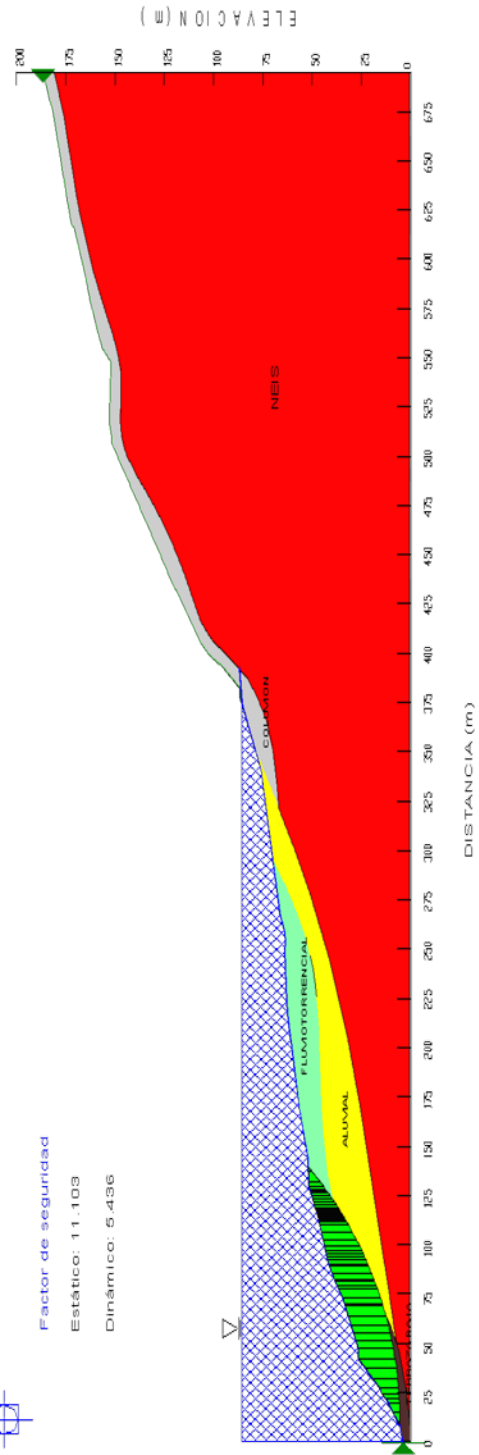
PERFIL 4 - COSTADO ORIENTAL ZONA DEL EMBALSE



Factor de seguridad

Estático: 11.103

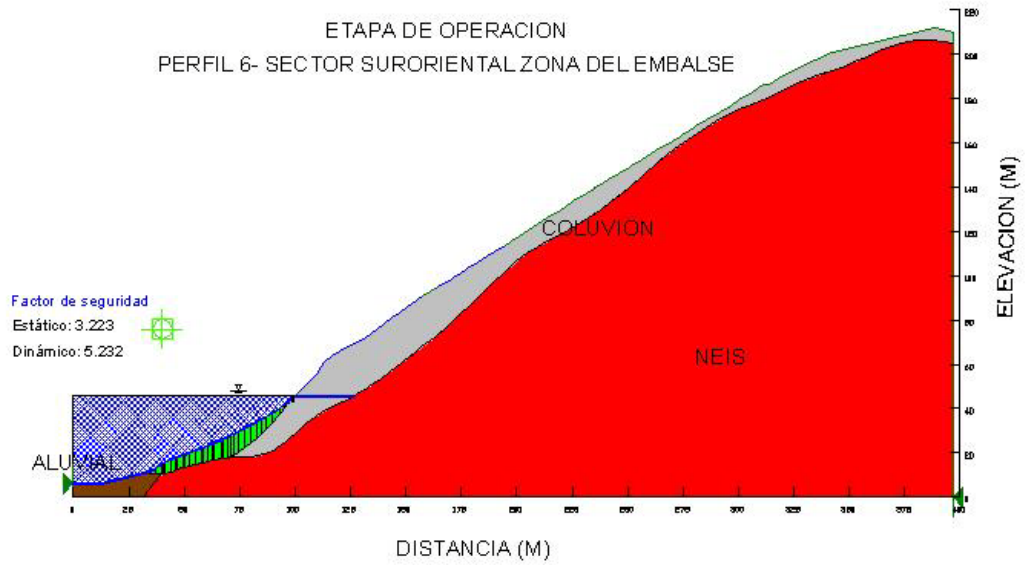
Dinámico: 5.436



TALUD 6

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

ETAPA DE OPERACION
PERFIL 6- SECTOR SURORIENTAL ZONA DEL EMBALSE



TALUD 7

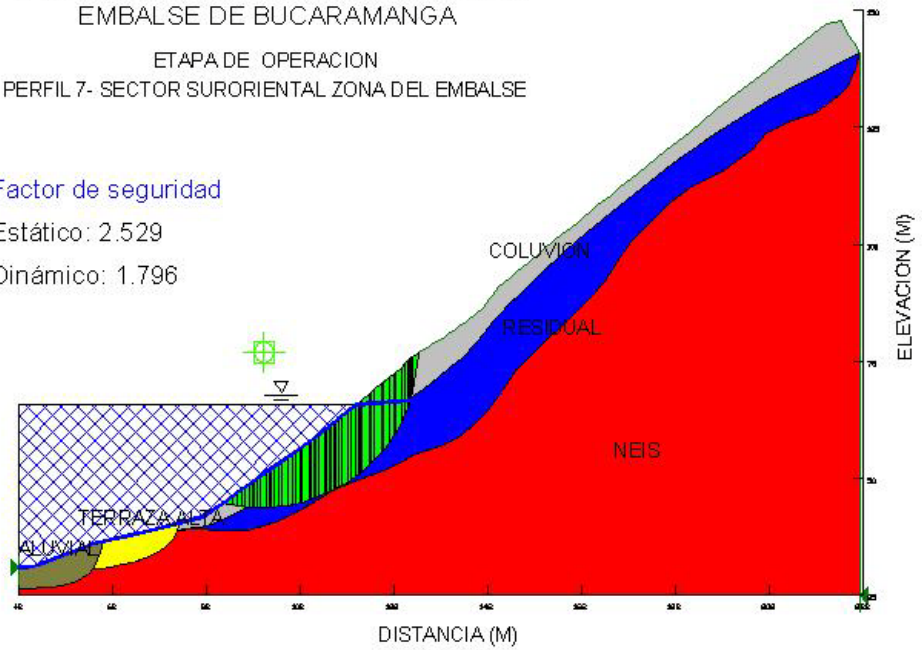
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

ETAPA DE OPERACION
PERFIL 7- SECTOR SURORIENTAL ZONA DEL EMBALSE

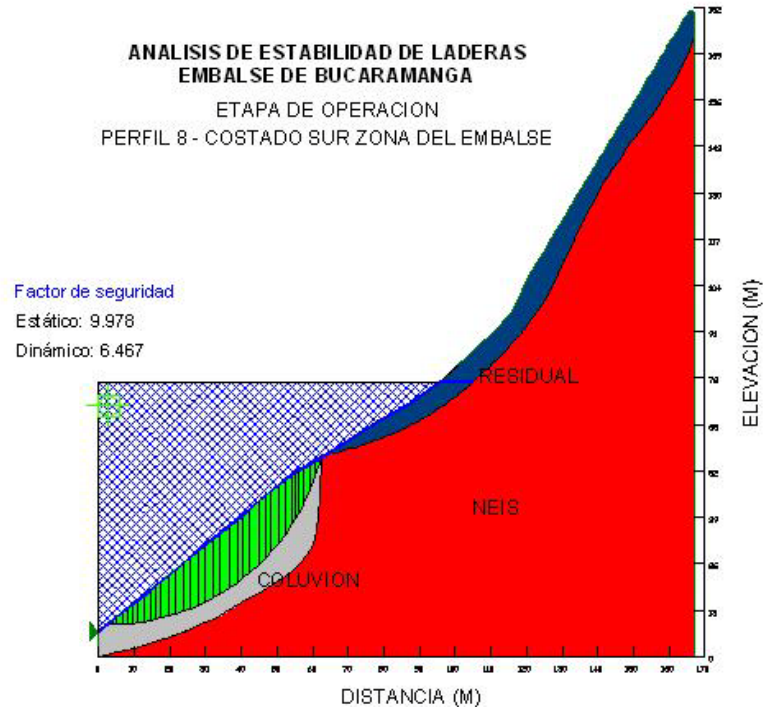
Factor de seguridad

Estático: 2.529

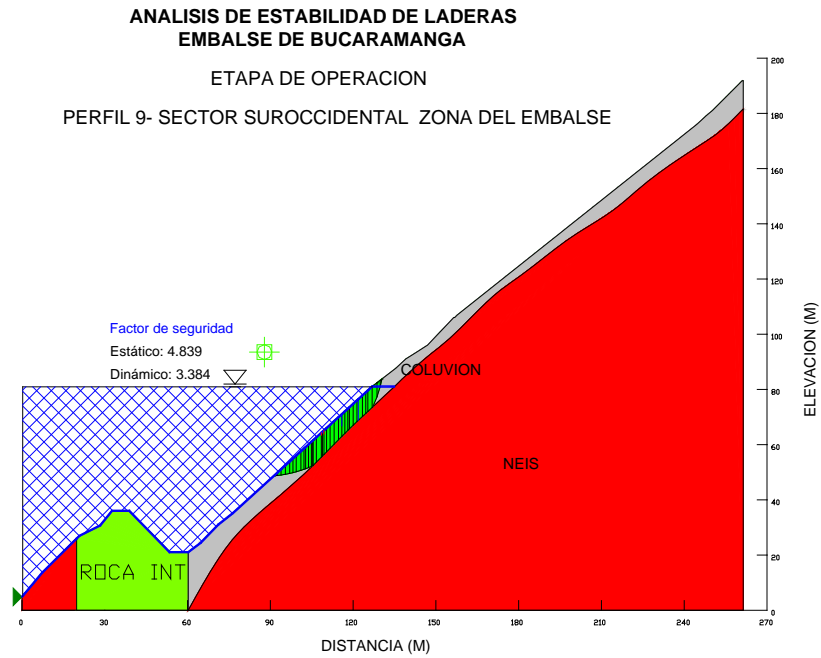
Dinámico: 1.796



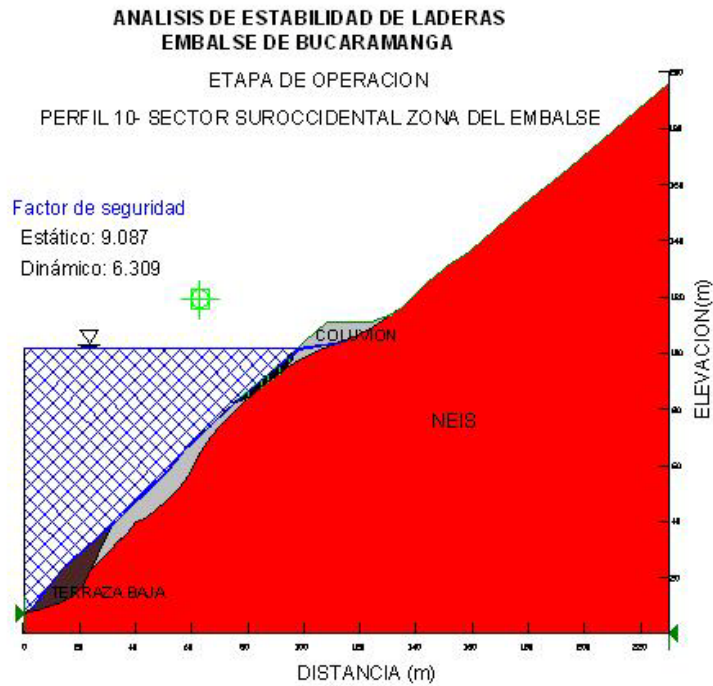
PERFIL 8



PERFIL 9

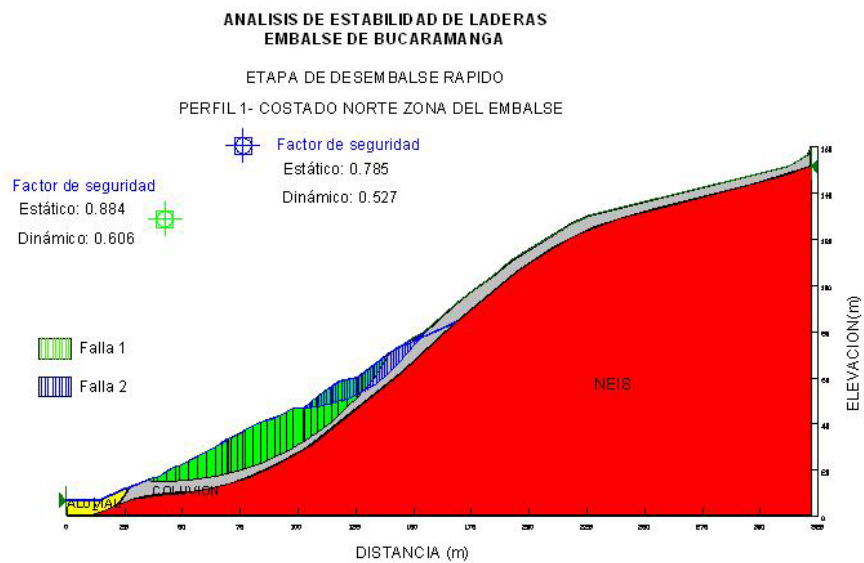


PERFIL 10

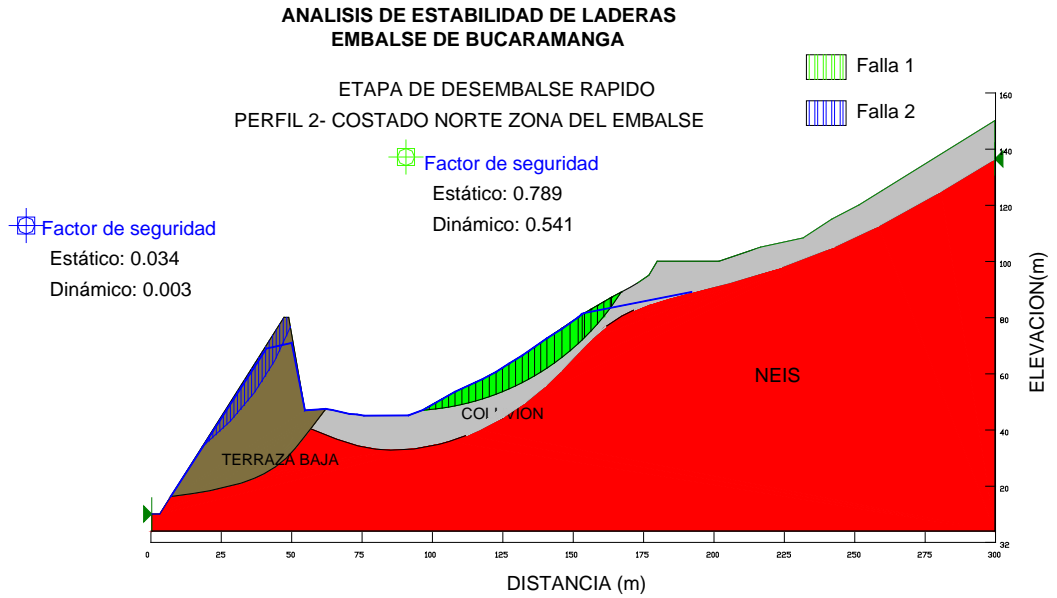


ETAPA DE DESEMBALSE RAPIDO

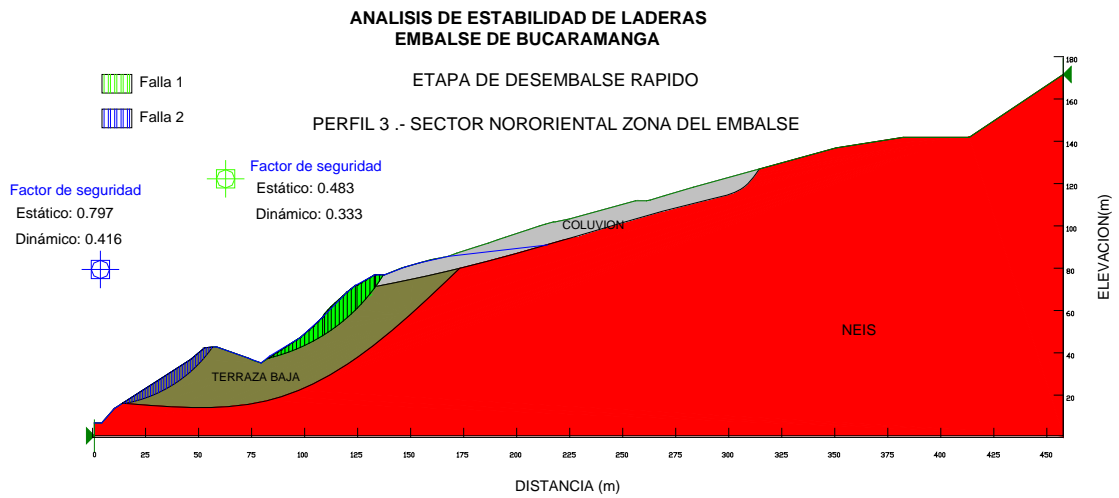
TALUD 1



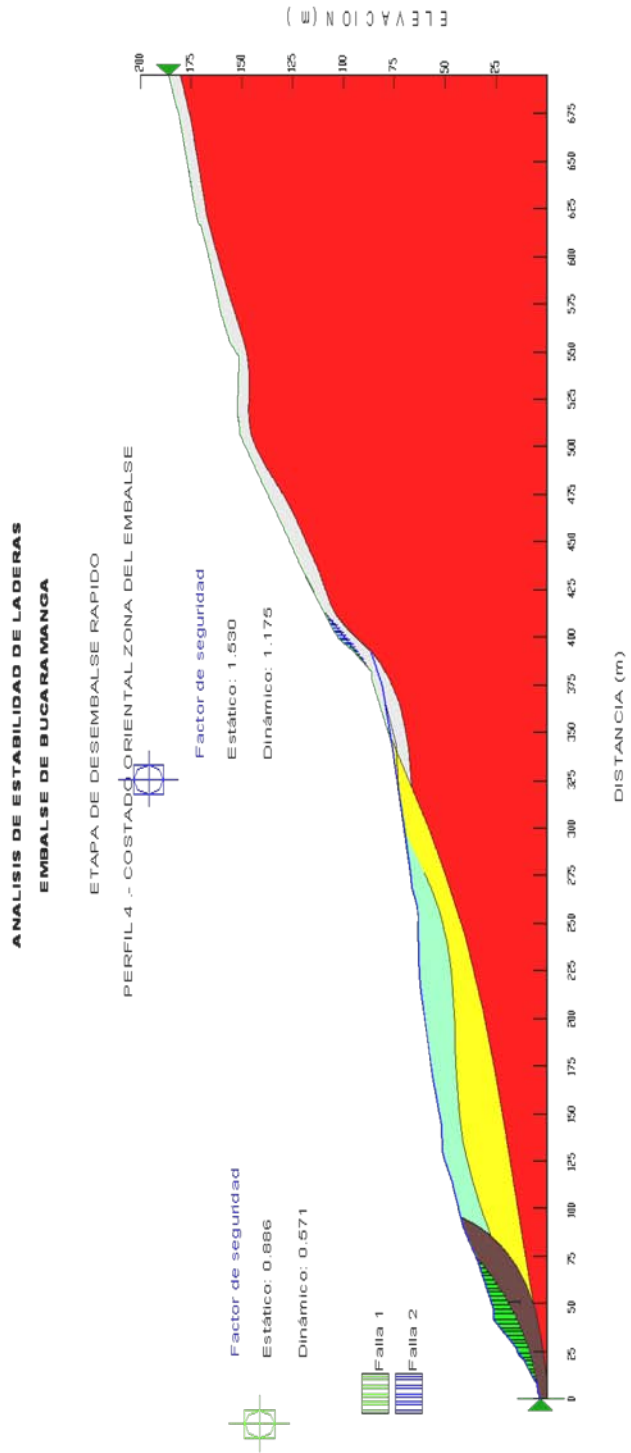
TALUD 2



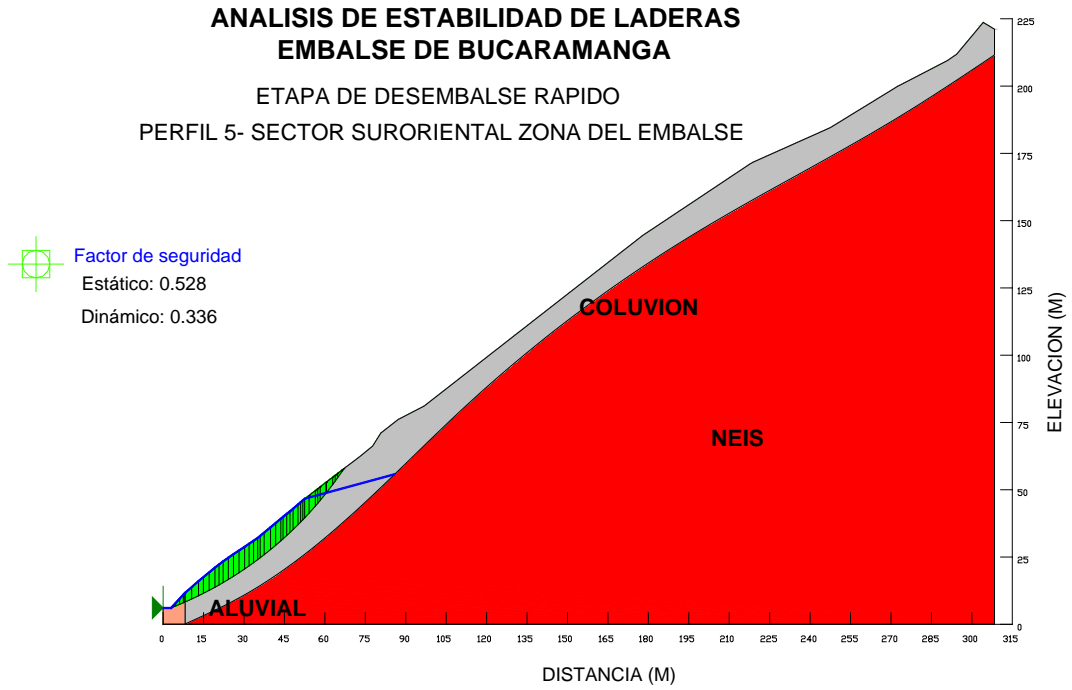
TALUD 3



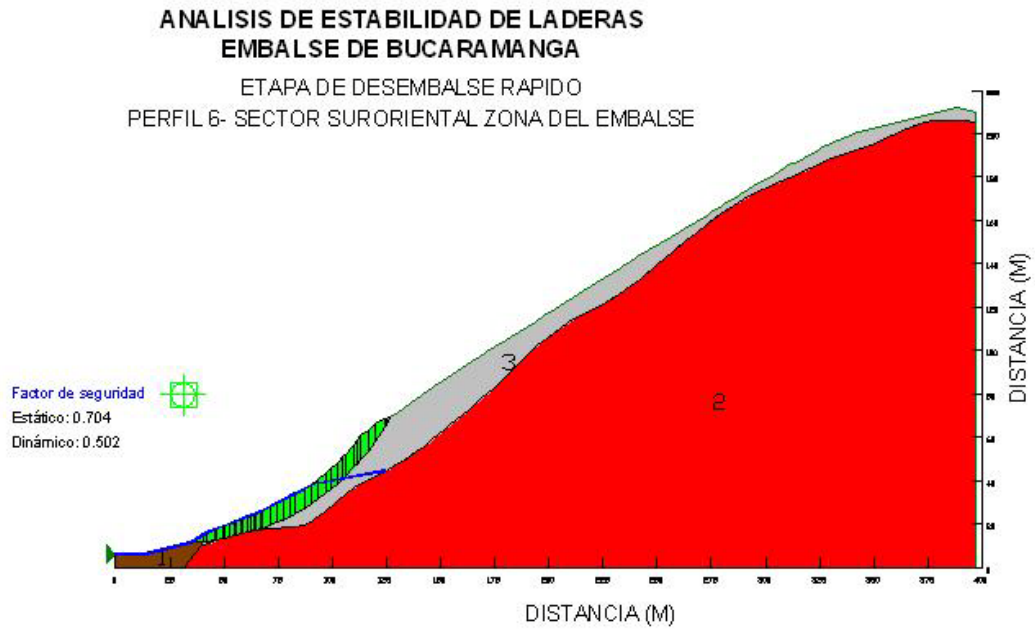
TALUD 4



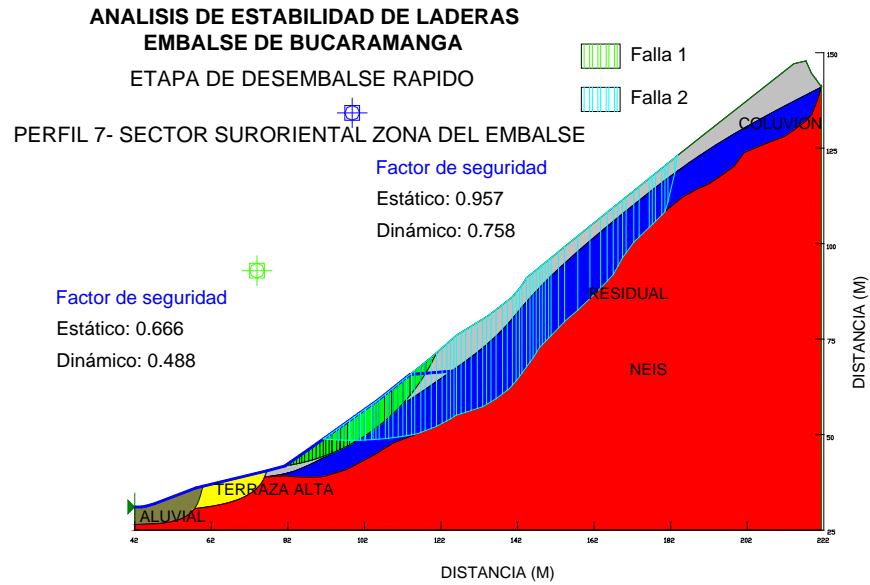
TALUD 5



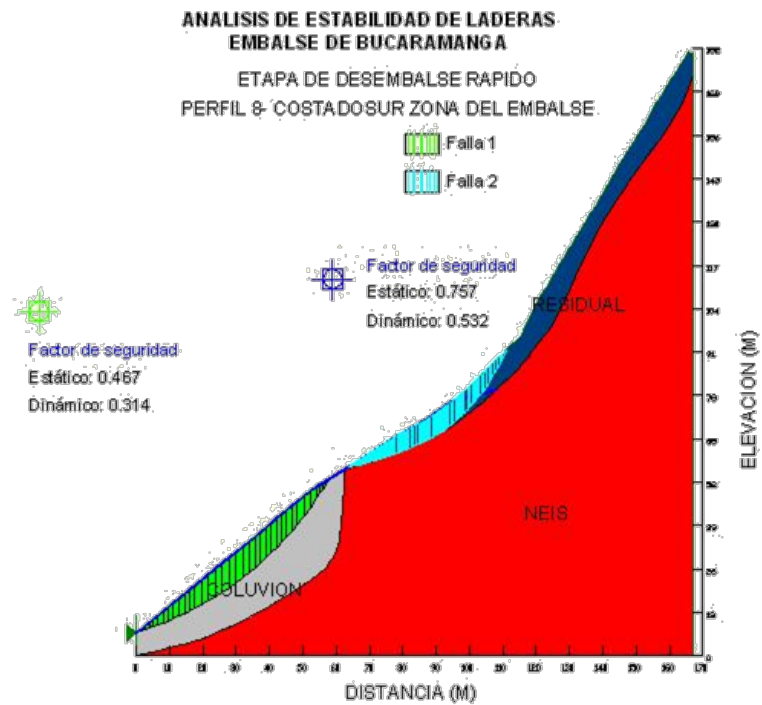
TALUD 6



TALUD 7



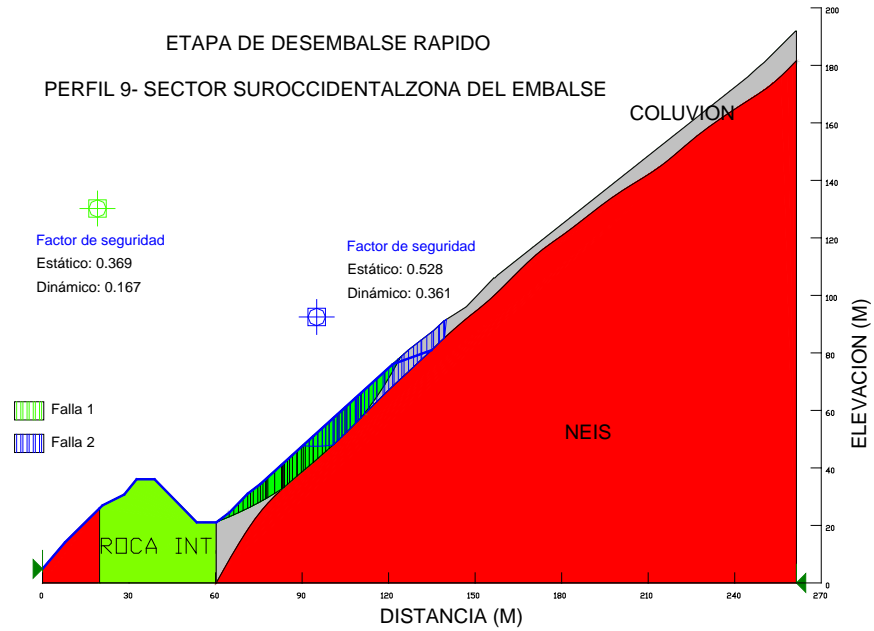
TALUD 8



TALUD 9

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

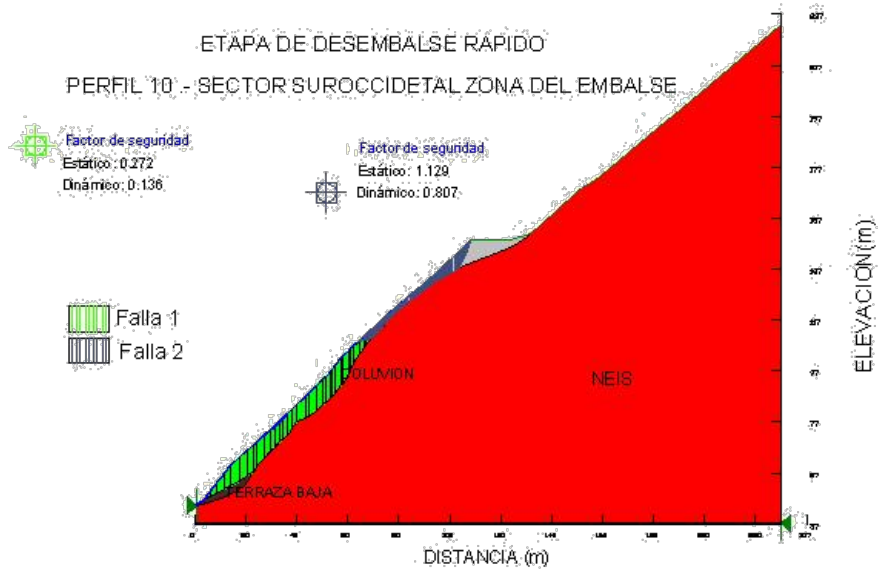
ETAPA DE DESEMBALSE RAPIDO
PERFIL 9- SECTOR SUROCCIDENTAL ZONA DEL EMBALSE



TALUD 10

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS EMBALSE DE BUCARAMANGA

ETAPA DE DESEMBALSE RAPIDO
PERFIL 10 - SECTOR SUROCCIDENTAL ZONA DEL EMBALSE

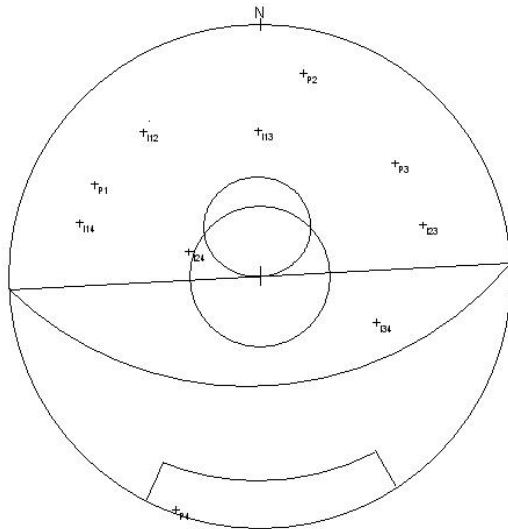


ANEXO B

ANALISIS DE ADMISIBILIDAD CINEMATICA

TALUD 1

Talud	43	177
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

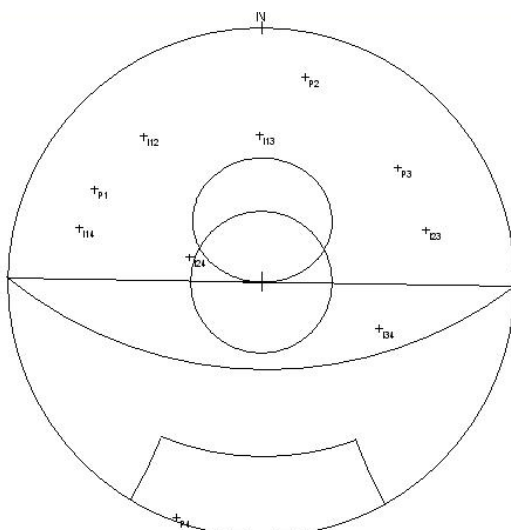
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

Existe probabilidad de falla por la familia 4

TALUD 2.1

Talud	52	181
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

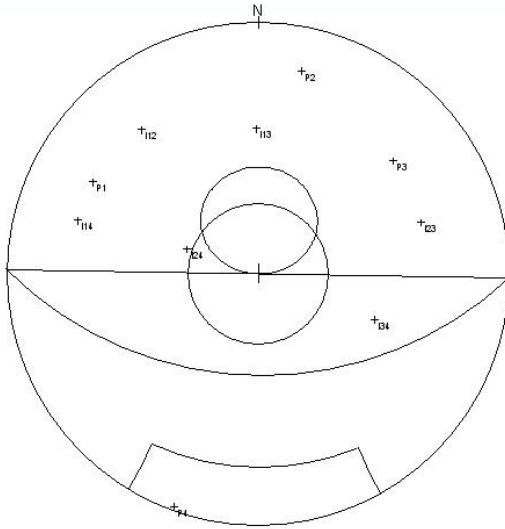
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

Existe probabilidad de falla por la familia 4

TALUD 2.2

Talud	46	181
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

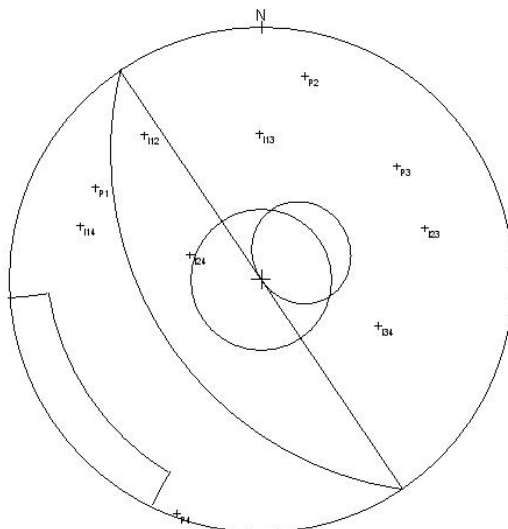
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

Existe probabilidad de falla por la familia 4

TALUD 3.1

Talud	42	236
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

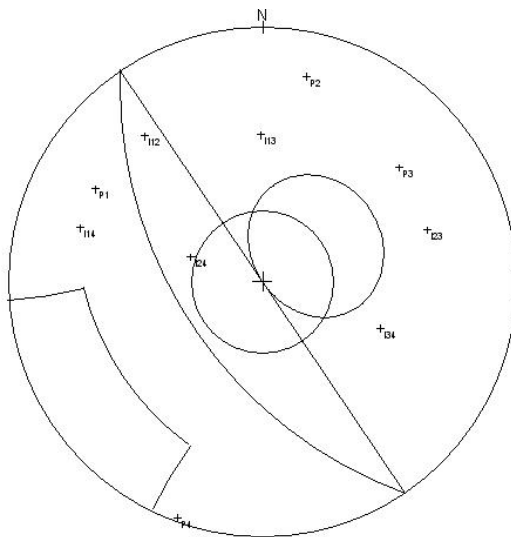
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla por la volcamiento

TALUD 3.2

Talud	54	232
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

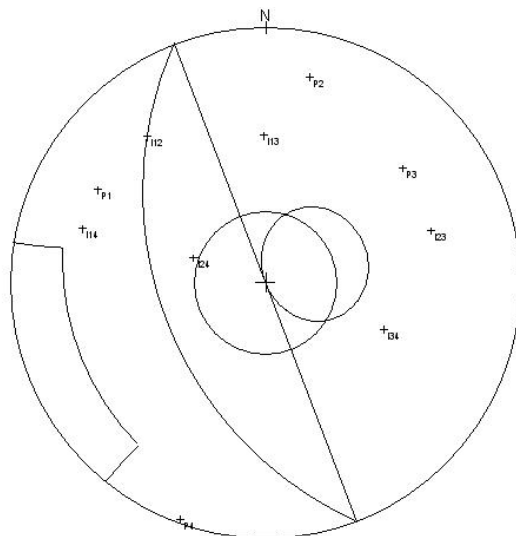
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla a volcamiento

TALUD 4.1

Talud	45	249
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

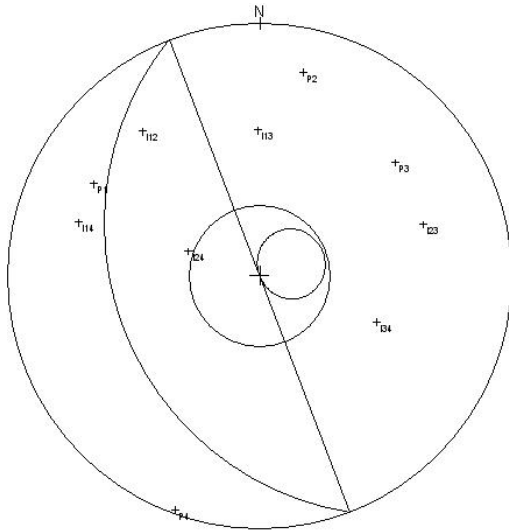
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla por la volcamiento

TALUD 4.2

Talud	30	249
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

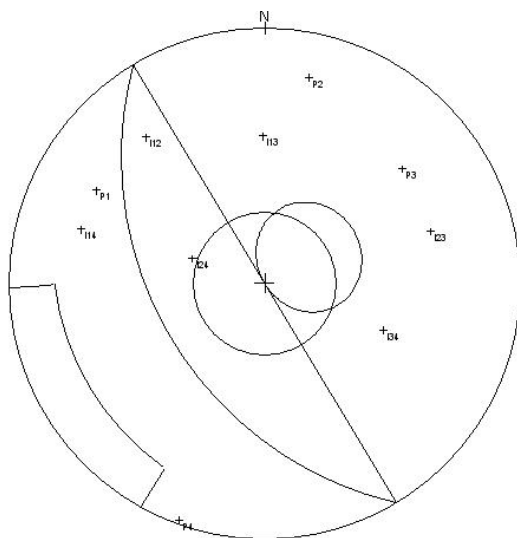
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla a volcamiento

TALUD 5

Talud	44	239
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

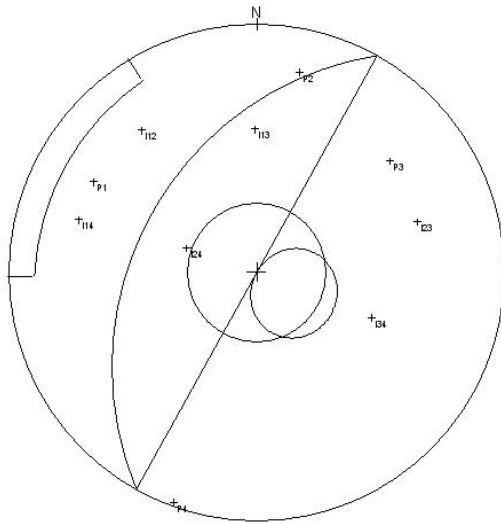
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla por la volcamiento

TALUD 6.1

Talud	38	229
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

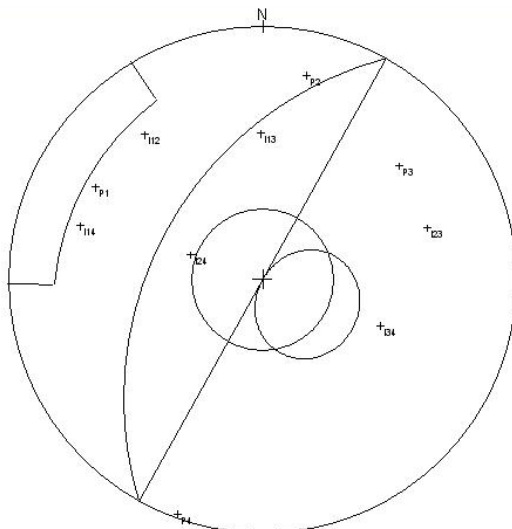
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla a volcamiento

TALUD 6.2

Talud	44	229
Fam. 1	74	119
Fam. 2	79	192
Fam. 3	70	230
Fam. 4	89	20
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

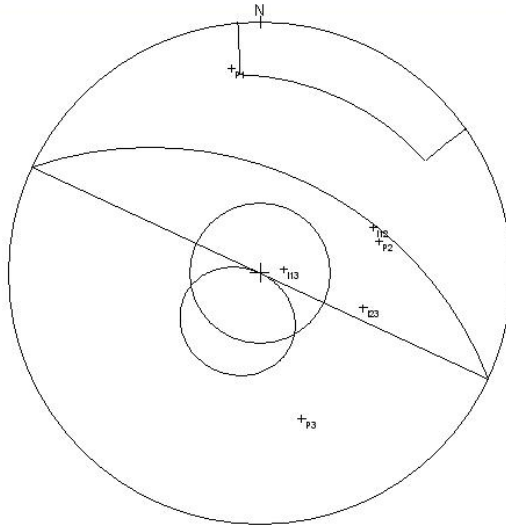
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla por la volcamiento

TALUD 7.1

Talud	46	25
Fam. 1	79	172
Fam. 2	52	255
Fam. 3	62	344
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

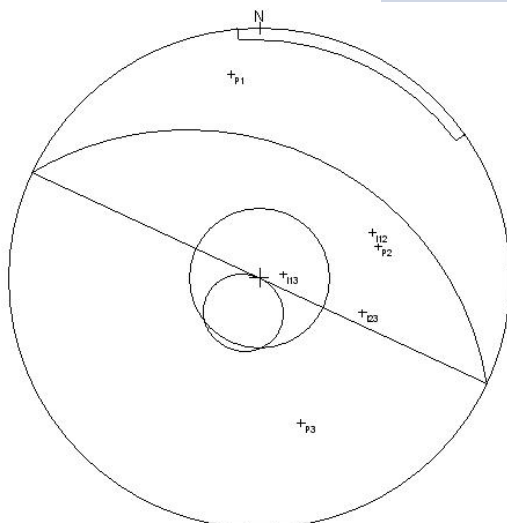
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla a volcamiento

TALUD 7.2

Talud	34	25
Fam. 1	79	172
Fam. 2	52	255
Fam. 3	62	344
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

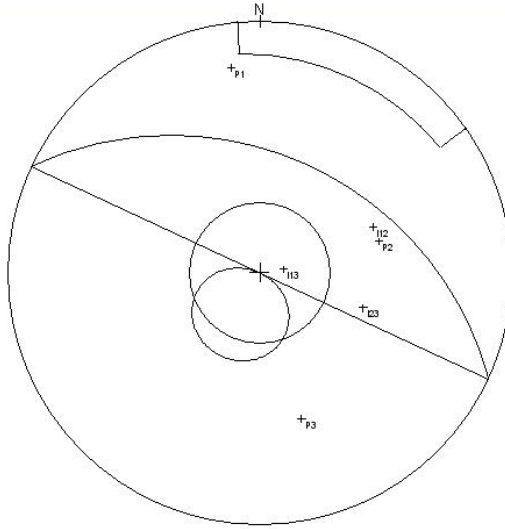
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla por la volcamiento

TALUD 7.3

Talud	40	25
Fam. 1	79	172
Fam. 2	52	255
Fam. 3	62	344
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

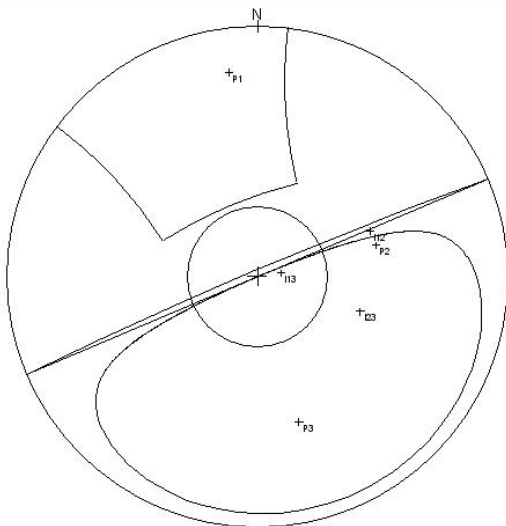
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla a volcamiento

TALUD 8.1

Talud	87	337
Fam. 1	79	172
Fam. 2	52	255
Fam. 3	62	344
ΦP	31	



Análisis falla plana

Existe probabilidad de falla plana por familias 2 y 3

Análisis falla cuña

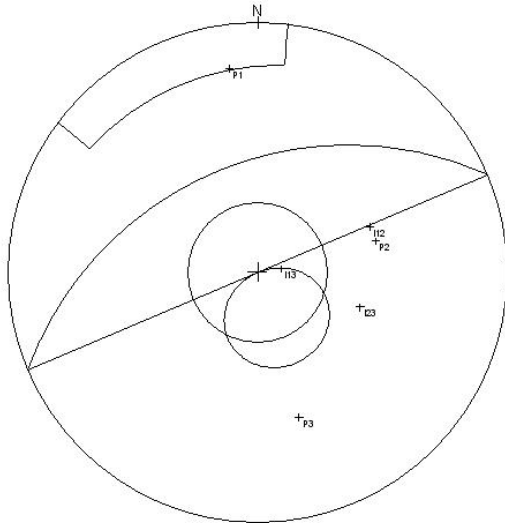
Existe probabilidad de falla cuña familia 1-3

Análisis falla volcamiento

Existe probabilidad de falla por la volcamiento con la familia 1

TALUD 8.2

Talud	43	337
Fam. 1	79	172
Fam. 2	52	255
Fam. 3	62	344
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

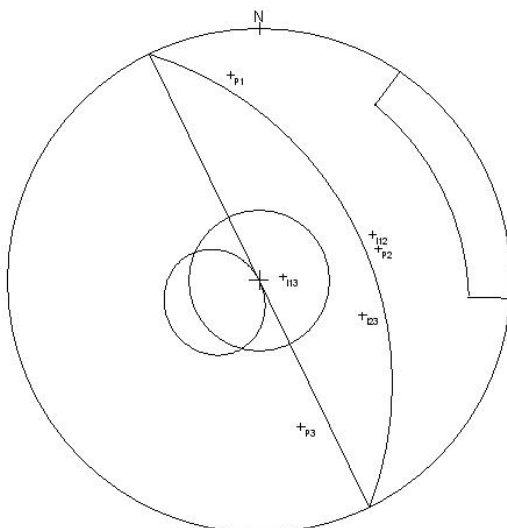
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

Existe probabilidad de falla a volcamiento por la familia 1

TALUD 9

Talud	43	64
Fam. 1	79	172
Fam. 2	52	255
Fam. 3	62	344
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

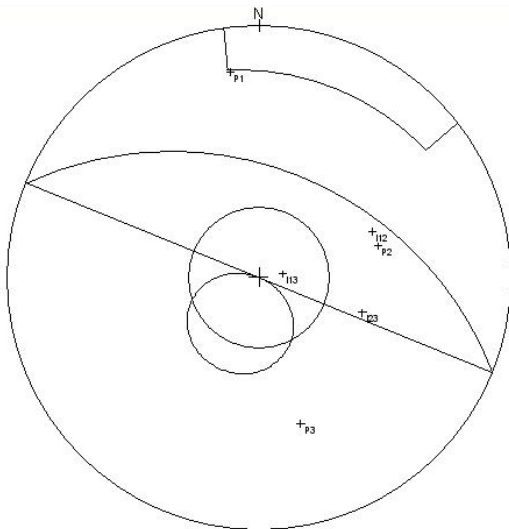
Análisis falla cuña

No existe probabilidad de falla cuña **Análisis**
falla volcamiento

No existe probabilidad de falla por la volcamiento

TALUD 10.1

Talud	43	22
Fam. 1	79	172
Fam. 2	52	255
Fam. 3	62	344
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

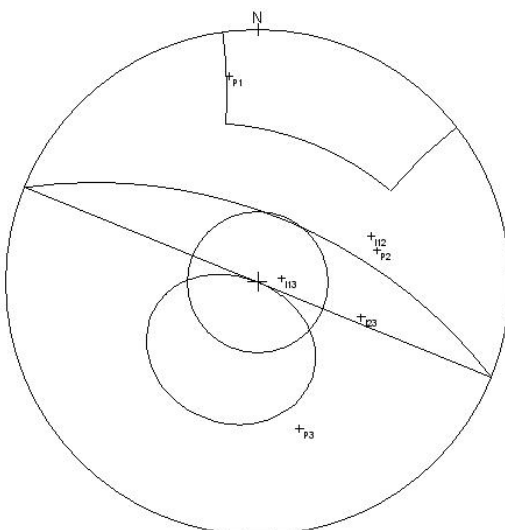
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla a volcamiento

TALUD 10.2

Talud	60	22
Fam. 1	79	172
Fam. 2	52	255
Fam. 3	62	344
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

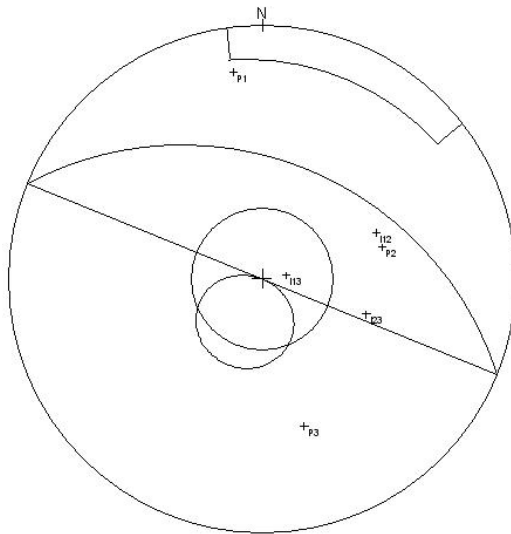
No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

Existe probabilidad de falla por la volcamiento por la familia 1

TALUD 10.3

Talud	40	22
Fam. 1	79	172
Fam. 2	52	255
Fam. 3	62	344
ΦP	31	



Análisis falla plana

No existe probabilidad de falla plana

Análisis falla cuña

No existe probabilidad de falla cuña

Análisis falla volcamiento

No existe probabilidad de falla por la volcamiento

ANEXO C

RESULTADOS DEL ANALISIS POR FALLA DE VUELCO

Falla en el Talud 1, Bloque 1 provocada por la familia 4 (89/20)

CARACTERISTICAS DEL TALUD	
Δx (Ancho del Bloque en metros)	1
H (Altura del Talud en metros)	10
Ψ_f (Inclinación Cara del Talud Grados)	43
Ψ_d (Inclinación Fallas Laterales Grados)	89
Ψ_s (Inclinación Cresta del Talud Grados)	0
W_n (Peso Unitario de la Roca KN/m^3)	27
Φ (Angulo de Fricción en Grados)	31,15
Angulo de Escalón	20
Ψ_p (Inclinación Base del Bloque Grados)	1
Ψ_b (Angulo Base del Bloque Grados)	21
a_1	0,90
a_2	0,017
b	0,364
n (Número de Bloques)	28
$Cot(\Phi)$	2,747
Volumen Total m^3/m	176,49

HOJA DE CALCULO PARA LA FALLA POR VOLCAMIENTO													
n	Y_n	$Y_n/\Delta x$	Wn	$Yn/\Delta x > Cot(\Phi)$	M_n	L_n	$P_{n-1,v}$	$P_{n-1,s}$	P_n	R_n	S_n	S_n/R_n	Modo
28	6,76	6,76	182,50	si	6,74	6,76	0,00	0,00	0,00	182,48	3,19	0,02	Estable
27	7,14	7,14	192,80	si	7,12	7,14	0,00	-123,85	0,00	192,77	3,36	0,02	Estable
26	7,52	7,52	203,10	si	7,50	7,52	0,00	-130,84	0,00	203,07	3,54	0,02	Estable
25	7,90	7,90	213,40	si	7,89	7,90	0,00	-137,83	0,00	213,37	3,72	0,02	Estable
24	8,29	8,29	223,70	si	8,27	8,29	0,00	-144,81	0,00	223,66	3,90	0,02	Estable
23	8,67	8,67	234,00	si	8,65	8,67	0,00	-151,80	0,00	233,96	4,08	0,02	Estable
22	9,05	9,05	244,30	si	9,03	9,05	0,00	-158,79	0,00	244,26	4,26	0,02	Estable
21	9,43	9,43	254,59	si	9,41	9,43	0,00	-165,78	0,00	254,55	4,44	0,02	Estable
20	9,81	9,81	264,89	si	9,79	9,81	0,00	-172,77	0,00	264,85	4,62	0,02	Estable
19	10,19	10,19	275,19	si	10,17	10,19	0,00	-179,76	0,00	275,15	4,80	0,02	Estable
18	9,66	9,66	260,71	si	9,64	9,66	0,00	-186,75	0,00	260,67	4,55	0,02	Estable
17	9,12	9,12	246,22	si	9,10	9,12	0,00	-176,92	0,00	246,19	4,30	0,02	Estable
16	8,58	8,58	231,74	si	8,57	8,58	0,00	-167,09	0,00	231,70	4,04	0,02	Estable
15	8,05	8,05	217,26	si	8,03	8,05	0,00	-157,26	0,00	217,22	3,79	0,02	Estable
14	7,51	7,51	202,77	si	7,49	7,51	-11,73	-147,43	0,00	202,74	3,54	0,02	Estable
13	6,97	6,97	188,29	si	6,96	6,97	-11,85	-137,60	0,00	188,26	3,29	0,02	Estable
12	6,44	6,44	173,80	si	6,42	6,44	-11,98	-127,77	0,00	173,78	3,03	0,02	Estable
11	5,90	5,90	159,32	si	5,88	5,90	-12,11	-117,95	0,00	159,30	2,78	0,02	Estable
10	5,36	5,36	144,84	si	5,35	4,46	-14,70	-108,12	0,00	144,82	2,53	0,02	Estable
9	4,83	4,83	130,35	si	4,83	3,93	-15,19	-98,29	0,00	130,33	2,27	0,02	Estable
8	4,29	4,29	115,87	si	4,29	3,39	-15,80	-88,46	0,00	115,85	2,02	0,02	Estable
7	3,76	3,76	101,39	si	3,76	2,85	-16,59	-78,63	0,00	101,37	1,77	0,02	Estable
6	3,22	3,22	86,90	si	3,22	2,32	-17,69	-68,80	0,00	86,89	1,52	0,02	Estable
5	2,68	2,68	72,42	si	2,68	1,78	-19,37	-58,97	0,00	72,41	1,26	0,02	Estable
4	2,15	2,15	57,93	si	2,15	1,25	-22,39	-49,14	0,00	57,93	1,01	0,02	Estable
3	1,61	1,61	43,45	no	1,61	0,71	-29,78	-39,32	0,00	43,44	0,76	0,02	Estable
2	1,07	1,07	28,97	no	1,07	0,17	-82,40	-29,49	0,00	28,96	0,51	0,02	Estable
1	0,54	0,54	14,48	no	0,54	0,10	-71,73	-19,66	0,00	14,48	0,25	0,02	Estable

Falla en el Talud 2, Bloque 1 provocada por la familia 4 (89/20)

CARACTERISTICAS DEL TALUD	
Δx (Ancho del Bloque en metros)	1
H (Altura del Talud en metros)	10
Ψ_f (Inclinación Cara del Talud Grados)	52
Ψ_d (Inclinación Fallas Laterales Grados)	89
Ψ_s (Inclinación Cresta del Talud Grados)	0
W_n (Peso Unitario de la Roca KN/m^3)	27
Φ (Angulo de Fricción en Grados)	31,15
Angulo de Escalón	20
Ψ_p (Inclinación Base del Bloque Grados)	1
Ψ_b (Angulo Base del Bloque Grados)	21
a_1	1,23
a_2	0,017
b	0,364
n (Número de Bloques)	28
$Cot(\Phi)$	2,747
Volumen m^3/m	183,28

HOJA DE CALCULO PARA LA FALLA POR VOLCAMIENTO													
n	Y_n	$Y_n/\Delta x$	Wn	$Yn/\Delta x > Cot(\Phi)$	M_n	L_n	$P_{n-1,v}$	$P_{n-1,s}$	P_n	R_n	S_n	S_n/R_n	Modo
28	4,35	4,35	117,40	si	4,33	4,35	0,00	0,00	0,00	117,39	2,05	0,02	Estable
27	4,73	4,73	127,70	si	4,71	4,73	0,00	-79,67	0,00	127,68	2,23	0,02	Estable
26	5,11	5,11	138,00	si	5,09	5,11	0,00	-86,66	0,00	137,98	2,41	0,02	Estable
25	5,49	5,49	148,30	si	5,48	5,49	0,00	-93,65	0,00	148,28	2,59	0,02	Estable
24	5,87	5,87	158,60	si	5,86	5,87	0,00	-100,64	0,00	158,57	2,77	0,02	Estable
23	6,26	6,26	168,90	si	6,24	6,26	0,00	-107,63	0,00	168,87	2,95	0,02	Estable
22	6,64	6,64	179,20	si	6,62	6,64	0,00	-114,61	0,00	179,17	3,13	0,02	Estable
21	7,02	7,02	189,49	si	7,00	7,02	0,00	-121,60	0,00	189,47	3,31	0,02	Estable
20	7,40	7,40	199,79	si	7,38	7,40	0,00	-128,59	0,00	199,76	3,49	0,02	Estable
19	7,78	7,78	210,09	si	7,76	7,78	0,00	-135,58	0,00	210,06	3,67	0,02	Estable
18	8,16	8,16	220,39	si	8,15	8,16	0,00	-142,57	0,00	220,36	3,85	0,02	Estable
17	8,54	8,54	230,69	si	8,53	8,54	0,00	-149,56	0,00	230,65	4,03	0,02	Estable
16	8,93	8,93	240,99	si	8,91	8,93	0,00	-156,55	0,00	240,95	4,21	0,02	Estable
15	9,31	9,31	251,28	si	9,29	9,31	0,00	-163,54	0,00	251,25	4,39	0,02	Estable
14	9,69	9,69	261,58	si	9,67	9,69	-11,22	-170,52	0,00	261,54	4,57	0,02	Estable
13	10,07	10,07	271,88	si	10,05	10,07	-11,13	-177,51	0,00	271,84	4,74	0,02	Estable
12	10,45	10,45	282,18	si	10,43	10,45	-11,04	-184,50	0,00	282,14	4,92	0,02	Estable
11	9,58	9,58	258,67	si	9,56	9,58	-11,24	-191,49	0,00	258,63	4,51	0,02	Estable
10	8,71	8,71	235,15	si	8,69	7,47	-13,34	-175,53	0,00	235,11	4,10	0,02	Estable
9	7,84	7,84	211,64	si	7,84	6,60	-13,83	-159,57	0,00	211,60	3,69	0,02	Estable
8	6,97	6,97	188,12	si	6,97	5,73	-14,41	-143,62	0,00	188,09	3,28	0,02	Estable
7	6,10	6,10	164,61	si	6,10	4,86	-15,13	-127,66	0,00	164,58	2,87	0,02	Estable
6	5,23	5,23	141,09	si	5,23	3,99	-16,06	-111,70	0,00	141,07	2,46	0,02	Estable
5	4,35	4,35	117,58	si	4,35	3,12	-17,41	-95,74	0,00	117,56	2,05	0,02	Estable
4	3,48	3,48	94,06	si	3,48	2,25	-19,64	-79,79	0,00	94,05	1,64	0,02	Estable
3	2,61	2,61	70,55	si	2,61	1,38	-24,43	-63,83	0,00	70,53	1,23	0,02	Estable
2	1,74	1,74	47,03	si	1,74	0,51	-44,97	-47,87	0,00	47,02	0,82	0,02	Estable
1	0,87	0,87	23,52	no	0,87	0,10	-115,77	-31,91	0,00	23,51	0,41	0,02	Estable

Falla en el Talud 2, Bloque 2 provocada por la familia 4 (89/20)

CARACTERISTICAS DEL TALUD	
Δx (Ancho del Bloque en metros)	1
H (Altura del Talud en metros)	10
Ψ_f (Inclinación Cara del Talud Grados)	46
Ψ_d (Inclinación Fallas Laterales Grados)	89
Ψ_s (Inclinación Cresta del Talud Grados)	0
W_n (Peso Unitario de la Roca KN/m ³)	27
Φ (Angulo de Fricción en Grados)	31,15
Angulo de Escalón	20
Ψ_p (Inclinación Base del Bloque Grados)	1
Ψ_b (Angulo Base del Bloque Grados)	21
a_1	1,00
a_2	0,017
b	0,364
n (Número de Bloques)	28
Cot(Φ)	2,747
volumen m3/m	178,87

HOJA DE CALCULO PARA LA FALLA POR VOLCAMIENTO													
n	Y_n	$Y_n/\Delta x$	Wn	$Yn/\Delta x > Cot(\Phi)$	M_n	L_n	$P_{n-1,v}$	$P_{n-1,s}$	P_n	R_n	S_n	S_n/R_n	Modo
28	5,60	5,60	151,18	si	5,58	5,60	0,00	0,00	0,00	151,16	2,64	0,02	Estable
27	5,98	5,98	161,48	si	5,96	5,98	0,00	-102,59	0,00	161,46	2,82	0,02	Estable
26	6,36	6,36	171,78	si	6,34	6,36	0,00	-109,58	0,00	171,75	3,00	0,02	Estable
25	6,74	6,74	182,08	si	6,73	6,74	0,00	-116,57	0,00	182,05	3,18	0,02	Estable
24	7,13	7,13	192,38	si	7,11	7,13	0,00	-123,56	0,00	192,35	3,36	0,02	Estable
23	7,51	7,51	202,68	si	7,49	7,51	0,00	-130,55	0,00	202,64	3,54	0,02	Estable
22	7,89	7,89	212,97	si	7,87	7,89	0,00	-137,54	0,00	212,94	3,72	0,02	Estable
21	8,27	8,27	223,27	si	8,25	8,27	0,00	-144,53	0,00	223,24	3,90	0,02	Estable
20	8,65	8,65	233,57	si	8,63	8,65	0,00	-151,51	0,00	233,54	4,08	0,02	Estable
19	9,03	9,03	243,87	si	9,01	9,03	0,00	-158,50	0,00	243,83	4,26	0,02	Estable
18	9,41	9,41	254,17	si	9,40	9,41	0,00	-165,49	0,00	254,13	4,44	0,02	Estable
17	9,80	9,80	264,47	si	9,78	9,80	0,00	-172,48	0,00	264,43	4,62	0,02	Estable
16	10,18	10,18	274,76	si	10,16	10,18	0,00	-179,47	0,00	274,72	4,80	0,02	Estable
15	9,54	9,54	257,59	si	9,52	9,54	0,00	-186,46	0,00	257,55	4,50	0,02	Estable
14	8,90	8,90	240,42	si	8,89	8,90	-11,40	-174,80	0,00	240,38	4,20	0,02	Estable
13	8,27	8,27	223,25	si	8,25	8,27	-11,55	-163,15	0,00	223,21	3,90	0,02	Estable
12	7,63	7,63	206,07	si	7,61	7,63	-11,70	-151,50	0,00	206,04	3,60	0,02	Estable
11	7,00	7,00	188,90	si	6,98	7,00	-11,85	-139,84	0,00	188,87	3,30	0,02	Estable
10	6,36	6,36	171,73	si	6,34	6,36	-14,24	-128,19	0,00	171,70	3,00	0,02	Estable
9	5,72	5,72	154,56	si	5,72	4,72	-14,72	-116,54	0,00	154,53	2,70	0,02	Estable
8	5,09	5,09	137,38	si	5,09	4,09	-15,31	-104,88	0,00	137,36	2,40	0,02	Estable
7	4,45	4,45	120,21	si	4,45	3,45	-16,06	-93,23	0,00	120,19	2,10	0,02	Estable
6	3,82	3,82	103,04	si	3,82	2,82	-17,07	-81,58	0,00	103,02	1,80	0,02	Estable
5	3,18	3,18	85,86	si	3,18	2,18	-18,60	-69,92	0,00	85,85	1,50	0,02	Estable
4	2,54	2,54	68,69	si	2,54	1,54	-21,25	-58,27	0,00	68,68	1,20	0,02	Estable
3	1,91	1,91	51,52	si	1,91	0,91	-27,42	-46,61	0,00	51,51	0,90	0,02	Estable
2	1,27	1,27	34,35	no	1,27	0,27	-61,71	-34,96	0,00	34,34	0,60	0,02	Estable
1	0,64	0,64	17,17	no	0,64	0,10	-84,90	-23,31	0,00	17,17	0,30	0,02	Estable

Falla en el Talud 8, Bloque 1 provocada por la familia 1 (79/172)

CARACTERISTICAS DEL TALUD	
Δx (Ancho del Bloque en metros)	1
H (Altura del Talud en metros)	10
Ψ_f (Inclinación Cara del Talud Grados)	87
Ψ_d (Inclinación Fallas Laterales Grados)	79
Ψ_s (Inclinación Cresta del Talud Grados)	3
W_n (Peso Unitario de la Roca KN/m ³)	27
Φ (Angulo de Fricción en Grados)	31,15
Angulo de Escalón	20
Ψ_p (Inclinación Base del Bloque Grados)	11
Ψ_b (Angulo Base del Bloque Grados)	31
a_1	4,01
a_2	0,141
b	0,364
n (Número de Bloques)	19
$Cot(\Phi)$	2,747
Volumen m3/m	128,31

HOJA DE CALCULO PARA LA FALLA POR VOLCAMIENTO													
n	Y_n	$Y_n/\Delta x$	Wn	$Yn/\Delta x > Cot(\Phi)$	M_n	L_n	$P_{n-1,v}$	$P_{n-1,s}$	P_n	R_n	S_n	S_n/R_n	Modo
19	2,87	2,87	77,44	si	2,73	2,87	0,00	0,00	0,00	76,02	14,78	0,19	Estable
18	3,37	3,37	91,06	si	3,23	3,37	0,00	42,26	42,26	114,94	59,64	0,52	Deslizamiento
17	3,88	3,88	104,69	si	3,74	3,88	30,88	91,96	91,96	132,80	69,67	0,52	Deslizamiento
16	4,38	4,38	118,31	si	4,24	4,38	74,36	149,10	149,10	150,67	79,71	0,53	Deslizamiento
15	4,89	4,89	131,93	si	4,75	4,89	125,70	213,66	213,66	168,53	89,74	0,53	Deslizamiento
14	5,39	5,39	145,55	si	5,25	5,39	184,77	285,66	285,66	186,40	99,77	0,54	Deslizamiento
13	5,90	5,90	159,17	si	5,75	5,90	251,50	365,10	365,10	204,26	109,81	0,54	Deslizamiento
12	6,40	6,40	172,80	si	6,26	6,40	325,83	451,97	451,97	222,13	119,84	0,54	Deslizamiento
11	6,90	6,90	186,42	si	6,76	6,90	407,73	546,27	546,27	239,99	129,87	0,54	Deslizamiento
10	7,41	7,41	200,04	si	7,27	3,40	1083,99	648,01	1083,99	521,38	575,89	1,10	Volcamiento
9	7,91	7,91	213,66	si	7,91	3,90	2044,62	1193,17	2044,62	790,36	1001,39	1,27	Volcamiento
8	8,42	8,42	227,28	si	8,42	4,41	3641,06	2161,22	3641,06	1188,04	1639,81	1,38	Volcamiento
7	8,92	8,92	240,90	si	8,92	4,91	6183,92	3765,09	6183,92	1773,46	2588,83	1,46	Volcamiento
6	9,43	9,43	254,53	si	9,43	5,42	10092,36	6315,39	10092,36	2612,23	3957,01	1,51	Volcamiento
5	9,93	9,93	268,15	si	9,93	5,92	15919,54	10231,27	15919,54	3785,34	5878,35	1,55	Volcamiento
4	10,44	10,44	281,77	si	10,44	6,43	24381,58	16065,88	24381,58	5391,30	8515,81	1,58	Volcamiento
3	10,94	10,94	295,39	si	10,94	6,93	36390,21	24535,36	36390,21	7548,33	12064,99	1,60	Volcamiento
2	7,29	7,29	196,93	si	7,29	3,28	42562,35	36551,42	42562,35	3923,93	6209,72	1,58	Volcamiento
1	3,65	3,65	98,46	si	3,65	-0,36	-355734,66	42669,82	42669,82	161,61	126,26	0,78	Deslizamiento

°Falla en el Talud 8, Bloque 2 provocada por la familia 1 (79/172)

CARACTERISTICAS DEL TALUD	
Δx (Ancho del Bloque en metros)	2
H (Altura del Talud en metros)	10
Ψ_f (Inclinación Cara del Talud Grados)	43
Ψ_d (Inclinación Fallas Laterales Grados)	79
Ψ_s (Inclinación Cresta del Talud Grados)	3
W_n (Peso Unitario de la Roca KN/m ³)	27
Φ (Angulo de Fricción en Grados)	31,15
Angulo de Escalón	5
Ψ_p (Inclinación Base del Bloque Grados)	11
Ψ_b (Angulo Base del Bloque Grados)	16
a_1	1,25
a_2	0,281
b	0,315
n (Número de Bloques)	18
Cot(Φ)	11,430
Volumen m3/m	117,9

HOJA DE CALCULO PARA LA FALLA POR VOLCAMIENTO													
n	Y_n	$Y_n/\Delta x$	W_n	$Y_n/\Delta x > Cot(\Phi)$	M_n	L_n	$P_{n-1,v}$	$P_{n-1,s}$	P_n	R_n	S_n	S_n/R_n	Modo
18	0,10	#DIV/0!	5,40	no	-0,18	0,10	-52,49	0,00	0,00	5,30	1,03	0,19	Estable
17	0,58	0,29	31,48	no	0,30	0,58	-50,00	2,95	2,95	32,69	8,95	0,27	Deslizamiento
16	1,18	0,59	63,67	no	0,90	1,18	-46,93	17,18	17,18	71,11	26,38	0,37	Deslizamiento
15	1,78	0,89	95,86	no	1,49	1,78	-43,39	37,70	37,70	106,49	38,80	0,36	Deslizamiento
14	2,37	1,19	128,04	no	2,09	2,37	-34,41	69,50	69,50	144,91	56,23	0,39	Deslizamiento
13	2,97	1,48	160,23	no	2,69	2,97	-18,95	107,57	107,57	180,30	68,65	0,38	Deslizamiento
12	3,56	1,78	192,42	si	3,28	3,56	5,79	156,94	156,94	218,72	86,08	0,39	Deslizamiento
11	4,16	2,08	224,60	si	3,88	4,16	37,46	212,59	212,59	254,11	98,50	0,39	Deslizamiento
10	4,76	2,38	256,79	si	4,47	3,51	107,52	279,52	279,52	292,53	115,93	0,40	Deslizamiento
9	5,35	2,68	288,97	si	5,35	4,10	181,52	352,73	352,73	327,91	128,35	0,39	Deslizamiento
8	5,95	2,97	321,16	si	5,95	4,70	253,63	437,23	437,23	366,33	145,78	0,40	Deslizamiento
7	6,54	3,27	353,35	si	6,54	5,29	331,60	528,00	528,00	401,72	158,20	0,39	Deslizamiento
6	5,61	2,80	302,87	si	5,61	4,36	410,30	630,06	630,06	358,99	159,85	0,45	Deslizamiento
5	4,67	2,34	252,39	si	4,67	3,42	494,82	693,29	693,29	285,97	111,39	0,39	Deslizamiento
4	3,74	1,87	201,91	si	3,74	2,49	589,73	767,81	767,81	243,24	113,04	0,46	Deslizamiento
3	2,80	1,40	151,43	no	2,80	1,55	641,96	803,48	803,48	170,22	64,57	0,38	Deslizamiento
2	1,87	0,93	100,96	no	1,87	0,62	687,61	850,45	850,45	127,49	66,23	0,52	Deslizamiento
1	0,93	0,47	50,48	no	0,93	-0,31	842,23	858,58	858,58	54,46	17,76	0,33	Deslizamiento

Falla en el Talud 10, Bloque 2 provocada por la familia 1 (79/172)

CARACTERISTICAS DEL TALUD	
Δx (Ancho del Bloque en metros)	1
H (Altura del Talud en metros)	10
Ψ_f (Inclinación Cara del Talud Grados)	60
Ψ_d (Inclinación Fallas Laterales Grados)	79
Ψ_s (Inclinación Cresta del Talud Grados)	0
W_n (Peso Unitario de la Roca KN/m^3)	27
Φ (Angulo de Fricción en Grados)	31,15
Angulo de Escalón	20
Ψ_p (Inclinación Base del Bloque Grados)	11
Ψ_b (Angulo Base del Bloque Grados)	31
a_1	1,15
a_2	0,6009
b	0,364
n (Número de Bloques)	20
$Cot(\Phi)$	2,747
Volumen m^3/m	104,63

HOJA DE CALCULO PARA LA FALLA POR VOLCAMIENTO													
n	Y_n	$Y_n/\Delta x$	W_n	$Y_n/\Delta x > Cot(\Phi)$	M_n	L_n	$P_{n-1,v}$	$P_{n-1,s}$	P_n	R_n	S_n	S_n/R_n	Modo
20	3,63	3,63	97,88	si	3,43	3,63	0,00	0,00	0,00	96,08	18,68	0,19	Estable
19	4,18	4,18	112,96	si	3,99	4,18	0,00	53,42	53,42	143,17	74,97	0,52	Deslizamiento
18	4,74	4,74	128,03	si	4,55	4,74	43,38	115,06	115,06	162,94	86,08	0,53	Deslizamiento
17	5,30	5,30	143,11	si	5,11	5,30	98,12	184,94	184,94	182,71	97,18	0,53	Deslizamiento
16	5,86	5,86	158,18	si	5,66	5,86	161,56	263,04	263,04	202,48	108,28	0,53	Deslizamiento
15	6,42	6,42	173,26	si	6,22	6,42	233,57	349,37	349,37	222,25	119,39	0,54	Deslizamiento
14	6,98	6,98	188,33	si	6,78	6,98	314,07	443,92	443,92	242,03	130,49	0,54	Deslizamiento
13	7,53	7,53	203,41	si	7,34	7,53	403,01	546,71	546,71	261,80	141,60	0,54	Deslizamiento
12	8,09	8,09	218,48	si	7,90	8,09	500,33	657,72	657,72	281,57	152,70	0,54	Deslizamiento
11	8,65	8,65	233,56	si	8,46	8,65	606,01	776,95	776,95	301,34	163,80	0,54	Deslizamiento
10	7,86	7,86	212,33	si	7,67	6,71	825,85	904,42	904,42	285,47	167,98	0,59	Deslizamiento
9	7,08	7,08	191,09	si	7,08	5,93	993,67	1020,30	1020,30	257,62	152,34	0,59	Deslizamiento
8	6,29	6,29	169,86	si	6,29	5,14	1132,26	1124,59	1132,26	234,42	144,38	0,62	Volcamiento
7	5,50	5,50	148,63	si	5,50	4,35	1275,40	1224,97	1275,40	232,41	171,49	0,74	Volcamiento
6	4,72	4,72	127,40	si	4,72	3,57	1469,09	1356,51	1469,09	242,13	218,00	0,90	Volcamiento
5	3,93	3,93	106,16	si	3,93	2,78	1753,01	1538,62	1753,01	275,82	304,18	1,10	Volcamiento
4	3,15	3,15	84,93	si	3,15	2,00	2224,56	1810,95	2224,56	368,39	487,75	1,32	Volcamiento
3	2,36	2,36	63,70	si	2,36	1,21	3215,22	2270,91	3215,22	661,32	1002,82	1,52	Volcamiento
2	1,57	1,57	42,47	no	1,57	0,42	4257,36	3249,99	4257,36	671,58	1050,24	1,56	Volcamiento
1	0,79	0,79	21,23	no	0,79	-0,10	-7658,78	4280,54	4280,54	34,85	27,23	0,78	Deslizamiento