



UNIVERSIDAD DE HOLGUÍN  
SEDE: "OSCAR LUCERO MOYA"  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES

TRABAJO DE DIPLOMA

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA PRESA DE RELAVE MINERO  
YAGRUMAJE

JENNIFER PUPO BENÍTEZ

HOLGUÍN

2016



UNIVERSIDAD DE HOLGUÍN  
SEDE: "OSCAR LUCERO MOYA"  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES

TRABAJO DE DIPLOMA

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA PRESA DE RELAVE MINERO  
YAGRUMAJE

AUTOR: JENNIFER PUPO BENÍTEZ

TUTOR: Ing. YANET VÁZQUEZ BALLESTER

Ing. YONELL LEYVA ALMAGUER

HOLGUÍN

2016

## **PENSAMIENTO**

“Lo fundamental es que seamos capaces de hacer cada día algo que perfeccione lo que hicimos el día anterior (...)”

Ernesto Che Guevara

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo de diploma a aquel que me dio las fuerzas para superar los obstáculos presentados en la vida, al que escucho mis oraciones a diario y cumplió para mí lo que sabía que era mejor, al único y todopoderoso Dios.

## **AGRADECIMIENTO**

- Agradezco primeramente a dios quién me dio las fuerzas necesarias para seguir adelante cuando todo parecía imposible.
- A mi madre, mi padre y mi hermano que, a pesar de estar lejos, me han brindado todo su amor y su apoyo, alentándome en todo momento durante los cinco años de la carrera a que siga adelante y cumpla mis metas.
- A mi tío por comportarse como un padre y brindarme su apoyo, comprensión y amor, a mi tía por estar ahí siempre que la necesité y a mi abuela por ayudarme en todas las esferas de la vida.
- A mis amigos por su compañía y ayuda en los buenos y malos momentos en especial a Liana y Osmany.
- A mis tutores por brindarme su ayuda y atención en todo el transcurso de la elaboración de la tesis.
- A todos los profesores y demás personas que de una forma u otra hicieron posible mi formación profesional y que esta tesis se desarrollara con la calidad requerida.

## **RESUMEN**

El propósito de este trabajo es determinar mediante un análisis de estabilidad, el factor de seguridad que presentarán los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje perteneciente a la empresa Comandante Ernesto Che Guevara del municipio Moa, para lograr un diseño y construcción de obra que garanticen el correcto funcionamiento de esta estructura. Para dar cumplimiento al objetivo de la investigación se elaboró el marco teórico referencial de la investigación donde aparecen recogidos los elementos fundamentales que permiten adentrarse en el estudio del tema. Se realizó un diagnóstico del estado actual de la presa de relave minero Yagrumaje, se precisaron las principales informaciones y datos de la misma, y a partir de ellos se llevó a cabo el análisis de estabilidad de los taludes. Para el desarrollo del trabajo se aplicaron métodos teóricos y empíricos que contribuyeron con el cumplimiento del objetivo propuesto. Se obtuvo como resultado los factores de seguridad de todas las fases de la presa, comprobando así su nivel de seguridad.

## **ABSTRACT**

The purpose of this investigation is to determine by a stability analysis the security factor that will show the slopes from the tailing dam Yagrumaje that belongs to Comandante Ernesto Che Guevara from Moa, to achieve a design that guarantee the right functioning of this structure. To fulfil the main objective of the investigation it was elaborated the referential theoretician frame of the investigation where the main elements that allows to penetrate in the theme study are shown. It was realized a diagnostic of the actual situation of the tailing dam Yagrumaje, it was précised the main information a data and starting from them was realized a stability analysis of the slopes. For the development of this investigation were applied theoretical and empiric methods. As result were obtained the security factors of all phases of the dam, checking the security level of it.

## ÍNDICE

Denominación	Pág.
<b>CAPITULO – I: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA DE LAS PRESAS DE RELAVE MINERO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.</b>	1
Introducción al capítulo...	1
1.1 Antecedentes que han caracterizado la construcción de presas de relave minero en Cuba y en el municipio de Moa perteneciente a la provincia Holguín.	1
1.2 Presas de relave minero. Su conceptualización y características	2
1.2.1 Estado del arte	3
1.2.2 Identificación de mecanismos de fallas de las presas de relave minero	4
1.2.3 Métodos fundamentales de construcción de presas de relave minero	9
1.2.3.1 Método “Aguas Arriba”	9
1.2.3.2 Método “Aguas Abajo”	10
1.2.3.3 Método de la línea del centro	12
1.3 Análisis de la estabilidad de los taludes en las presas de relave minero	13
1.3.1 Métodos de cálculos para determinar la estabilidad de los taludes en las presas de relave minero	16
1.3.2 Modelos constitutivos de materiales	21
1.4 Diagnóstico del estado actual de la presa de relave minero Yagrumaje	23
Conclusiones del capítulo. ....	24
<b>CAPITULO – II: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA DE RELAVE MINERO YAGRUMAJE DEL MUNICIPIO DE MOA CON EL SOFTWARE GEOSTUDIO 2007 .....</b>	25
Introducción al capítulo. ....	25

2.1 Características de los materiales que componen la presa de cola Yagrumaje.....	25
2.2 Geometría de los taludes que componen la presa.....	31
2.3 Análisis de estabilidad de taludes de la presa Yagrumaje con el empleo del Software Geostudio Geoslope 2007.....	32
2.3.1 Introducción de los datos al software Geostudio Geoslope 2007 y análisis de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje en la Fase 1.....	32
2.3.1.1 Análisis de infiltración SEEP/W Analysis (Steady-State)	40
2.3.1.2 Análisis estático considerando infiltración	44
2.3.1.3 Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración	48
2.3.2 Análisis de la estabilidad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje sin infiltración en la Fase 7	50
2.3.2.1 Análisis de infiltración SEEP/W Analysis (Steady-State) en la Fase 7	51
2.3.2.2 Análisis estático considerando infiltración en la Fase 7	52
2.3.2.3 Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración	52
2.4 Resumen y comentarios de las modelaciones en las 7 Fases.....	54
Conclusiones del capítulo.....	55
CONCLUSIONES GENERALES. ....	56
RECOMENDACIONES. ....	57
BIBLIOGRAFÍA. ....	58
ANEXOS. ....	60

## INTRODUCCIÓN

La historia de la construcción de las presas se remonta hasta las primeras civilizaciones del Medio y del Lejano Oriente. Innumerables pequeñas presas, estructuras de rellenos simples, se construyeron para la irrigación, por ejemplo en China, Japón, India y Sri Lanka. Algunas de estas primeras presas existen todavía. Se considera que la presa conocida más antigua, realmente importante, es la construida en Sadd-el-Kafara, Egipto, aproximadamente en 2600 AC, la cual tenía una altura total de 14 metros. Consistía en una zona central rellena con material suelto, rodeada por espaldones de roca y con parapetos protegidos por mampostería ordinaria.

A raíz del desarrollo de la actividad minera se hizo necesario llevar a cabo la construcción de presas de relave, las cuales tienen como objetivo, almacenar los residuos sólidos del proceso minero-metalúrgico. Este tipo de obras producidas por la industria minera es mucho más reciente, surgiendo como una necesidad a mediados del siglo XX. En los últimos 50 años, con el desarrollo del movimiento de tierra, han avanzado rápidamente las técnicas de diseño y construcción de estas obras.

El almacenamiento de colas constituye una de las principales tareas de los procesos minero metalúrgicos del siglo XX. En la mayoría de los casos los diques de colas se han convertido en parte esencial de la actividad minera. Su diseño y construcción ha evolucionado, desde una construcción rudimentaria a los actuales estándares de alta ingeniería, en la que se emplea la ingeniería geológica y campos asociados.

Los depósitos de relaves han ido creciendo en tamaño en las últimas décadas debido a explotaciones mineras de mayores dimensiones y mayores tasas de operación, a la necesidad de concentrar la disposición en pocos lugares de manera de reducir el área afectada y el impacto ambiental, entre otros factores. Esto ha llevado paulatinamente al diseño de depósitos de gran altura y capacidad, donde alturas de muros sobre 150 metros son hoy comunes, teniendo en cuenta que la estabilidad de estas obras es uno de los elementos claves en el diseño, pues no pueden presentar fallas debido al altísimo impacto ambiental y a la seguridad de la población.

Las presas son generalmente estructuras peligrosas en la ingeniería, más aún las presas de colas. La falla de una presa, puede causar gran pérdida de vidas y de

propiedades, cuyo valor puede ser mucho mayor que el de la presa en sí. Las causas de fallas de una presa de colas son de gran valor para los trabajos ingenieros, si ésta se investiga y analiza objetivamente. Es por ello que la prevención de estas tiene un enorme interés desde el punto de vista de la protección del medio ambiente, además de evitar otras consecuencias adversas que tienen estos incidentes (muertes, pérdidas económicas, pérdida de puestos de trabajo, etc.).

El vertido de residuos mineros al medio ambiente por rotura de una presa tiene frecuentemente consecuencias ambientales catastróficas. Esto se debe fundamentalmente a que la fracción sólida posee una elevada superficie específica (superficie por unidad de peso). Esta propiedad determina, en primer lugar, que la mezcla sólidos-agua (lodo) se comporte como un fluido viscoso, permitiendo que el volumen vertido se esparza sobre grandes superficies. Esto hace que, ocurrida la rotura de la presa, una gran masa de residuos, frecuentemente con sulfuros, se ponga en contacto con el oxígeno de la atmósfera. El ácido producido provoca la disminución del pH del medio, con lo que se favorece la disolución de los metales contenidos en los residuos. Esos pueden entonces movilizarse e incorporarse al suelo, a las aguas superficiales o subterráneas, contaminándolos de tal forma que su recuperación resulte inviable.

Una de las fallas más importantes ocurridas en las presas de relave es el deslizamiento de los taludes por lo que es realmente importante realizar un correcto análisis de estabilidad para obtener así un adecuado factor de seguridad que garantice el correcto funcionamiento de dicha estructura. Frecuentemente, las fallas de presas de relaves se han manifestado como una inestabilidad o deslizamiento del talud exterior. Las características de estos deslizamientos son muy variadas. Por ejemplo, uno de los depósitos de relaves de la mina de platino de Bafokeng (Sudáfrica), tuvo un primer deslizamiento en 1973. Se inició con una superficie de deslizamiento típicamente circular, que afectó a un talud relativamente bajo (16 m) y de poca pendiente ( $24^{\circ}$ ), fallando el material netamente por corte. El material derramado, unos  $40000 \text{ m}^3$ , fluyó hasta 40 metros del pie del talud y se detuvo con una pendiente de equilibrio de  $4^{\circ}$  (Figura 1). No se conocen cuáles fueron las causas de la falla. El ancho del deslizamiento (160 m), el relativamente pequeño volumen de relaves vertido y la corta

distancia recorrida por el material, determinaron que las consecuencias de este accidente fueran mínimas. Sin embargo, poco menos de un año más tarde, en otro sitio de la misma presa, ocurriría una rotura que podría considerarse una de las mayores catástrofes en la historia de los almacenamientos de residuos mineros.

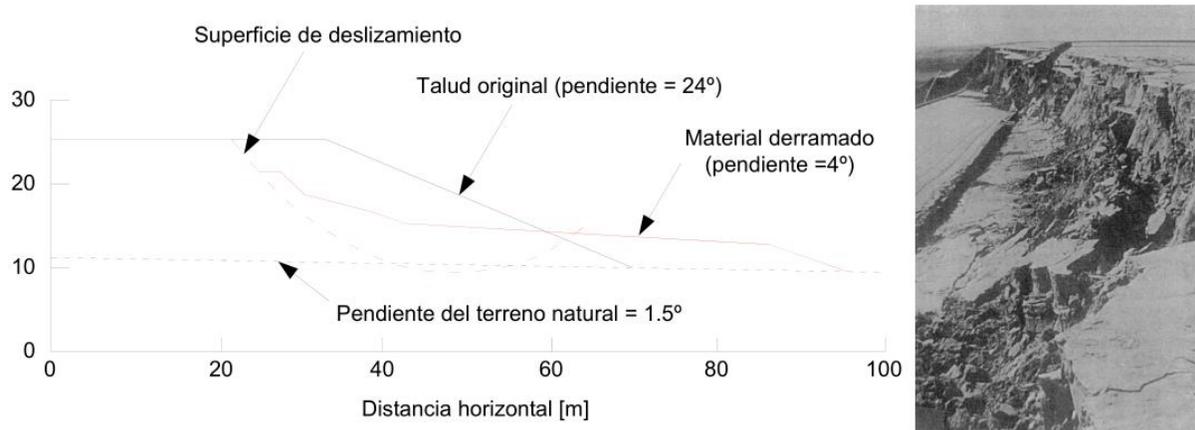


FIGURA 1.1. Primer deslizamiento de la presa de relaves de Bafokeng, Sudáfrica, 1973 (adaptado de Blight, 1997)

Los primeros residuos mineros en Cuba datan de la época colonial (1530-1544). Las primeras escombreras se construyeron en la mina el Cobre, provincia de Santiago de Cuba. Las escombreras resultado de la explotación de los yacimientos lateríticos de Ni y Co, se inician en 1942 en el municipio de Mayarí y a partir de 1963 en el municipio de Moa.

Los suelos del municipio de Moa forman parte de una de las mayores riquezas naturales que cuenta nuestro país. Debido a los altos niveles de minerales que se concentran en esta zona es considerado el más abundante de su tipo en la nación. La explotación de la laterita trae consigo la generación de un número de desechos o residuos mineros con un alto contenido de ácidos, los cuales deben ser depositados o manejados de forma correcta con el objetivo de no afectar el medio ambiente. En el caso del municipio de Moa se utilizan métodos de extracción para la obtención de los diferentes minerales, lo que trae consigo que se generen alternativas que brinden la mayor seguridad a los desechos de extracción de estos minerales, un ejemplo de ello es la empresa Comandante Ernesto Che Guevara donde la explotación del mineral desecha un líquido viscoso llamado colas.

Este líquido posee un 30% de sólidos y un 70% de agua que lleva consigo desechos de amoníaco, ácido sulfúrico y otros productos químicos que se utilizan para la obtención del Níquel + Cobalto de ahí la necesidad de concentrar las colas en un lugar seguro y con el mínimo riesgo ambiental. El análisis de estabilidad de estas estructuras de tierra juegan un papel importante en el diseño y explotación de las mismas, debido a que las colas son sedimentos friables que se depositan con el transcurso del tiempo en los taludes de la presa lo que eleva el alto riesgo y vulnerabilidad de estas estructuras ante posibles desplazamientos horizontales y verticales, que traen consigo las fallas o ruptura de los taludes que conforman la presa de relave minero, donde se imponen los análisis de estabilidad de los taludes que garanticen la seguridad operacional de estas estructuras de tierra.

Las operaciones en la Empresa Comandante Ernesto Che Guevara del municipio de Moa comenzaron a mediados de la década de 1980 y comprenden la minería de níquel y cobalto contenidos en el lecho de roca de laterita y serpentinita para producir un concentrado de níquel y cobalto a través de tres etapas: lixiviación ácida, intercambio iónico y extracción solvente. Las dos principales corrientes de desechos del proceso incluyen residuales de lixiviación (colas), hidróxidos metálicos y agua residual del proceso de recuperación de cobalto. Estas corrientes de desechos se depositan en la actual Facilidad de Colas y Aguas Residuales de la empresa Ernesto Che Guevara que está alcanzando su capacidad límite y se encuentra en proceso de cierre, por lo que se hace necesario poner en marcha el diseño y construcción de una nueva presa debido a los grandes yacimientos lateríticos que actualmente se encuentran en explotación.

Por lo antes expuesto, el problema de la presente investigación estriba en: determinar si la propuesta de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje perteneciente a la empresa Comandante Ernesto Che Guevara del municipio Moa, es estable ante condiciones estáticas.

Este problema se manifiesta en el siguiente objeto de investigación: los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje y se concreta en el siguiente campo de acción: el análisis de estabilidad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje.

Por lo que la presente investigación persigue como objetivo general: analizar la estabilidad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje perteneciente a la empresa Comandante Ernesto Che Guevara del municipio Moa, a partir del empleo del software profesional Geostudio 2007 que permita conocer el factor de seguridad que presentan estas estructuras de tierra bajo condiciones estáticas.

Para cumplir el objetivo general se plantearon los objetivos específicos siguientes:

1. Sistematizar los fundamentos teóricos y metodológicos que sustentan la aplicación de los análisis de estabilidad de taludes en presas de relave minero.
2. Caracterizar empíricamente el estado actual de la aplicación de los análisis de estabilidad de taludes en la presas de relave minero Yagrumaje.
3. Determinar el factor de seguridad que presenta la propuesta de la presa de relaves minero Yagrumaje, ante condiciones estáticas, empleando el software profesional Geostudio 2007.

Para fundamentar el problema planteado se formula la siguiente hipótesis: Si se analiza la estabilidad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje bajo condiciones estáticas con el empleo del software profesional Geostudio 2007, se contará con una perspectiva de los resultados reales que sirvan como base para la validación de esta propuesta.

Preguntas científicas:

1. ¿Qué fundamentos teóricos y metodológicos sustentan la aplicación de los análisis de estabilidad de taludes en presas de relave minero?
2. ¿Cuál es el estado actual de la aplicación de los análisis de estabilidad de taludes en la presas de relave minero Yagrumaje?
3. ¿Cómo determinar el factor de seguridad en la presa de relave minero Yagrumaje, ante condiciones estáticas?

Métodos teóricos:

- El análisis y la síntesis, la inducción y la deducción, y la abstracción y generalización fueron concebidas como procedimientos teóricos de la investigación y se aplicaron a

lo largo de todo el proceso investigativo.

- Análisis histórico-lógico: resultó de utilidad para la determinación de los antecedentes que han caracterizado los análisis de estabilidad de taludes en presas de relave minero.
- Hipotético-deductivo: posibilitó concebir la hipótesis de trabajo y las preguntas científicas que orientaron la lógica de la investigación.
- Sistémico estructural funcional: permitió conformar la estructura de la tesis
- Modelación: facilitó la modelación de los análisis de estabilidad de taludes en presas de relave minero.

Métodos empíricos:

- Análisis documental: resultó de valor para consultar la información contenida en los documentos de la empresa ENIA (Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas) en torno a la aplicación de los análisis de estabilidad de taludes en presas de relave minero.
- Entrevistas: permitió obtener información de interés para la caracterización del objeto y campo de la investigación

El aporte de la investigación radica en el análisis de estabilidad de taludes de la presa de relave minero Yagrumaje del municipio de Moa, perteneciente a la empresa Comandante Ernesto Che Guevara, con el empleo del software profesional Geoestudio 2007 ante condiciones estáticas.

La novedad de la investigación radica en determinar el factor de seguridad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje con el método de construcción aguas arriba, bajo condiciones estáticas.

La actualidad de la investigación se evidencia en el caso de la nueva presa de relave minero Yagrumaje del municipio Moa, donde se intencionan todos los esfuerzos por lograr su seguridad y evitar que sucedan parte de los problemas más comunes que han presentado los taludes que conforman las presas de relave minero del municipio de Moa. Dando a la necesidad de replantear análisis que permitan a partir de la

correcta aplicación de los estudios ingeniero geológicos y el uso del software profesional Geoestudio 2007 conocer su factor de seguridad bajo condiciones estáticas para su correcto uso y explotación. La cual se revela en el hecho de que la misma responde a una de las líneas de investigación que se desarrolla en el Departamento de Ingeniería Civil de la UHo sobre la Resiliencia físico-espacial de elementos estructurales e hidrotécnicos, recursos naturales y urbanos desde el proceso de formación del profesional.

Estructura del informe de la investigación: El informe de la investigación se estructura en dos capítulos.

Capítulo I: Fundamentación teórica de las presas de relave minero y análisis de estabilidad de taludes.

Capítulo II: El Análisis de estabilidad de taludes en la Presa de Relave Minero Yagrumaje del municipio de Moa, con el empleo del software Geoestudio 2007.

# **CAPITULO – I: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA DE LAS PRESAS DE RELAVE MINERO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

## **Introducción al capítulo**

En este capítulo se plasma todo lo referente a la recopilación de información actualizada de aspectos relacionados con la caracterización y el proceso de estabilidad de taludes en las presas de relave minero.

### **1.1 Antecedentes que han caracterizado la construcción de presas de relave minero en Cuba y en el municipio de Moa perteneciente a la provincia Holguín.**

La práctica de las artes mineralógicas es tan antigua como la civilización humana. Por tal motivo, la primera referencia sobre los minerales lateríticos de las rocas ultra básicas, se tiene de F. Buchanan de la India, reportado en el año 1807, que la definió como "rocas basálticas alteradas", las cuales eran utilizadas desde tiempos lejanos para la fabricación de ladrillos, es decir, como materiales de construcción. Muchos templos de la India y de Siam están contruidos con ellos, por lo que su nombre se derivó del uso del material mencionado, ya que later, significa ladrillo en latín.<sup>1</sup> En el año 1598 se realizó en Cuba el primer reconocimiento geológico de la isla, se extendió hasta la parte oriental y trajo consigo el descubrimiento de diversos minerales. A partir de dichos estudios, interesados nacionales y extranjeros en el tema inician una actividad económica que marca el surgimiento de la minería en Moa.

No fue sólo hasta los años cuarenta el aprovechamiento del níquel como materia prima, cuando un grupo de investigadores de la compañía norteamericana Pardners Mines Corp. realizó un estudio profundo sobre el níquel en los yacimientos ferruginosos de Cuba. El resultado operativo de esta etapa fue la exploración en 1939 - 1940, del área de las 30 minas de la cuenca del río Levisa. El desarrollo tecnológico hizo nuevamente que se despertara interés en los depósitos lateríticos, iniciando por la Pardners Mines Corp. su explotación en la zona de Nicaro, pero esta vez observando a las lateritas cubanas como una mina de níquel. La prospección resultó ser de unos

---

<sup>1</sup> EcuRed, consultada el 11/5/2016

10 millones de toneladas de níquel en las inmediaciones de la Bahía de Moa, pero ellos encontraron depósitos mayores y más accesibles en Nicaro, donde la existencia de unos 30 millones de toneladas, promediando 1,46 % de níquel, fue establecida en esta zona. En cambio Moa, por sus características especiales, las cuales no escaparon a los ojos de los especialistas de las compañías americanas, fue objeto de muchas consideraciones y estudios, y existe al menos una proposición concreta para que se considerara la instalación de una planta en esta zona, semejante a la construida en Felton, para el procesamiento preliminar de los minerales y su embarque posterior a puertos norteamericanos.

La primera referencia que se tiene de la existencia de yacimientos minerales en la región de Moa, caracterizados por su suelo rojizo portadores de mineral de hierro y cromo fundamentalmente, data del 25 de noviembre de 1492, cuando, en su primer viaje a este Continente, el almirante Cristóbal Colón, llega a lo que es hoy la bahía de Moa, en la provincia de Holguín, en la costa norte de Cuba. Existen en la provincia de Holguín, único territorio productor de níquel en el país, varios depósitos para el almacenamiento en tierra de los desechos industriales (colas) que se generan durante el proceso de fabricación de este mineral. En la zona de Nicaro se encuentran dos de estas presas pertenecientes a la antigua Empresa de níquel Comandante Rene Ramos Latour, en áreas muy cercanas al mar. De igual manera en el municipio de Moa, el 23 de Julio de 1961, ocurre la puesta en funcionamiento de la Empresa de níquel Pedro Sotto Alba la cual posee dos con características similares, además de otra que almacena las colas de la Empresa “Comandante Ernesto Che Guevara” (ECG).

## 1.2 Presas de relave minero. Su conceptualización y características

Relave minero (colas): Los relaves mineros son materiales de desecho provenientes de la planta metalúrgica, con una distribución granulométrica que depende del tipo de proceso de extracción y de las características mineralógicas de la corteza laterítica del macizo rocoso explotado.

Presas de relave minero o presas de colas: depósitos capaces de contener y almacenar lodos de desecho, ya sean estos procedentes de una operación minera o de una industria.

### **1.2.1 Estado del arte**

La historia de la construcción de las presas se remonta en la antigüedad hasta las primeras civilizaciones del Medio Oriente y del Lejano Oriente. Innumerables pequeñas presas, invariables estructuras de rellenos simples, se construyeron para la irrigación, por ejemplo en China, Japón, India y Sri Lanka. Algunas de estas primeras presas existen todavía. Se considera que la presa conocida más antigua realmente importante es la construida en Sadd-el-Kafara, Egipto, aproximadamente en 2600 AC. Consistía en una zona central rellena con material suelto, rodeada por espaldones de roca y con parámetros protegidos por mampostería ordinaria. La altura total de Sadd-el-Kafara era de 14 m. La construcción de presas de colas o residuos producidos por la industria minera es mucho más reciente, surgiendo como una necesidad a mediados del siglo XX.

Los diques han sido muy importantes también en la Mesopotamia tal como lo demuestra el código del Rey Hammurabi (1800 AC) que reza (Smith, 1971): “Si una persona es perezosa para mantener su dique en adecuadas condiciones y no lo hace, luego si su dique se rompe y todos los campos se inundan, esta persona será vendida y el dinero de la venta reemplazara a la cosecha del trigo que ha arruinado”.

En Méjico, existen registros del Dique Purrón de 18 m cuya altura se aumentó en etapas y se utilizó durante más de 2000 años. En Irartu (Armenia), entre 850 y 600 AC, se construyó el dique La Rusa que aún se utiliza hoy en la actualidad. Muchos diques romanos se encuentran en funcionamiento; luego de 1800 años, la altura promedio superaba los 20 m. En España, una estructura de esta dimensión se encuentra aún en uso en Proserpina (suministro de agua en Mérida). La mayoría de los diques más antiguos eran de tierra, aunque algunos eran estructuras de albañilería o una combinación de ambas. Welch, Donal E. (1998).

En el periodo posterior a 1000 DC., se propagó la actividad de construcción de presas, con un crecimiento rápido en la altura de las presas y en la audiencia de sus concepciones. Particularmente notoria fue la construcción de un conjunto de presas de gravedad de mampostería en Irán, y la extraordinaria presa Sultán Mahmud de 31 m en Afganistán. En los años posteriores comenzó en forma más seria la construcción de presas en muchas partes de Europa. La construcción de presas en mampostería en España en el siglo XVI avanzó considerablemente.

Hacia el año 1800, se pensaba que existía una altura máxima para construir los diques. Ingenieros franceses llevaron el límite a los 18 metros y en 1914 a 24 metros. La percolación y los deslizamientos eran problemas comunes de los primeros diques (Milligan, 1991).

Hasta principios de 1900, rara vez se construyeron diques de más de 25 m de altura y en la actualidad se han construido estructuras que exceden los 300 m de altura. Solo en los últimos 50 años, desde el desarrollo del movimiento de tierra, han avanzado rápidamente las técnicas de diseño y construcción de diques.

La construcción de presas de colas es inherente al desarrollo industrial. En la actualidad los problemas ambientales que generan estas obras se han convertido en líneas de investigación de las ciencias de la tierra y el medio ambiente.

El desarrollo vertiginoso de la maquinaria minera capaz de transportar grandes volúmenes de material y de nuevas tecnologías de proceso de los minerales, impulsaron el desarrollo de la minería a cielo abierto. Este tipo de minería se caracteriza por el aprovechamiento de minerales de muy baja ley, esta característica implica la producción de grandes volúmenes de colas, que requieren ser almacenadas de forma que no deterioren el medio ambiente.

### **1.2.2 Identificación de mecanismos de fallas de las presas de relave minero**

El estudio de casos históricos permite identificar cuáles son los posibles mecanismos de falla que pueden afectar a una presa de residuos mineros. De acuerdo al análisis

de la información disponible se puede ver en la figura 1.2, que los principales mecanismos que causan las fallas de las presas de residuos mineros son ocho: <sup>2</sup>

- 1) deslizamiento del talud
- 2) terremoto
- 3) sobrepaso
- 4) problemas de fundación
- 5) tubificación
- 6) falla por problemas en las estructuras auxiliares
- 7) erosión del dique
- 8) subsidencias o colapso del terreno.

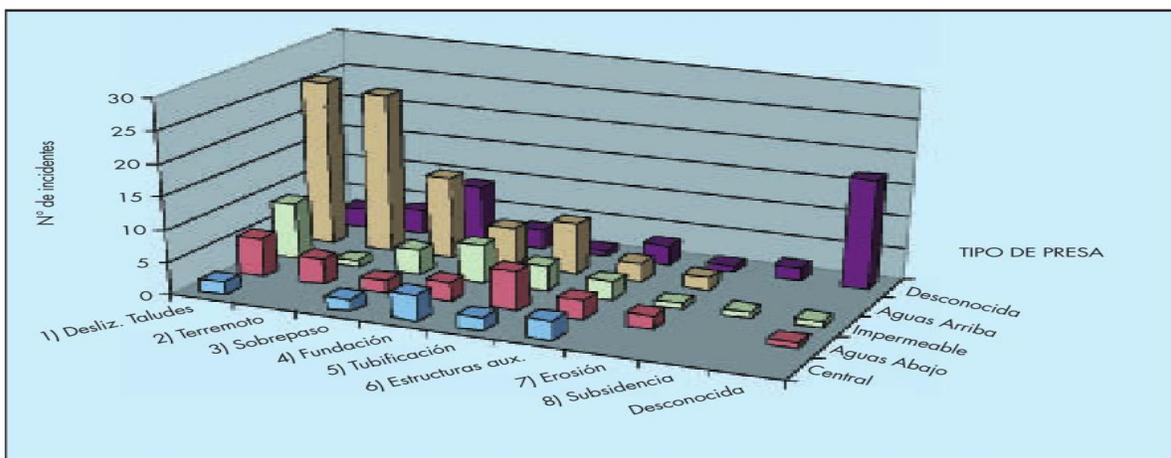


Figura 1.2 Incidentes de las presas de colas, por mecanismos de fallo y su relación con el método constructivo (Oldecop y Rodríguez, 2008).

Estas se han enumerado en orden decreciente del número de casos de presas que han fallado por los mencionados mecanismos de falla y de las que se tiene conocimiento a nivel mundial en función de la literatura científica.

<sup>2</sup> LUCIANO OLDECOP y ROBERTO RODRÍGUEZ. Mecanismos de fallas de las presas de relave minero.

## Deslizamiento del talud

De acuerdo al análisis de 251 casos de accidentes de presas de residuos mineros ocurridos en todo el mundo, se identifica el deslizamiento del talud de la presa o de toda la presa sobre su fundación, como la causa más frecuente de rotura.

Los eventos que determinan el inicio del deslizamiento pueden ser de diferente naturaleza. En particular, para las presas de residuos mineros, tres situaciones típicas son las que comúnmente desencadenan un deslizamiento de talud:

- Elevación de la superficie freática y su aproximación al talud
- Desarrollo de presiones de poro durante trabajos de recrecimiento (ritmo de recrecimiento excesivo que no permite la disipación de presiones de poro), durante la instalación de la cobertura o por tránsito de maquinaria pesada
- Licuación de las zonas saturadas del depósito debido a una acción sísmica. Situaciones peligrosas también pueden generarse por una operación deficiente u otros factores, como por ejemplo, el congelamiento de las capas superficiales que impide el drenaje y provoca el aumento de las presiones de poro.

La posición de la superficie freática juega un papel fundamental como factor desencadenante de muchos deslizamientos de taludes. La aproximación de la superficie freática al talud puede ocurrir por:

- Elevación del nivel de agua en la laguna de decantación debido a aportes de agua de crecidas o lluvias persistentes o por obstrucción de tuberías de evacuación
- Por infiltración de agua de lluvia
- Por operación inadecuada de la presa (mal manejo del vertido), provocando que la laguna de decantación se aproxime a la presa
- Presencia de mantos de material fino que provoquen la ocurrencia de niveles freáticos colgados. En casos extremos el nivel freático puede aflorar por la superficie del talud.

En la mayoría de las presas de residuos mineros, el manejo del agua dentro del depósito es un factor determinante del nivel de seguridad con que se opera. La técnica más habitual para el control del agua freática es hacer que la permeabilidad de los residuos mineros aumente desde el centro del depósito hacia los bordes (Figura 1.3).

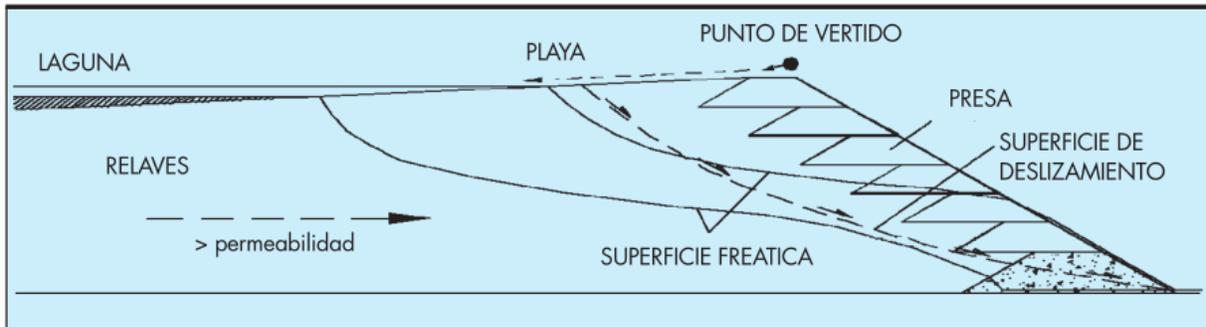


Figura 1.3. Inestabilidad del talud de una presa de residuos por aproximación del nivel freático, debido a la elevación del nivel de agua en la laguna de decantación

## Terremotos

Los fallos por terremotos en las presas de relaves tienen los componentes siguientes a analizar:

- El efecto de las fuerzas sísmicas en un medio con un humedad natural
- El efecto de las fuerzas sísmicas en un medio saturado. Licuación.
- La disminución de la resistencia del material y el efecto del agua en el ante el sismo.

Si se examinan las fallas de presas de relaves causadas por terremotos, se descubre que en muchos casos, el manejo hidráulico de esos depósitos jugó un papel determinante en la rotura. En las presas de relaves mineros o de cola donde el agua está presente ocurre el fenómeno de la licuación, En estos casos el agua en el material fluye y sale del mismo, como un líquido viscoso provocando fallos. Los daños provocados por la licuación son catalogados en general como catastrófico, tales como grandes desplazamientos de masas de suelo, avalanchas de material licuado con la consistencia de lodo y hundimiento de estructuras fundadas sobre el material licuado.

## Sobrepaso

El vertimiento inadecuado de las colas, puede provocar el desplazamiento del espejo de aguas del vaso de la presa hasta trasladarse y hacer contacto con el talud del dique, favoreciendo la pérdida de la resistencia del mismo.

#### Tubificación

Los procesos de tubificación provocan mecanismos de fallas que se inician por afloramiento de agua freática en un talud o por lavado de partículas hacia el exterior o hacia otros materiales más gruesos. La pérdida de material genera un proceso de erosión retrógrada, que va ampliando la vía de agua, y por lo tanto el caudal y la capacidad de provocar más erosión. El proceso acaba por desestabilizar el talud de la presa, provocando la aparición de chimeneas o deslizamientos, y en definitiva la aparición de una brecha.

El aumento de las tensiones de corte sobre los residuos mineros provoca su licuefacción estática y el flujo a través de la brecha.

#### Erosión del dique

Las presas de colas se diseñan para no verter agua al medio ambiente, esta condición provoca la existencia de grandes volúmenes de aguas acompañantes de las colas más las aportadas por las lluvias, el sobrevertido provoca la pérdida de material de los taludes de los diques. Las propiedades de los materiales que componen los diques, las características pluviométricas de la región y la no existencia de una protección de estas áreas, favorece la acción de la erosión superficial de los taludes.

#### Fallas de estructuras auxiliares

La mayor cantidad de incidentes originados en las estructuras auxiliares se deben a fallas en los sistemas de decantación del agua sobrenadante del depósito. Es común que estos sistemas estén formados por una o más chimeneas o torres de decantación en las que el nivel de rebalse se va elevando gradualmente a medida que el depósito crece en altura. Una tubería que corre por el fondo del depósito lleva el agua desde la base de la chimenea hacia el exterior. Es bastante frecuente la falla de estos conductos, lo que deriva en filtraciones de agua desde la tubería hacia los residuos mineros con los consiguientes efectos indeseables de humedecimiento y elevación del

nivel freático; o bien la creación de una vía de escape para los residuos mineros de poca consistencia. Otros incidentes dentro de esta categoría se deben a rotura de tuberías de descarga de residuos mineros hacia el depósito, con el consiguiente vertido y peligro de erosión de la presa; falla de vertederos o de sistemas de by-pass para crecidas por haber sido diseñados con una capacidad inadecuada y problemas con tuberías de drenaje.

#### Subsidencia

Los casos de falla de presas de colas por subsidencia no son frecuentes. Ellos están asociados a la actividad minera subterránea que, por proximidad o por condiciones geológicas favorables, en un cierto momento llegan a afectar a los depósitos de colas en superficie.

### **1.2.3 Métodos fundamentales de construcción de presas de relave minero**

Hay tres métodos comunes de construcción o formas de dirigir los trabajos cuando se emplean materiales de desechos de minas para la elevación de las bermas. Estos son, el método de aguas arriba, el de aguas abajo y el de las líneas del centro. En los tres esquemas es común agregar o combinar otros materiales con los desechos a fin de lograr una estructura más estable, pero ambos deben ser compatibles para evitar diferencias de asentamiento, de compactación y de permeabilidad, lo cual puede tender a hacer variar las condiciones de estabilidad.

La elección o preferencia de uno u otro tipo de métodos de construcción va a depender de la calidad del desecho, si el desecho es inestable el método debe ser el de “aguas abajo”, si el desecho es medianamente estable puede usarse el de “la línea de centro” y cuando el desecho es estable se usa el de “aguas arriba”.

#### **1.2.3.1 Método “Aguas Arriba”**

Los esfuerzos realizados en la actualidad para procesar grandes tonelajes de materiales mineros han dado como resultado que se han incrementado las alturas finales de las presas de desechos, debido en algunos casos a las limitaciones de espacio. Estos incrementos en la altura imponen un mayor cuidado en la colocación y

el diseño de las presas. Debe tenerse en cuenta que la berma se desplaza hacia aguas arriba.

El método consiste en la ejecución de una presa inicial erigida en el pié externo, con descarga de materiales de desechos al área elegida usando los métodos del grifo (spigot) o ciclonado para depositar el material grueso (arenas gruesas) de los desechos cerca de la presa inicial y hacer escurrir las partículas más finas a través del área de ubicación del agua, a fin de efectuar una clasificación del material.

Con este método la línea del centro de las estructuras se mueve progresivamente hacia aguas arriba (a través del centro del área de la presa) a medida que la elevación de la berma progresa, mientras que la pendiente externa del embalse es mantenida por estabilidad natural. Este método se encuentra ilustrado en la figura 1.4.

Cada capa sucesiva de material será soportada al tope por el dique permeable, con la parte de aguas arriba descargando sobre arenas depositadas previamente. Idealmente, la deposición inicial a la nueva área debería ser tal que un depósito de arena se desarrolle rápidamente, el cual se extiende suficientemente lejos, hacia el área de depósito de agua clara para actuar como una base firme para la estructura final.

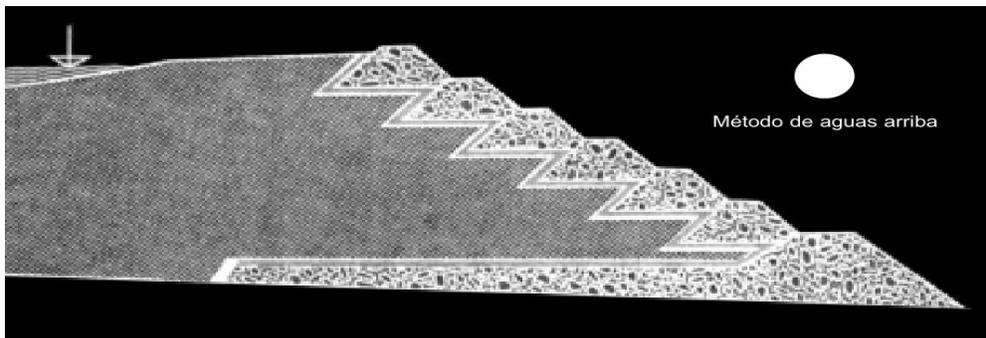


Figura. 1.4. Sección típica del método de construcción aguas arriba

### 1.2.3.2 Método “Aguas Abajo”

Los ejes de las bermas se desplazan hacia aguas abajo a medida que su elevación se incrementa. La presa inicial es construida con materiales impermeables, que consisten usualmente en materiales limosos y arcillosos proveniente de préstamos. Cada etapa

subsiguiente, o berma subsiguiente, es soportada por la de abajo, que se supone que está consolidada y compactada.

El material para erección de la berma, usando tailings (colas), es obtenido normalmente por el método de centrifugado (cycloning), con la fracción fina penetrando al embalse en el sector de aguas claras. Las arenas gruesas son continuamente ubicadas aguas abajo para agrandar el dique externo, que crece en amplitud a medida que la altura va creciendo.

Las líneas freáticas en este tipo de construcción permanecen alejadas por detrás del dique exterior. Se usan varios métodos para obtener la compactación necesaria para lograr una estructura estable. Los agregados gruesos de desecho son mandados por tubería al embalse y distribuidos en finas capas o si no pueden ser arrastradas de una pila de préstamo central, distribuidos y compactados. Si el volumen de los desechos gruesos no es suficiente para la construcción de la presa pueden ser incorporados materiales de préstamos obtenidos fuera de la estructura.

Para minimizar la percolación a través de la presa construida con arenas de desechos, la cara interna es progresivamente sellada con suelos impermeables, o cubierta con arenas muy finas (slimes) provenientes del proceso de ciclonado.

Hay muchas variaciones en el método constructivo de aguas abajo para la deposición de la arena:

- La arena centrifugada es ubicada en capas y compactada mecánicamente. Se pueden obtener taludes suavemente escalonados y tendidos necesitándose un buen sistema de drenaje.
- Usando arenas limpias, bien drenantes, se consiguen taludes de aguas abajo tendidos, cuando se dispone de un buen sistema de drenaje inferior.
- Usando arena ciclonada, depositada entre una presa inicial interna y un pie externo realizado con roca de desechos. Se necesitan drenajes pero no tan exigentes dado que el pie de roca es muy permeable.

La mayor desventaja de todos los métodos de aguas abajo, es la gran cantidad de arenas que se necesitan para elevar la berma o la presa. En los primeros pasos de la construcción puede no ser posible producir en la operación suficientes volúmenes de arenas para construir la berma. En este caso, se necesita una presa inicial más alta o sino utilizar arena de algún préstamo. Ambas situaciones implican gastos adicionales.

Otra desventaja del método es que la cara externa está constantemente cambiando, por lo cual la protección vegetal es imposible de desarrollar. Este factor puede ser importante en cuanto a la duración y estabilidad del talud.

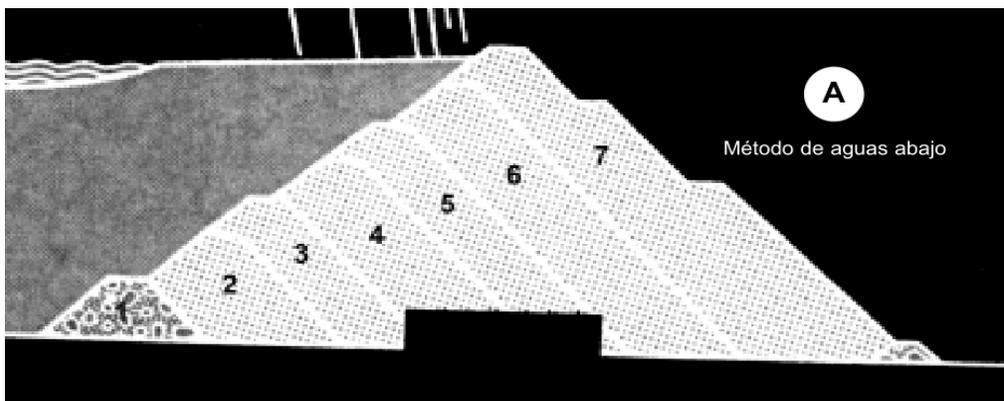


Figura. 1.5. Sección típica del método de construcción aguas abajo

### 1.2.3.3 Método de la línea de centros

Se trata de una variación del método de aguas abajo:

La única diferencia en este caso es que la cresta de la presa o coronamiento, en lugar de desplazarse hacia agua abajo a medida que se levanta la presa, permanecerá en la línea central.

La mayor ventaja de este método es que requiere menos volumen de arenas que en los métodos de aguas arriba o aguas abajo. De esta forma la presa puede ser elevada más rápidamente y hay menos problemas para ubicar al frente los desechos finos en los primeros pasos de las construcciones.

Su desventaja es que tiende a formar taludes inestables interiores. Esto se puede dar si la berma crece demasiado escalonadamente. Sin embargo, aún bajo estas

condiciones, un derrumbe hacia el embalse será poco peligroso o tendrá ordinariamente pocas consecuencias, aunque en casos extremos puede darse que se produzca una apertura total o brecha de la presa, con la consiguiente descarga de efluentes.

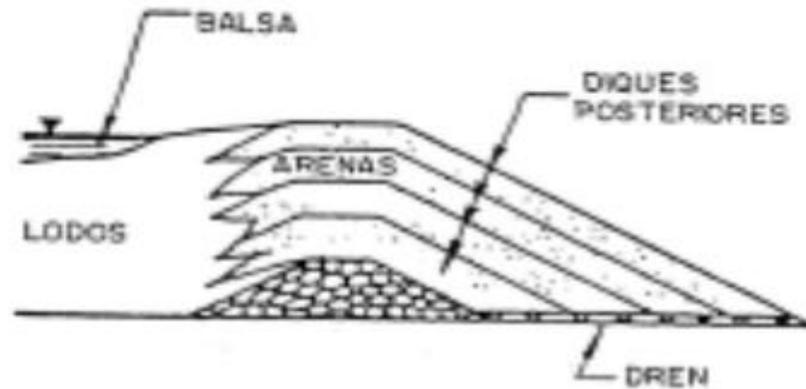


Figura. 1.6. Sección típica del método de construcción de línea centrada

### 1.3 Análisis de la estabilidad de los taludes en las presas de relave minero

La estabilidad de taludes es la teoría que estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la geotecnia. La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene lugar por diversas razones:

- Razones geológicas: laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc.
- Variación del nivel freático: situaciones estacionales, u obras realizadas por el hombre.
- Obras de ingeniería: rellenos o excavaciones tanto de obra civil, como de minería.

Los taludes además serán estables dependiendo de la resistencia del material del que estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presenten.

Los análisis de estabilidad permiten diseñar taludes mediante el cálculo de su factor de seguridad (FS), siendo necesario el conocimiento geológico y geomecánico de los materiales que forman el talud, de los posibles modelos o mecanismos de rotura que pueden tener lugar y de los factores que influyen, condicionan y desencadenan las inestabilidades.

Para un correcto análisis de estabilidad se debe elegir un coeficiente de seguridad adecuado, dependiendo de la finalidad de la excavación y del carácter temporal o definitivo del talud, combinando los aspectos de seguridad, costos de ejecución, consecuencias o riesgos que podrían causar su rotura. Para taludes permanentes el coeficiente de seguridad a adoptar debe ser igual o superior a 1,5 e incluso 2,0 dependiendo de la seguridad exigida y de la confianza que se tenga en los datos geotécnicos que intervienen en los cálculos; para taludes temporales el factor de seguridad está en torno a 1,3; pero en ocasiones pueden adoptarse valores inferiores.

La estabilidad de los taludes de la presa depende de la resistencia a la fricción del material granular que conforma el cuerpo de la misma y del suelo o roca de fundación.<sup>3</sup>

El suelo y la roca fallarán si las tensiones en cualquier plano exceden los valores de las resistencias al corte de los mismos.

La pendiente permisible del talud depende de:

- 1) Resistencia al corte del material granular, del suelo o roca de fundación.
- 2) Peso específico del material.
- 3) Altura de la presa.
- 4) Distribución de la presión del agua.

---

<sup>3</sup>Diques de colas mineras. Calculo, diseño, construcción y operación. Ing. Raúl Alberto ACTIS. Pág. 37

Cuando la presa es construida sobre una fundación resistente o rocosa la pendiente del talud dependerá de la resistencia al corte del material que conforma su cuerpo. Cuando la presa es construida sobre una fundación débil el talud estable dependerá de la resistencia al corte del material de fundación. La granulometría de los desechos mineros con el cual se construye la presa, o sea la proporción de los diferentes tamaños de los granos, incluyendo los ultrafinos o coloidales, influyen notablemente en las relaciones de estabilidad (figura 1.7).

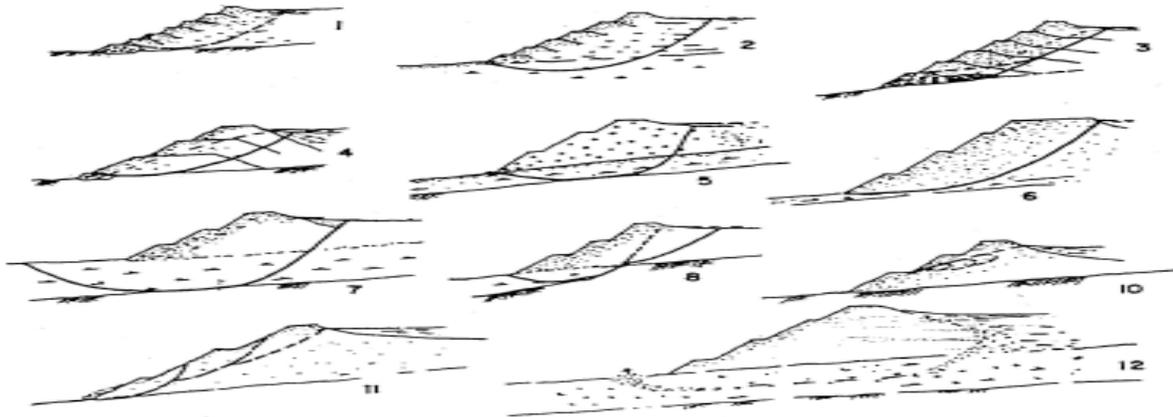


Figura 1.7. Formas de rotura de dique (Manual para diseño de escombreras y presas de residuos mineros. F.J. Ayala y J.M. Rodríguez).

En la mayoría de los casos los procesos de transporte hacen que los materiales sean depositados en la presa y se efectúe una clasificación natural de fracciones de arenas más gruesas, más permeables, a fracciones más finas, formando una playa de arenas. La baja resistencia y baja permeabilidad de las fracciones limosas hace que sean depositadas atrás del área de depósito, bien lejos de la estructura de la presa. La resistencia de la presa inicial es la que controla la estabilidad en los primeros meses de vida de una presa nueva.

Las fracciones finas pueden formar capas que afectan la estabilidad de la presa por muchos años. Estos depósitos de finos pueden ser debidos a un mal manejo de colocación de los materiales. La relación de la deposición de materiales de desecho y la relación de crecimiento en altura de los depósitos son factores muy importantes que afectan el buen trabajo de la presa porque afecta el grado de consolidación de los terraplenes.

Muchas presas pueden alcanzar grandes alturas sin tener una óptima consolidación, pero aun así tienen un buen grado de seguridad, aunque la resistencia puede estar debajo del nivel crítico.

### 1.3.1 Métodos de cálculos para determinar la estabilidad de los taludes en las presas de relave minero

Los métodos de cálculo para analizar la estabilidad de un talud se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- Métodos de cálculo tenso-deformacional.
- Métodos de equilibrio limite.

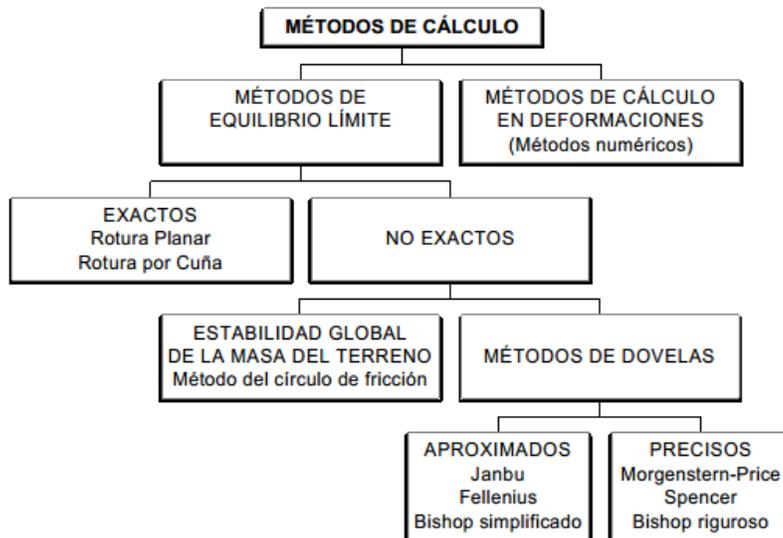


Figura 1.8. Métodos de cálculo

Métodos de cálculo tenso-deformacional.

Consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando el método de los elementos finitos u otros métodos numéricos.

## Métodos de equilibrio límite (MEL)

Se pueden clasificar en dos grupos

- Métodos exactos
- Métodos no exactos

### Métodos exactos

La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas.

### Métodos no exactos

En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

Los MEL son los más utilizados en la práctica para el cálculo de estabilidad de taludes y se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte. Se han desarrollado una gran variedad de métodos, los cuales en su mayoría se basan en dividir la potencial masa de deslizamiento en un cierto número de dovelas o rebanadas. Las fuerzas que actúan sobre cada dovela deben encontrarse en equilibrio, tanto para cada dovela, como para

la totalidad de la masa deslizante. Algunos métodos consideran sólo equilibrio de fuerzas, otros sólo de momento y otros satisfacen ambas fuerzas. Las hipótesis del Método de Equilibrio Límite son:<sup>4</sup>

- El suelo sigue una ley de comportamiento Mohr-Coulomb y la resistencia se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de deslizamiento.
- El Factor de Seguridad (FS) de la componente cohesiva y friccionante del material es igual para todos los suelos involucrados en la superficie de deslizamiento y es el mismo para todas las dovelas.
- Se debe verificar el equilibrio de cada dovela como para toda la masa de suelo potencialmente deslizante.

Los MEL más comunes son:

- Fellenius,
- Bishop Simplificado,
- Janbu Simplificado
- Janbu Generalizado
- Spencer
- Morgenstern-Price
- GLE
- Corps of Engineers
- Lowe-Karafiath

De los métodos indicados, el más preciso es el de Morgenstern-Price

---

<sup>4</sup>Sergio Barrera V. y José Campaña Z. Análisis de estabilidad de presas de relave-Practica chilena.

## Método de Morgenstern y Price

Este método es de aplicación general, y trata de alcanzar tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas. La diferencia fundamental estriba en que la interacción entre rebanadas, viene dada por una función que evalúa esa interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento. Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado.

En los métodos de equilibrio límite la seguridad se mide mediante un coeficiente o factor de seguridad (FS): es el cociente entre la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio. Excepto en los casos en los que la geometría de las posibles superficies de deslizamiento permita el uso de métodos exactos, los métodos empleados son los de las dovelas. Cuando la superficie de rotura no es conocida (caso más frecuente) se calculan los factores de seguridad correspondientes a un cierto número de superficies y se define como factor de seguridad de talud el mínimo obtenido. Esto significa suponer una diferencia mínima entre el real y el mínimo calculado.

El factor de seguridad se define como:

$$FS_S = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad Ec. 1$$

Donde:

$FS_S$  = Factor de seguridad con respecto a la resistencia

$\tau_f$  = Resistencia cortante promedio del suelo

$\tau_d$  = Esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

Los análisis de estabilidad con MEL se usan habitualmente en todas las presas de relave. Para su aplicación se identifica la siguiente información básica:

- Antecedentes del depósito: historia de la mina, población ubicada aguas abajo, cuenca aportante y manejo de las crecidas, capacidad final, altura máxima.
- Caracterización geotécnica de los materiales de construcción y fundación, en particular la degradación de las propiedades debido a cargas cíclicas
- Identificación de solicitaciones: riesgos geológicos, riesgo sísmico, etapas de crecimiento, nivel freático en la presa durante la operación y abandono-fluctuaciones probables.

Con esta información se procede directamente al análisis estático. Si el FS es superior a 1.5, el diseño se considera seguro.

Según la práctica chilena basada en el proceso de análisis de la metodología aplicada en el análisis de estabilidad de los grandes depósitos de relave podemos asumir que:

- En presas de relaves de altura inferior a 40m, es suficiente diseñar con Métodos de Equilibrio Límite, utilizando los algoritmos de Bishop Simplificado, Spencer o Morgenstern-Price.
- En presas de relaves de altura superior a 40m e inferior a 75m, diseñar preliminarmente con métodos de equilibrio límite y verificar deformaciones con método de Makdisi & Seed o Newmark. En el caso de las presas de relaves, el nivel de densificación de las arenas cicloneadas y el control del nivel freático exigido, será aquel que disminuya al mínimo o elimine el riesgo de licuación.
- Para presas de relaves de altura superior a 75m, diseñar preliminarmente con métodos de equilibrio límite y verificar con análisis dinámico formal, con códigos de diferencias finitas o elementos finitos.
- Los FS mínimos recomendados son: FS estático  $\geq 1.5$ ; FS sísmico  $\geq 1.1$ ; FS postsismo  $\approx 1.0$ .

### 1.3.2 Modelos constitutivos de materiales

#### Criterios de rotura

La resistencia de la matriz rocosa isótropa se puede evaluar mediante los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown. La principal diferencia entre ambos es que el primero es un criterio lineal y el segundo no lineal, más adecuado al comportamiento mecánico real de las rocas. A lo largo de las últimas décadas otros criterios de rotura han sido desarrollados por diferentes autores, generalmente con mayor difusión y aplicación.

#### Criterio Mohr-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta, afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre el plano de falla se expresa en la forma.

$$\tau = f(\sigma_u) \quad \text{Ec. 2}$$

El 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 mediante la expresión matemática:

$$\tau = C + \sigma_u \tan \phi \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

$\tau$  y  $\sigma_u$  son las tensiones tangenciales y normal sobre el plano de rotura.

$C$  y  $\phi$  son la cohesión y el ángulo de rozamiento de la matriz rocosa.

El criterio puede expresarse igualmente en función de los esfuerzos principales  $\sigma_t$  y  $\sigma_3$ .

$$\sigma_3 = \frac{2C + \sigma_t [\sin 2\theta + \tan \phi (1 - \cos 2\theta)]}{\sin 2\theta - \tan \phi (1 - \cos 2\theta)} \quad \text{Ec. 4}$$

Permitiendo obtener la resistencia en cualquier plano definido por  $\theta$ . Para el plano crítico de rotura,  $\theta = 45^\circ + \phi/2$  la expresión anterior tomara la forma:

$$\sigma_3 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_1 (1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} \quad \text{Ec. 5}$$

Si se da la condición  $\sigma_3 = 0$ ,  $\sigma_1$  será la resistencia a compresión simple de la roca:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{Ec. 6}$$

El criterio también proporciona el valor de la resistencia a tracción:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad \text{Ec. 7}$$

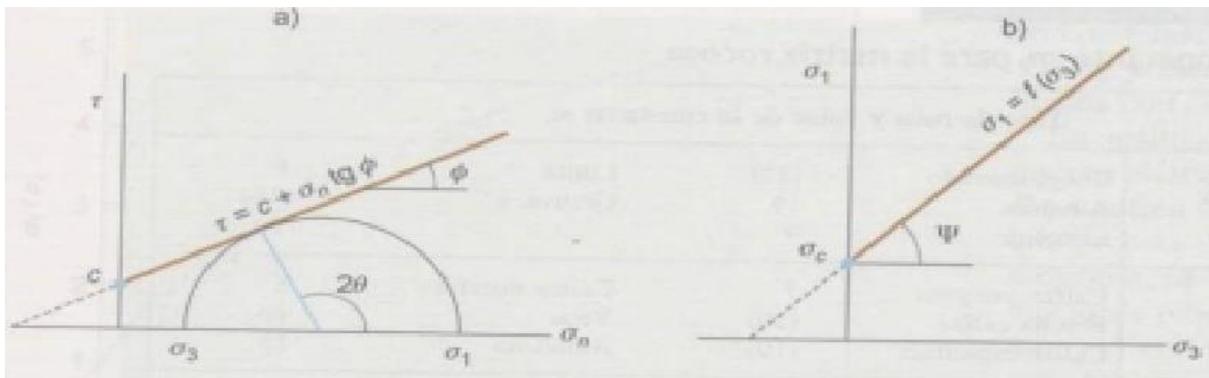


Figura 1.9. Envolventes de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos tangenciales y normales (a) y esfuerzos principales (b). Para estado tensional situado por debajo de las rectas o envolventes no se producirá la rotura. Tomado de [González de Vallejo] página 161

El criterio de **Mohr-Coulomb** implica que tiene lugar una fractura por corte al alcanzarse la resistencia de pico del material. La gran ventaja de este criterio es su sencillez. Sin embargo presenta inconvenientes debido a que:

- Las envolventes de la resistencia en roca no lineales, se ha comprobado experimentalmente que las resistencia de las rocas aumenta menos con el incremento de la presión normal de confinamiento que lo obtenido al considerar una ley lineal, lo que puede implicar errores al considerar los esfuerzos actuantes, sobre todo en zonas de bajos esfuerzos confinantes

- La dirección del plano de la fractura según este criterio no siempre coincide los resultados experimentales.
- El criterio sobrevalora la resistencia a la tracción.

No obstante, si se utiliza este criterio lineal de rotura para evaluar la resistencia de la matriz rocosa, se pueden adoptar las siguientes recomendaciones.

- Suponer que el valor de la cohesión es un valor próximo al 10% de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- Adoptar un valor del ángulo de rozamiento interno según el nivel de tensiones con el que trabaja, tomado de ensayos específicos o de tablas.

#### **1.4 Diagnóstico del estado actual de la presa de relave minero Yagrumaje**

Las instalaciones mineras y de procesamiento metalúrgico de la Empresa Comandante Ernesto Che Guevara (ECG), son operadas por la Unión del Níquel y están ubicadas cerca de Punta Gorda, al Este de la ciudad de Moa, en la región oriental de Cuba. Las tres principales instalaciones de superficie de la ECG incluyen las áreas mineras, las instalaciones metalúrgicas y la Facilidad de Colas y Aguas Residuales (FCAR).

Para depositar las colas del proceso de producción de níquel+cobalto en la fábrica Che Guevara se concibió inicialmente un área ubicada aproximadamente a 1 km al noroeste del sitio de la planta ECG, en la planicie costera del Atlántico y el delta del Río Moa. La contención de las colas está constituida por terraplenes homogéneos contruidos de relleno de laterita, que en la medida del llenado del embalse se construyen sobre la propia cola las próximas fases de relleno.

La situación actual de la FCAR de la ECG es la siguiente:

- La actual facilidad de colas está alcanzando su capacidad límite.
- La actual facilidad de colas está ubicada al lado del océano, sobre basamentos orgánicos, aluviales y marinos débiles, que presenta retos de diseño y operación e incrementa las medidas de estabilización del dique y los costos.
- La actual facilidad de colas está ubicada al lado de la carretera Moa – Baracoa y por tanto es altamente expuesta al público.

- El potencial de generación de polvo en la actual FCAR es alto en el sitio existente.

Por estas razones la ECG tiene el propósito de cerrar la FCAR y poner en marcha la Facilidad de Manejo de Colas de Yagrumaje (FMCY) inmediatamente, al este de las instalaciones metalúrgicas. La FMCY está diseñada para aportar almacenaje adicional de colas para diez años con potencial de incrementar la vida del diseño a 15 años.

Por la complejidad técnica de la obra, Facilidad de Manejo de Colas de Yagrumaje (FMCY), debido a que su construcción está en el cauce de un río y el estado actual del medioambiente en Moa, la administración de la industria contrató a la consultora canadiense Knight Piésold, que después de haber realizado un estudio exhaustivo de factibilidad, el cual incluyó, estudios geotécnicos, topográficos, sísmicos e hidrológicos, ejecutó el Proyecto de Ingeniería de Detalle en el 2010 para la FMCY. Este diseño corresponde a 10 años de almacenaje de colas.

En el transcurso de los años se han estudiado y analizado varias propuestas con el fin de determinar la más factible en cuanto a economía y estabilidad. Especialistas de la ENIA (Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas) proponen como mejor alternativa la construcción de una presa por el método aguas arriba, teniendo en cuenta la calidad del desecho (colas) y el factor de seguridad que se obtenga luego de un profundo análisis de estabilidad de los taludes.

## **CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO**

1. La sistematización de los fundamentos teóricos y metodológicos que sustentan la aplicación de los análisis de estabilidad de taludes en presas de relave minero permitió la conceptualización de teorías fundamentales que sirvieron como base para dar solución a la problemática planteada.
2. La consulta a especialistas y la búsqueda de información bibliográfica permitió la identificación y caracterización del estado actual de los análisis de estabilidad de taludes en la presa de relave minero Yagrumaje.

## **CAPITULO – II: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA DE RELAVE MINERO YAGRUMAJE DEL MUNICIPIO DE MOA CON EL SOFTWARE GEOSTUDIO 2007**

### **Introducción al capítulo**

En el presente capítulo se muestran los resultados de la investigación donde se desarrolla el análisis de estabilidad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje ilustrado por el software Geostudio Geoslope 2007.

#### **2.1 Características de los materiales que componen la presa de cola Yagrumaje.**

La presa de colas Yagrumaje está compuesta por:

Rocoso serpentiniticos

Las serpentinitas se encuentran en Cuba a todo lo largo de la parte norte de la isla, principalmente en la provincia de Holguín. Constituye una reserva de material constructivo muy importante por su cantidad y economía en obras donde en ocasiones es el único material que aparece en el área de construcción. Por esa razón se emprendieron una serie de estudios desde la década del 70 del pasado siglo de los distintos yacimientos serpentiniticos, toda vez que este material pudiera llegar a constituir una fuente importante de extracción para la construcción de las distintas obras hidráulicas, e indudablemente como un elemento importante en la economía de muchas de ellas.

En el año 1980 se publicó un importante artículo en la Revista Ingeniería Civil No. 5 sobre el efecto de la saturación y la granulometría en las propiedades de la serpentinitas donde esclarece el comportamiento en laboratorio de las partículas con el incremento sucesivo de las cargas, pues las roturas de estas pudieran producir excesivos asentamientos.

Se presentan resultados de ensayos triaxiales lentos o drenados a 3 tipos de granulometrías con tamaños máximos de partículas de  $\frac{3}{4}$ " y el cálculo del grado de rotura según la metodología de Marshall debido a la aplicación de cargas que rompen las partículas. Se utilizaron muestras de 4" de diámetros y presiones de cámara de

hasta 5 Kg/cm<sup>2</sup> que permitieron alcanzar valores de  $\sigma_1$  hasta 22 Kg/cm<sup>2</sup>. Se ensayaron un total de 18 muestras secas y 18 saturadas, (6 secas y 6 saturadas) para cada una de las 3 granulometrías escogidas.

En este trabajo se concluyó que la serpentinita sólo es utilizable en terraplenes de presas si presenta contenidos de finos superiores al 5%, pues de otra manera podría presentar elevadas deformaciones producidas por las roturas de las partículas a medida que se aumentan las cargas por peso propio de la presa. El contenido de finos influye poco en el valor de la resistencia a cortante, al menos en la gama estudiada de (0% a 20% de finos) y se mantuvo un valor medio superior a 36°. Así mismo la humedad de compactación tiene poca influencia en el valor de  $\phi$ .

### **Lateritas**

Los suelos residuales producto de la meteorización química de la región de Moa son clasificados como lateritas. Estos son generalmente de color carmelita o rojo, y en cuanto al tamaño de la partícula, varían irregularmente con la profundidad hasta llegar a la roca descompuesta y eventualmente hasta la roca madre. Los suelos residuales también se encuentran en climas templados, pero se desarrollan en menor grado en cuanto a la distribución y espesor se refiere.

Los yacimientos de Ni y Fe en la costa norte de Oriente, tiene su origen en los grandes macizos de harzburgitas y harzburgitas serpentinizadas de la Sierra Cristal, Nipe y Moa. De todos los yacimientos del norte de Oriente, el de Moa es el de mayor por su extensión, caracterizándose por grandes espesores de la corteza laterítica. Es típico de este yacimiento un espesor superior de lateritas ferruginosas de hasta 15 m, seguidos por lateritas níquelíferas de hasta 30 m y a continuación serpentinas níquelíferas y serpentinas duras.

En el yacimiento Moa se define claramente para el proceso de explotación minera dos zonas: una superior de bajo contenido de níquel conocida como escombros, que se retira y una zona inferior rica en níquel, valiosa que constituye la mena del mineral que se explota. Ambas son lateritas ferruginosas. El escombros se desecha por la explotación minera, siendo así el material disponible para la construcción de las obras

de tierra. Los valores altos de óxido de hierro y aluminio, unidos a que el material predominante es la caolinita son los responsables de la estabilidad de sus propiedades físicas y mecánicas, independientes de las zonas de ensayos a que se sometan los mismos.

Teniendo en cuenta el desarrollo económico de la región de Moa, varios autores se plantearon investigar este material disponible, con vista a la utilización como relleno en obras estructurales y como material de préstamo para la construcción de presas y carreteras aprovechando su cercanía y su abundancia a las obras.

Los primeros trabajos de investigación publicados fueron realizados por Monzón para validar el material de préstamo Atlantic a ser usado en la construcción de la presa Moa, en su momento la presa de mayor altura del país. Luego estos materiales fueron usados en la construcción de la Derivadora de Moa.

Decenas de trabajos investigativos desde esa época hasta el presente realizado a estos materiales en las diferentes obras construidas y otras que quedaron pendiente por el periodo especial forman parte de los archivos de la ENIA de Holguín.

Las características de la capa compactada de laterita es la siguiente:

Relleno compactado de suelo laterítico: generalmente de composición areno limosa en ocasiones con finos plásticos y gravas (fragmentos de serpentinita y perdigones de hierro), color carmelita amarillento hasta rojizo, de húmedo a muy húmedo, clasifica como SM (arena limosa) según la NC 59: 2000 presenta un espesor máximo de 12.20 m en la cala 5 y mínimo de 0.60 m en las calas 8 y 9. Las propiedades físico mecánicas se ofrecen en base a los valores promedios.

**Tabla 2.1 Propiedades físico-mecánicas de la laterita**

Propiedades	
Finos (< Tamiz 200)	42 %
Arena	44 %
Grava	14 %

Límite Líquido (LL)	52 %
Límite Plástico (LP)	34 %
Índice Plástico (IP)	18 %
Peso específico de los sólidos (Gs)	34.1kN/m <sup>3</sup>
Humedad Natural (W)	24.7 %
Peso Específico Húmedo ( $\gamma_f$ )	21.1kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico Seco ( $\gamma_d$ )	17.0kN/m <sup>3</sup>
Índice de Poros ( e)	1.01
Saturación (S)	83 %
Angulo de fricción interna ( $\phi$ )	24 <sup>0</sup>
Cohesión (C)	0.02 MPa
Módulo de deformación (E) *	16 MPa
Coefficiente de Poisson ( $\mu$ ) *	0.30

## Colas

Las características de las colas son las siguientes:

- Gravedad específica de los sólidos: 4.17
- Temperatura: 95°C
- PH: 7 a 9
- Densidad seca sedimentada final in situ: 1.5 t/m<sup>3</sup>
- Velocidades de circulación por las tuberías de impulsión mínimas y máximas son de 1,7 m/s y 2,5 m/s.

La composición química de las colas (Tabla 2.2)

**Tabla 2.2 Composición química de las colas**

Compuesto	Fórmula	%
Níquel	Ni	0,30-0,40
Cobalto	Co	0,08
Hierro	Fe	43-45
Magnesio	Mg	3,5-4,5
Manganeso	Mn	0,5-1,5
Aluminio	Al	4,0-4,5
Cromo	Cr	2,0-2,5
Calcio	Ca	0,1
Dióxido de Silicio	SiO <sub>2</sub>	8,6-10,7
Azufre	S	0,3

La caracterización geotécnica de estos residuos en la literatura consultada es muy escasa debido a que estas se encuentran en pocas regiones del mundo. Y su explotación es relativamente joven, la mayoría de estos yacimientos se comenzaron a explotar a partir de la Segunda Guerra Mundial.

El material sólido que forma el lodo vertido en las escombreras de residuo es generalmente un material geológico natural al cual se le añaden algunos productos químicos durante las etapas del proceso mineralógico. La diferencia entre el vertido inicial de lodo al culminar el proceso metalúrgico y el material sedimentado en la presa de residuo es debido al origen de nuevos minerales, que originalmente no se encuentra en el yacimiento y que son el resultado de los procesos exógenos (oxidación de las diferentes fases minerales principalmente sulfuros, la meteorización física y química y evaporación del agua que provoca una mayor concentración de sales y la precipitación de nuevas especies minerales) y de los compuestos químicos añadidos en el proceso metalúrgico. La combinación de estos dos factores da lugar al desarrollo de nuevos procesos hidroquímicos que afectan las aguas que circulan por estos medios porosos.

Unos de los trabajos ingeniero geológico más reciente para el recrecimiento de la presa de colas fue realizado en abril del 2013, las características de las colas es la siguiente:

Colas de composición heterogénea, pasando por una gama de suelos finos (CL, CL-ML, ML, MH y SM), o sea, limo arenosos y arena limosos con algunas gravas, color gris oscuro a negro, generalmente de consistencia muy blanda o con baja compacidad. Presenta algunos perdigones y concreciones de hierro, tiene un espesor máximo de 16.20 m y mínimo de 3.20 m. Según la NC 59: 2000 y por valores promedios esta capa clasifica como ML (limo plástico arenoso).

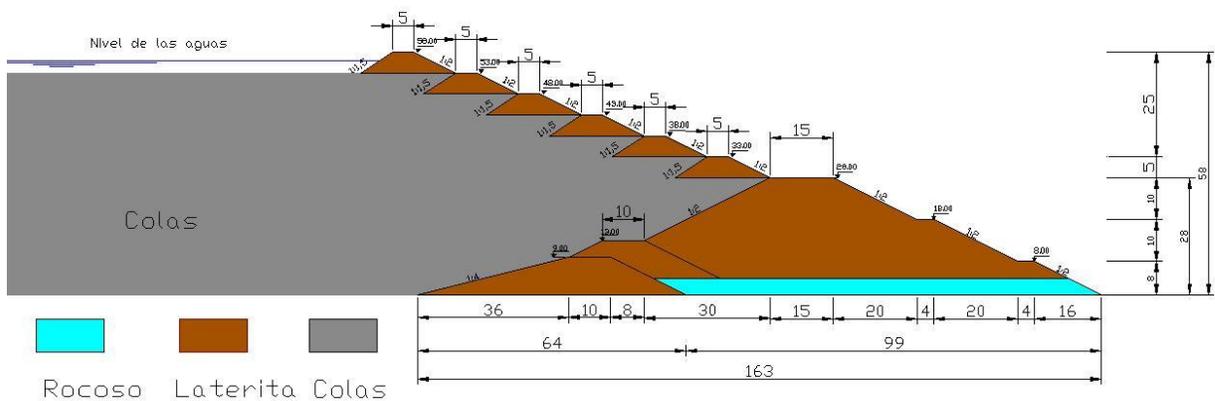
**Tabla 2.3 Propiedades fisico-mecanicas de las colas**

Finos (< Tamiz 200)	63 %
Arena	33 %
Grava	4 %
Límite Líquido (LL)	43 %
Límite Plástico (LP)	37 %
Índice Plástico (IP)	6 %
Índice de consistencia (Ic)	0.13 (muy blanda)
Peso específico de los sólidos (Gs)	36.0kN/m <sup>3</sup>
Humedad Natural (W)	42.2 %
Peso Específico Húmedo ( $\gamma_f$ )	20.5kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico Seco ( $\gamma_d$ )	14.3kN/m <sup>3</sup>
Índice de Poros (e)	1.55
Saturación (S)	98 %
Angulo de fricción interna ( $\phi$ )	29 <sup>0</sup>
Cohesión (C)	0.025 MPa

Módulo de deformación (E)	$E_{0.0-0.025}$	5.6 MPa
	$E_{0.025-0.05}$	7.6 MPa
	$E_{0.05-0.1}$	14.1 MPa
	$E_{0.1-0.2}$	22.1 MPa
	$E_{0.2-0.4}$	38.0 MPa
Coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) *		0.30

## 2.2 Geometría de los taludes que componen la presa

La Fase I está compuesta por dos materiales, laterita y rocoso serpentinitico con una altura de 28 metros y un ancho de corona de 15 metros. En la base del talud se encuentra un filtro rocoso que permitirá evacuar el contenido de agua de las colas saturadas. Las siguientes fases de construcción de la presa estarán compuesta por un talud apoyado en las colas con una base de 22,5 metros y una altura de 5 metros con una relación de talud aguas arriba 1:1,5 y aguas abajo 1:2 compuesto por laterita. La siguiente figura muestra la geometría de la presa para las siete fases de construcción.



### **2.3 Análisis de estabilidad de taludes de la presa Yagrumaje con el empleo del Software Geostudio Geoslope 2007.**

El auge que ha tomado en los últimos años el uso de las computadoras ha obligado a su empleo para el análisis de estabilidad de taludes a través de los Software. Para la revisión de proyectos de grandes presas y cortes en roca para objetivos mineros, se han desarrollado programas exitosos de estudio de taludes por elementos finitos. Este sistema ha permitido incorporar más información en los modelos de análisis y permite analizar situaciones que no eran posibles con los sistemas manuales.

En esta sección se realiza una compilación de las funciones y opciones más comunes del programa Geostudio 2007, sus partes componentes y las secciones del mismo con diversas presentaciones, de manera que sea material de consulta para la comprensión y aprovechamiento de la totalidad de las posibilidades que ofrece la aplicación.

Para hacer una modelación correcta se debe escoger el momento más crítico que consideramos. En este caso se realizará el análisis para las diferentes Fases de la presa, terminando con el terraplén de lateritas en cota 58, nivel de cola en cota 56 y la ocurrencia de una avenida donde el nivel del agua se eleva desde la cota 53 hasta la cota 58. En primer lugar se realizó el análisis estático simple y a continuación el análisis de filtración, para luego repetir el análisis estático considerando el análisis previo de infiltración después de ocurrido, calculando el factor de seguridad aguas abajo de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje en cada una de las fases de construcción. Finalmente se muestra que el software, posee diferentes aplicaciones: para análisis de taludes, sismos, deformaciones, etc, el cual pertenece a GEO-SLOPE International Ltd creada en 1977 en Canadá, considerándose por expertos a nivel mundial como software líder para el modelaje de los problemas geotécnicos.

#### **2.3.1 Introducción de los datos al software Geostudio Geoslope 2007y Análisis de estabilidad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje en la Fase 1**

A continuación se muestra una representación gráfica de forma general del uso del software Geostudio Geoslope 2007 para análisis de estabilidad de taludes en la presas de relave minero Yagrumaje.

Para darle solución a cada una de las fases empleando el software, se deben tener presente tres elementos fundamentales a definir:

1. Tipo de análisis y sus parámetros
2. La geometría del problema cuestión de análisis
3. Los modelos constitutivos de los materiales

#### Paso número 1. Tipo de análisis y definición de sus parámetros

Primeramente, se crea un modelo nuevo especificando el tipo de análisis con el que se trabajará. En este caso se usa el Equilibrio Límite, ya que permite obtener un factor de seguridad o a través de un análisis regresivo, obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla. Una vez se han determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de poros y otras propiedades del suelo y del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad del talud. Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento<sup>5</sup>.

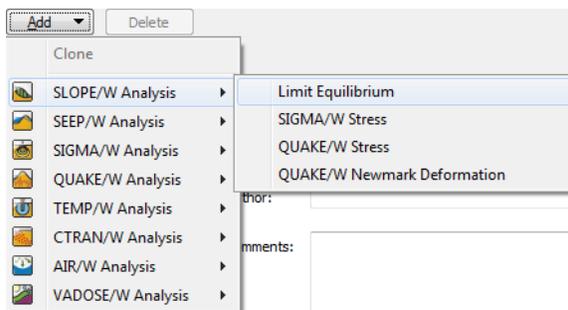


Figura 2.1. Creación de un nuevo modelo de análisis de estabilidad de talud

Luego, se especifica el método por el cual el software realizará el análisis del factor de seguridad. En este caso fue analizado por el método Morgenstern-Price ya que asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales

<sup>5</sup>Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas Tropicales, 1998. Jaime Suarez Diaz, Profesor Escuela de Ingeniería Civil Universidad Industrial de Santander Bucaramanga – Colombia, Capítulo 4

entre dovelas. El software por defecto brinda la posibilidad de ofrecer resultados por otros métodos: **Ordinary, Bishop and Janbu**.

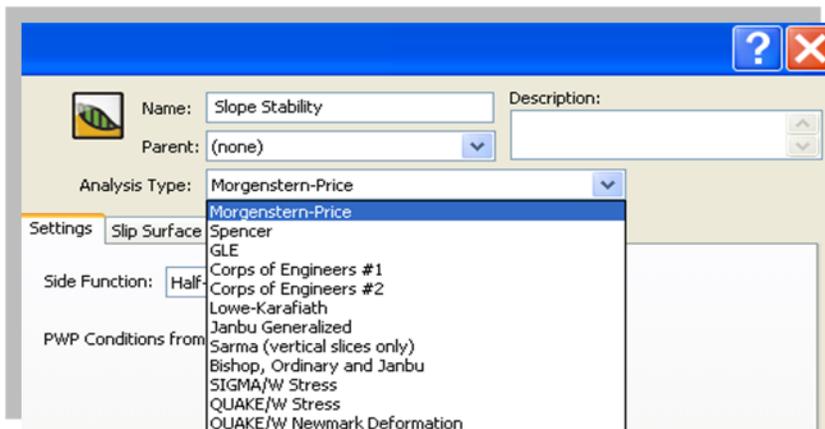


Figura 2.2. Especifica el método por el cual el software realizará el análisis

Como se está analizando cual será la superficie de falla en específico, se establece que la forma de búsqueda de la superficie de falla es la **Auto Locate**.

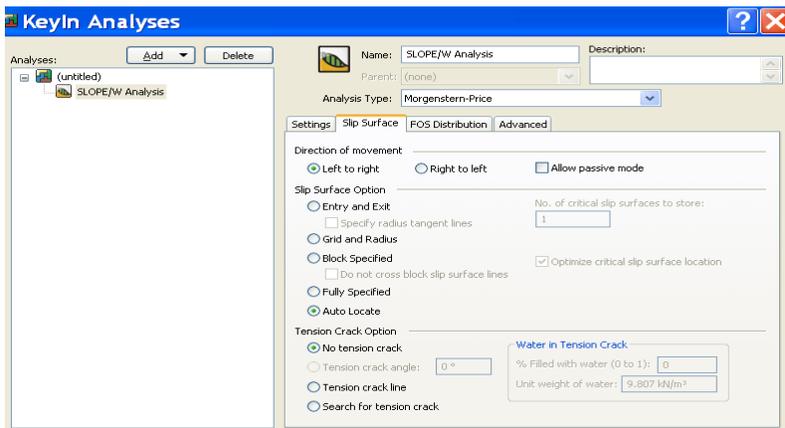


Figura 2.3. Establece la forma de búsqueda de la superficie de falla

Y posteriormente se especifica el **FOS Distribution, Setting, Advanced** en dependencia del tipo de análisis a realizar y características específicas que lo caractericen, en este caso se utilizan las que posee el software por defecto.

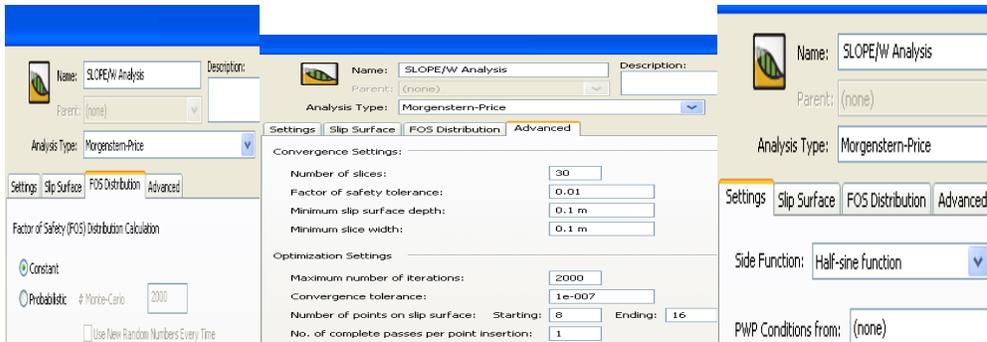


Figura 2.4. Especifica **FOS Distribution, Setting, Advanced**.

## Paso número 2. Definición de la geometría del problema cuestión de análisis

En un primer momento, se configura el área de trabajo, es decir, se establece el tamaño de página, las unidades de medidas y escalas a emplear, se define la malla y los ejes de coordenadas.

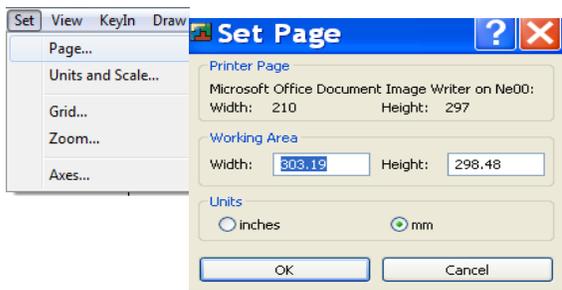


Figura 2.5. Configuración del área de trabajo.

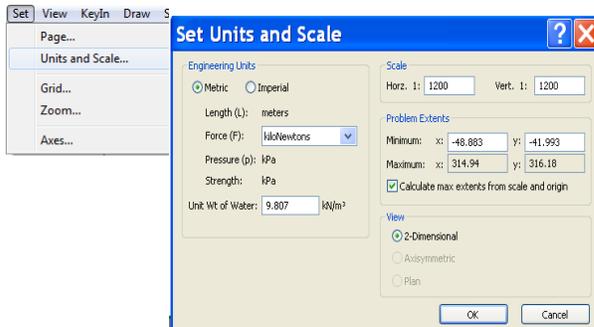


Figura 2.6. Configuración de las unidades y escala

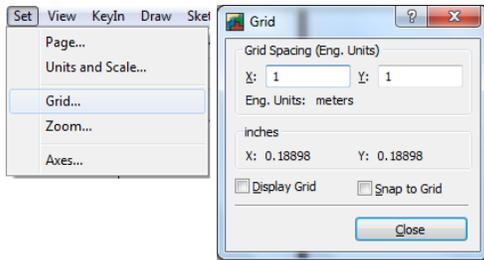


Figura 2.7. Configuración de la rejilla.

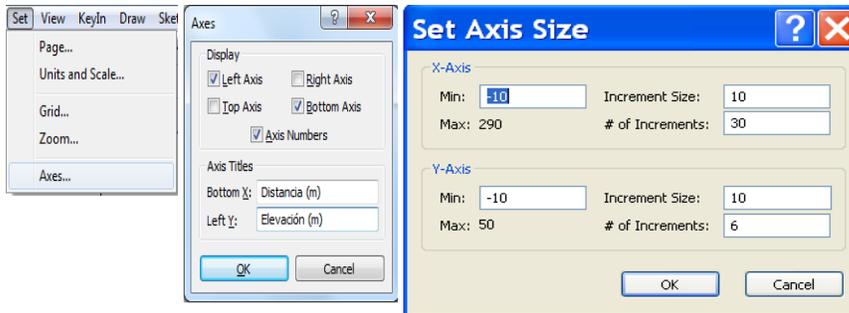


Figura 2.8. Configuración de los ejes de coordenadas.

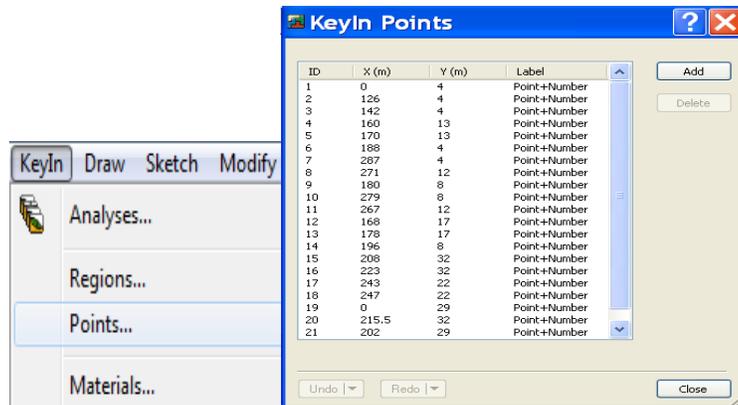


Figura 2.9. Introducción de los puntos que conforman las regiones del talud.

Luego se dibuja la geometría del talud haciendo uso del comando **DrawRegions**

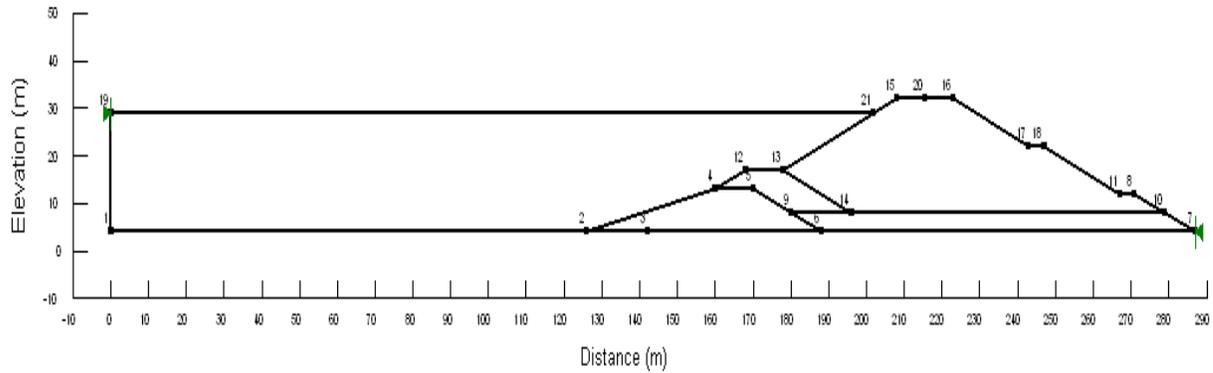
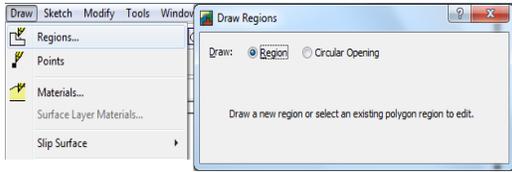


Figura 2.10. Geometría de los taludes que conforman la fase 1 de la presa de relave minero Yagrumaje.

### Paso 3. Definir los modelos constitutivos de los materiales

La definición del modelo del material (el suelo) del talud se realiza empleando el comando **KeyInMaterials**. En el cuadro de diálogo que se muestra, se especifica el modelo del material **Mohr-Coulomb** y las propiedades del suelo. El material creado, se le asigna posteriormente a la región previamente empleando el comando **DrawMaterial**. Los valores de los materiales del siguiente modelo son los mostrados en la siguiente Tabla 2.4.

**Tabla 2.4 Valores de materiales**

Descripción	Lateritas	Colas	Enrocamiento
Peso específico (KN/m <sup>2</sup> )	19	20	20
Coefficiente de Poisson ( $\mu$ )	0,27	0,27	0,27
Angulo de fricción interna (°)	20	30	35
Cohesión (kPa)	50	25	0

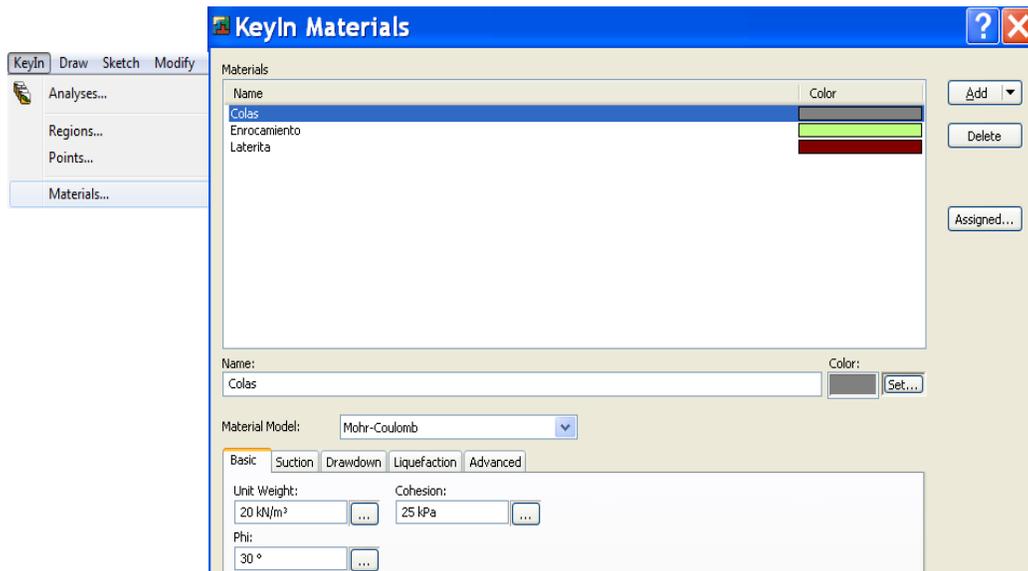


Figura 2.11 Propiedades del suelo

El modelo resultaría ser el que se muestra a continuación.

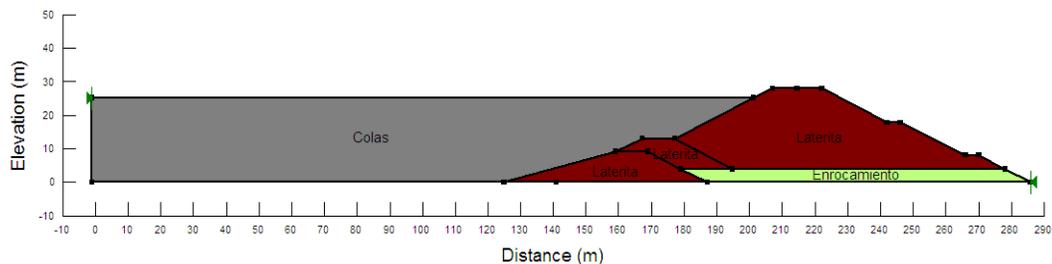


Figura 2.12. Representación del modelo computacional

Una vez construido el modelo computacional, solo resta ejecutar el análisis y obtener el factor de seguridad. Para esto, accedemos al comando **Tools\Solve Analises** y luego se hace clic en el botón **Start** del cuadro de diálogo que aparece. Posteriormente se accede al comando **Windows\CONTOUR**.

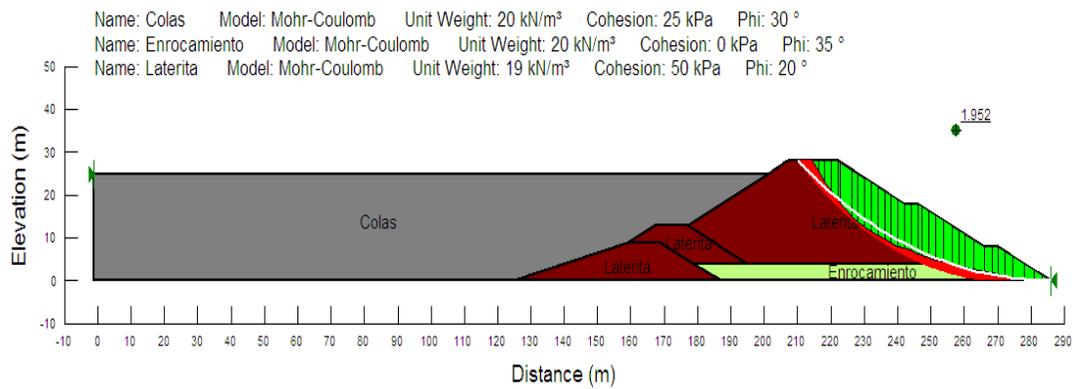
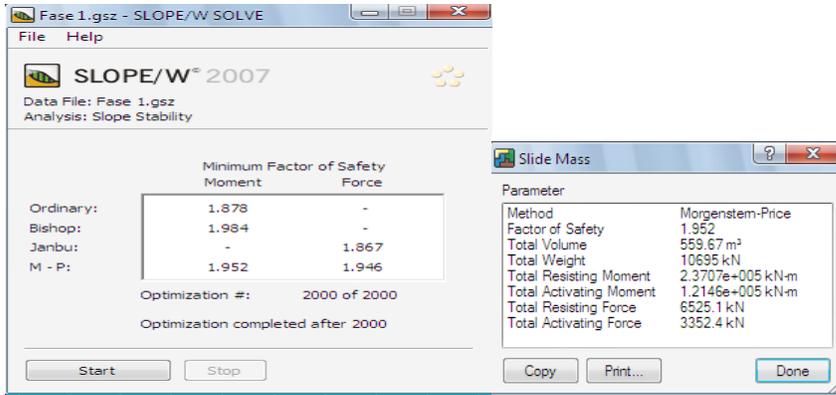


Figura 2.13. Resultados del análisis

También se pueden obtener los diagramas de fuerzas de cada dovela seleccionando el comando **View\Slice Information** y posteriormente se selecciona la dovela cuyo diagrama de fuerzas se desea ver.

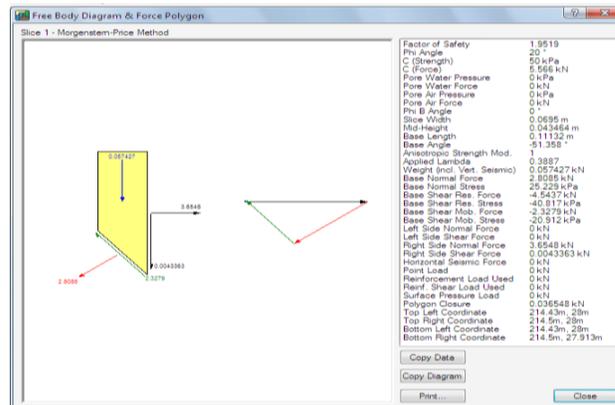


Figura 2.14. Diagramas de fuerzas de cada dovela

### 2.3.1.1 Análisis de Filtración *SEEP/W Analysis(Steady-State)*

Para este análisis se recrearon las mismas condiciones que estará sometida la presa para el caso del análisis de filtración. Para ello consideramos las más críticas. El primer paso en el proceso de modelación es establecer las condiciones de filtración en régimen permanente. Esto se puede realizar utilizando la aplicación *SEEP/W*, teniendo el nivel de agua en el embalse en la cota 26 para el caso de la primera fase.

Los datos para el análisis de filtración de los materiales son los siguientes.

**Tabla 2.5. Datos de los materiales para el análisis de filtración**

Descripción	Lateritas	Colas	Enrocamiento
Modelo el material	Saturado/no saturado	Solo saturado	Saturado/no saturado
Permeabilidad (m/s)	0.0001	0.0001	Mayor de 0.1

Las condiciones de contorno definidas son presión atmosférica (cero presión) para la cara exterior aguas abajo de la presa y el drenaje en la base del enrocamiento aguas abajo, en la Zona 1 considerando la frontera entre la laterita y el enrocamiento como una cara de potencial infiltración con el filtro colocado de alta permeabilidad y nivel de agua en el embalse para la Fase 1.

A continuación se muestra el análisis realizado:

Paso 1: Creación de un modelo nuevo especificando el tipo de análisis, para este caso es *SEEP/W Analysis* con *Steady-State*.

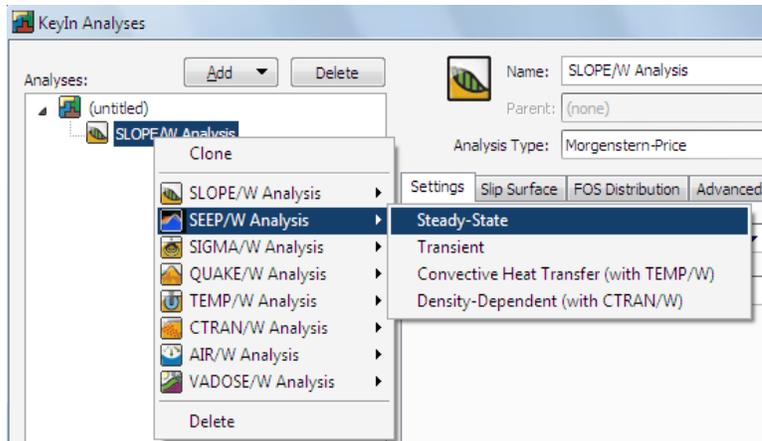


Figura 2.15. Creación de un nuevo modelo de análisis de estabilidad de talud

Como se está analizando la filtración aparecen nuevas opciones de configuración como pueden ser: **Settings, Control, Convergence, Time**, utilizando para este caso las que propone el software por defecto.

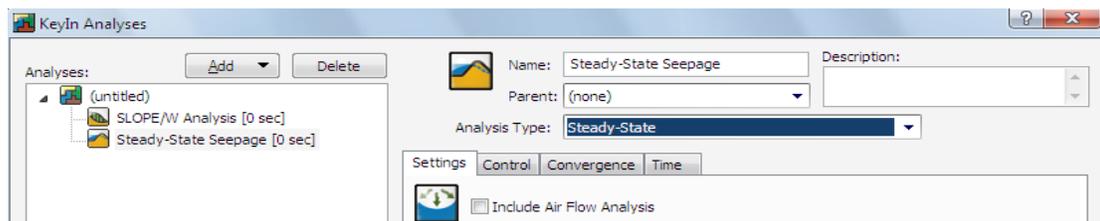


Figura 2.16. Establece la forma de la configuración para un modelo de infiltración

Paso 2: Definición de los modelos constitutivos de los materiales para el análisis de infiltración.

En un primer momento, se configura el área de trabajo, es decir, se establece el tamaño de página, las unidades de medidas y escalas a emplear, se define la malla y los ejes de coordenadas, al igual que la geometría de los taludes que conforman la fase de la presa de relave minero Yagrumaje, por lo tanto solo faltaría incluirle los datos para el análisis de infiltración de los materiales y las condiciones de borde o frontera, las cuales fueron creadas para el análisis de infiltración, como se muestra a continuación.

La definición del modelo del material (el suelo) del talud se realiza empleando el comando **KeyInMaterials**. En el cuadro de diálogo que se muestra, se especifica el modelo del material en el cual se añadirán los datos presentados en la Tabla 2.6 Datos de los materiales para el análisis de infiltración y las propiedades del suelo. El material creado, se le asigna posteriormente a la región previamente empleando el comando **DrawMaterial**.

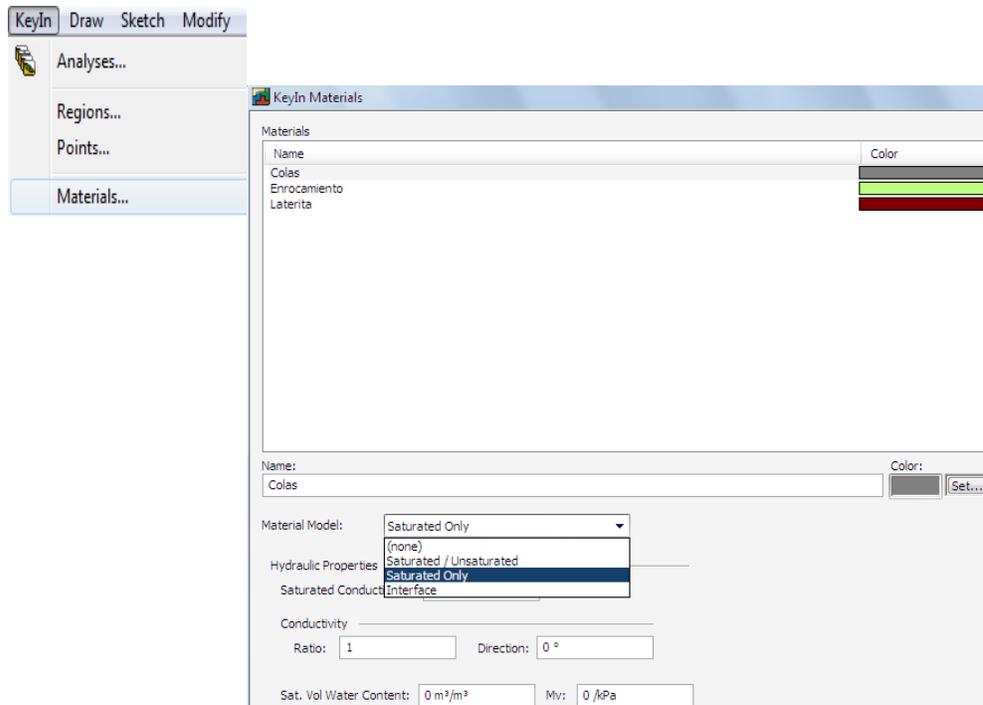


Figura 2.17 Propiedades del suelo

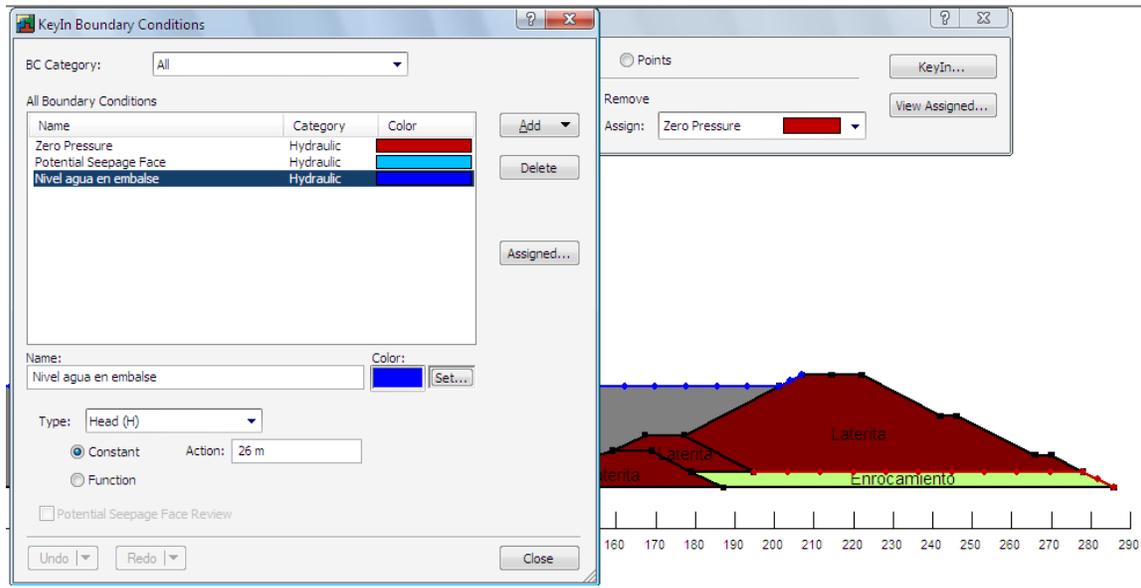


Figura 2.18 Condiciones de borde o frontera

El modelo es el que se muestra a continuación.

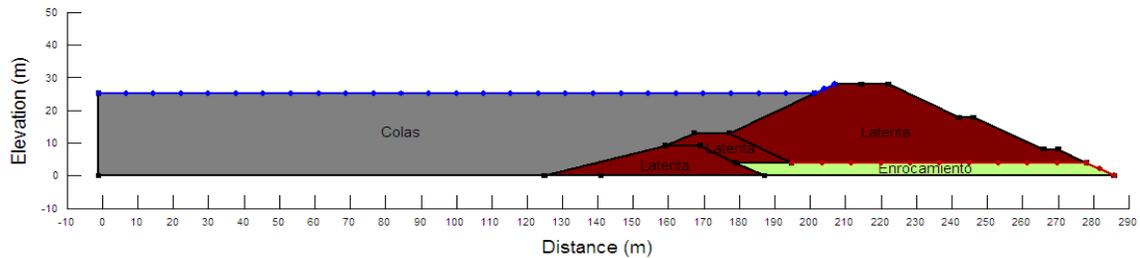


Figura 2.19. Representación del modelo computacional para el análisis de infiltración

Una vez construido el modelo computacional, solo resta ejecutar el análisis y obtener el análisis de infiltración. Para esto, accedemos al comando **Tools\Solve Analises** y luego se hace clic en el botón **Start** del cuadro de diálogo que aparece. Posteriormente se accede al comando **Windows\CONTOUR**.

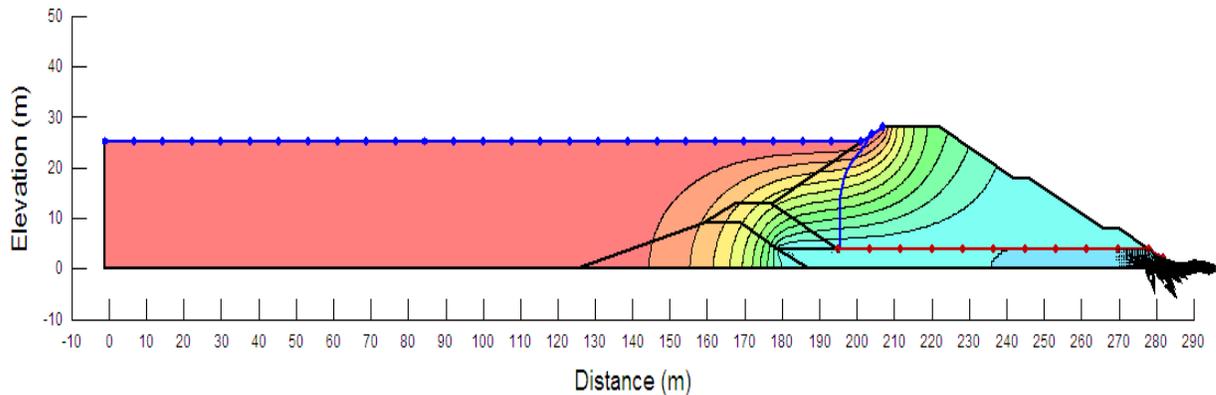


Figura 2.20. Resultados del análisis de infiltración

Como se observa la línea de corriente superior (nivel freático) atraviesa la laterita, la cola y descarga en el punto inferior de la capa filtrante de arena, el flujo de infiltración está en la zona saturada. Con la ayuda de SEEP/W se determinó la línea piezométrica que se requirió para la modelación con el SLOPE/W. En la Figura 2.20 se muestra la línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, que garantiza taludes estables y seguros.

### 2.3.1.2 Análisis estático considerando infiltración

El próximo paso es establecer el análisis estático considerando el análisis de infiltración antes realizado, contemplándolo dentro del análisis estático de la presa. Esto es realizado usando análisis tipo estático. En este caso fue usado con **SEEP/W** usando el modelo lineal elástico in situ. Este análisis se describe de la siguiente forma.

Primeramente, se crea un modelo nuevo especificando el tipo de análisis, en este caso es de equilibrio límite.

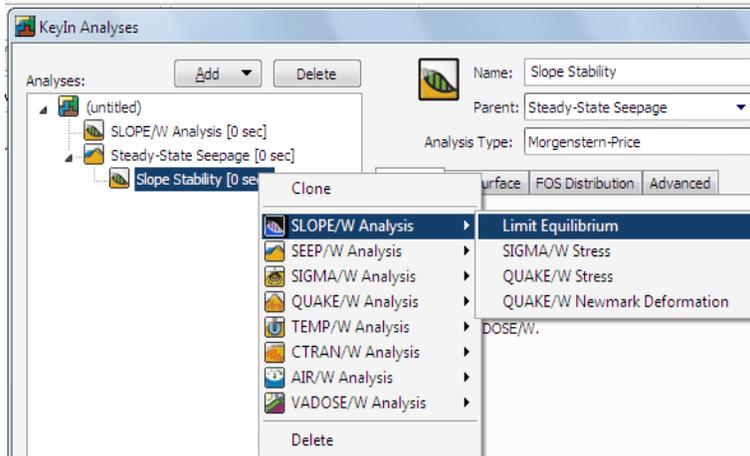


Figura 2.21. Creación de un nuevo modelo de análisis estático considerando el análisis de infiltración. Luego, se especifica el método por el cual el software realizará el análisis del factor de seguridad. En este caso fue analizado por el método Morgenstern-Price, el software por defecto brinda la posibilidad de ofrecer resultados por otros métodos: **Ordinary, Bishop and Janbu.**

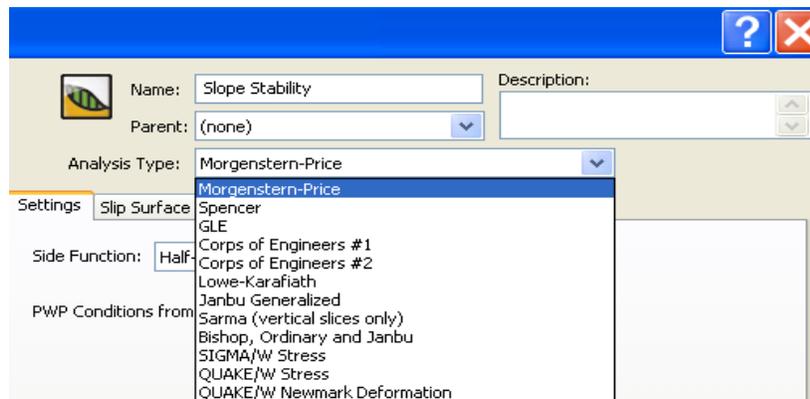


Figura 2.22. Especifica el método por el cual el software realizará el análisis

Primeramente es valido aclarar que para realizar el modelo, el mismo debe contemplar la siguiente configuración, como es el caso de **PWP** donde debe contemplarse como **Parent Analysis** y el caso del **Time (Last)**, para asi poder contemplar el análisis de infiltración.

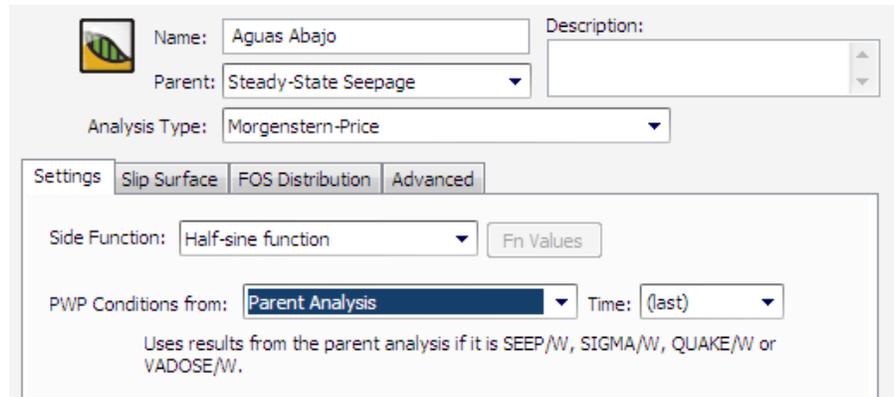


Figura 2.23. Establece la forma de búsqueda de la superficie de falla

Como se está analizando cual será la superficie de falla en específico, se establece que la forma de búsqueda de la superficie de falla es la **Auto Locate**. Y posteriormente se especifica el **FOS Distribution, Setting, Advanced** tal y como los propone el software por defecto.

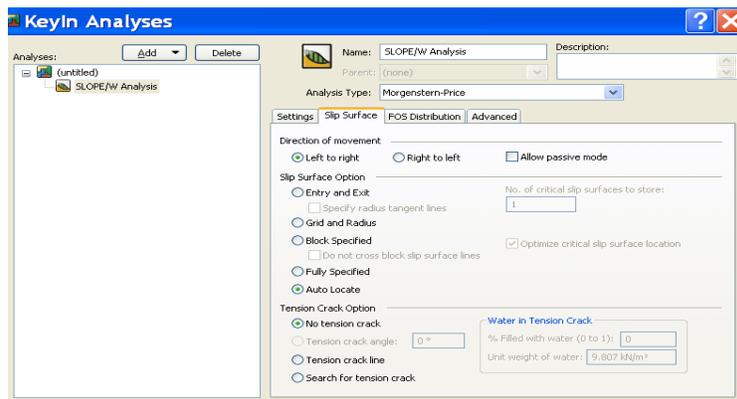


Figura 2.24. Establece la forma de búsqueda de la superficie de falla

### Paso 3. Definir los modelos constitutivos de los materiales

Para este caso como ya se han realizado análisis previos, solo se tendría que adoptar el mismo modelo ya establecido para cada material. La definición del modelo del material (el suelo) del talud se realiza empleando el comando **KeyInMaterials**. En el cuadro de diálogo que se muestra, se especifica el modelo del material **Mohr-**

**Coulomb** y las propiedades del suelo. El material creado, se le asigna posteriormente a la región previamente empleando el comando **DrawMaterial**.

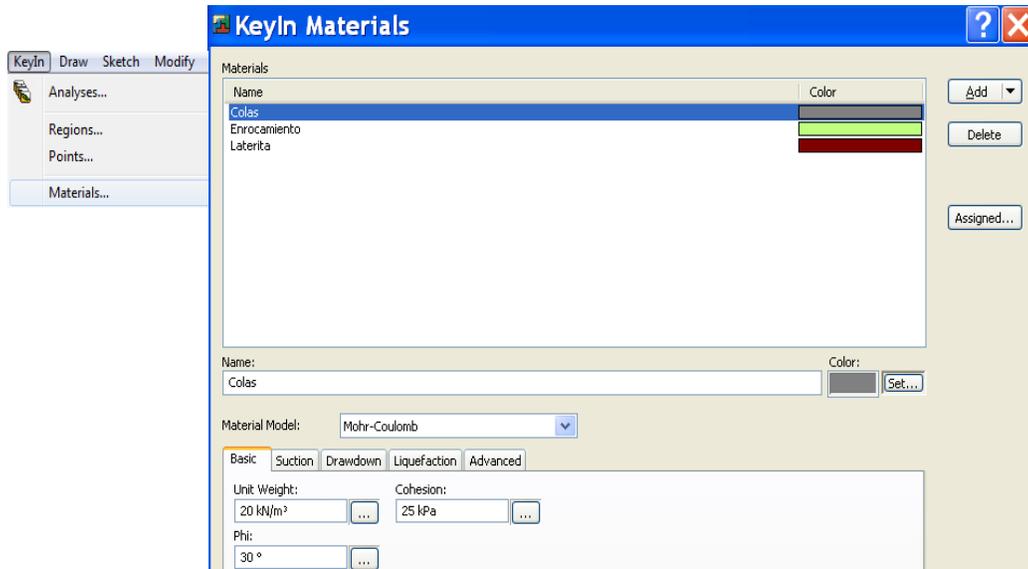


Figura 2.25. Propiedades del suelo

El modelo es el que se muestra a continuación.

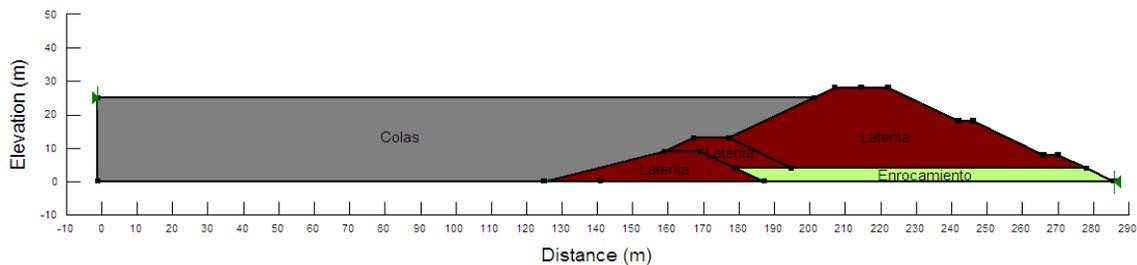


Figura 2.26. Representación del modelo computacional

Una vez construido el modelo computacional, solo resta ejecutar el análisis y obtener el factor de seguridad. Para esto, accedemos al comando **Tools\ Solve Analises** y luego se hace clic en el botón **Start** del cuadro de diálogo que aparece posteriormente se accede al comando **Windows\CONTOUR**.

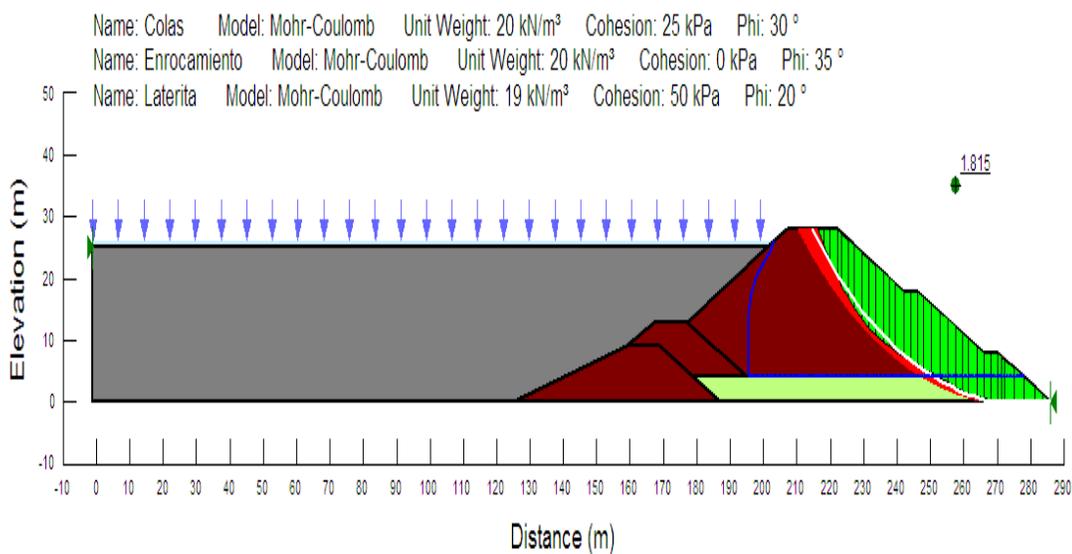
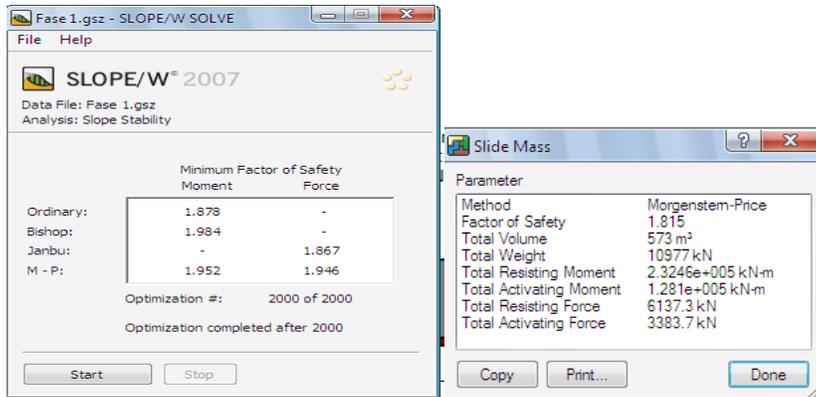


Figura 2.27. Resultados del análisis

### 2.3.1.3 Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración.

Haciendo uso del comando **View\Slide Mass** una vez activado el comando **Window\CONTOUR** se obtienen los reportes que se muestran en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6. Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración.

Métodos	Reporte sin infiltración	Reporte con infiltración
<b>Morgenstern-Price</b>	Factor of Safety 1.952 Total Volume 559.67 m <sup>3</sup> Total Weight 10695 kN Total Resisting Moment 2.3707e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2146e+005 kN-m Total Resisting Force 6525.1 kN Total Activating Force 3352.4 kN	Factor of Safety 1.815 Total Volume 573 m <sup>3</sup> Total Weight 10977 kN Total Resisting Moment 2.3246e+005 kN-m Total Activating Moment 1.281e+005 kN-m Total Resisting Force 6137.3 kN Total Activating Force 3383.7 kN
<b>Ordinary</b>	Factor of Safety 1.879 Total Volume 559.67 m <sup>3</sup> Total Weight 10695 kN Total Resisting Moment 2.3049e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2264e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.758 Total Volume 573 m <sup>3</sup> Total Weight 10977 kN Total Resisting Moment 2.2492e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2791e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
<b>Bishop</b>	Factor of Safety 2.08 Total Volume 559.67 m <sup>3</sup> Total Weight 10695 kN Total Resisting Moment 2.368e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1385e+005 kN-m Total Resisting Force ---	Factor of Safety 1.906 Total Volume 573 m <sup>3</sup> Total Weight 10977 kN Total Resisting Moment 2.3117e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2125e+005 kN-m

	Total Activating Force ---	Total Resisting Force ---
		Total Activating Force ---
<b>Janbu</b>	Factor of Safety 1.868	Factor of Safety 1.737
	Total Volume 559.67 m <sup>3</sup>	Total Volume 573 m <sup>3</sup>
	Total Weight 10695 kN	Total Weight 10977 kN
	Total Resisting Moment ---	Total Resisting Moment ---
	Total Activating Moment ---	Total Activating Moment ---
	Total Resisting Force 6432.2 kN	Total Resisting Force 6024.6 kN
	Total Activating Force 3443.1 kN	Total Activating Force 3469 kN

De la misma forma que se realizaron todos los análisis en la fase 1 se realiza para las siguientes fases, con la única particularidad de que el recrecimiento de la presa de relave minero se realizó por el método aguas arriba y en este caso en particular se construye un talud de 5 metros de alto con una corona de 5 metros y una base de 22,5 metros que está apoyada en las colas.

En los Anexos del 1 al 20 se encuentran los gráficos y tablas de los resultados obtenidos en las fases 2,3,4,5 y 6.

### **2.3.2 Análisis de la estabilidad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje sin infiltración en la Fase 7**

Una vez construida la séptima fase del modelo computacional, solo resta ejecutar el análisis y obtener el factor de seguridad. Para esto, accedemos al comando **Tools\Solve Analises** y luego se hace clic en el botón **Start** del cuadro de diálogo que aparece. Posteriormente se accede al comando **Windows\CONTOUR** y obtener los resultados de la modelación de la siguiente fase.

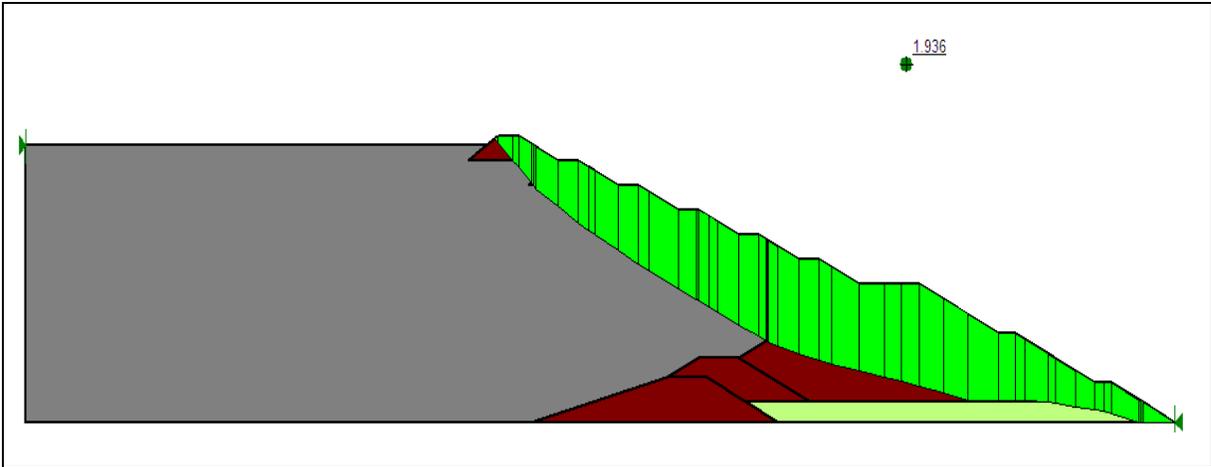


Figura 2.28. Resultados del análisis sin infiltración fase 7

### 2.3.2.1 Análisis de Filtración *SEEP/W Analysis (Steady-State)* en la Fase 7

Para este análisis se recrearon las mismas condiciones que estará sometida la presa para el caso del análisis de infiltración. Para ello consideramos las más críticas. Utilizando la aplicación SEEP/W, teniendo el nivel de agua en el embalse en la cota 58 para el caso de la fase 7.

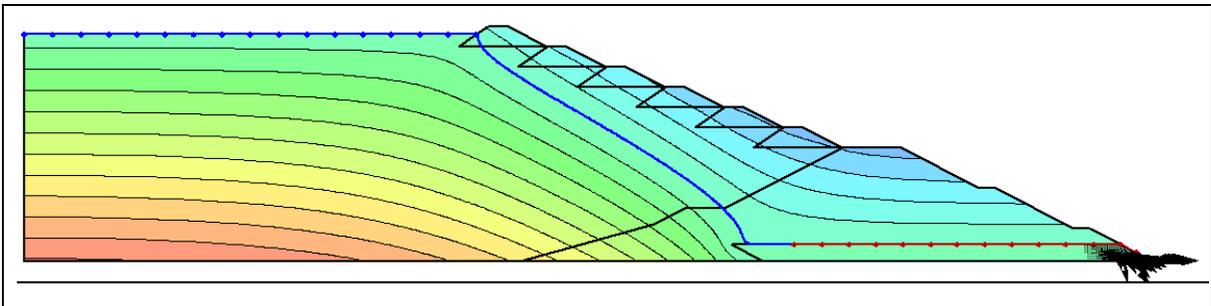


Figura 2.29. Resultados del análisis *SEEP/W Analysis (Steady-State)* Fase 7

Como se observa la línea de corriente superior (nivel freático) atraviesa la laterita, la cola y descarga en el punto inferior de la capa filtrante del enrocamiento, el flujo de infiltración está en la zona saturada.

### 2.3.2.2 Análisis estático considerando infiltración en la Fase 7

El próximo paso es establecer el análisis estático considerando el análisis de infiltración antes realizado, contemplándolo dentro del análisis estático de la presa, el cual fue descrito anteriormente de manera más exacta. Este análisis arrojó el siguiente resultado.

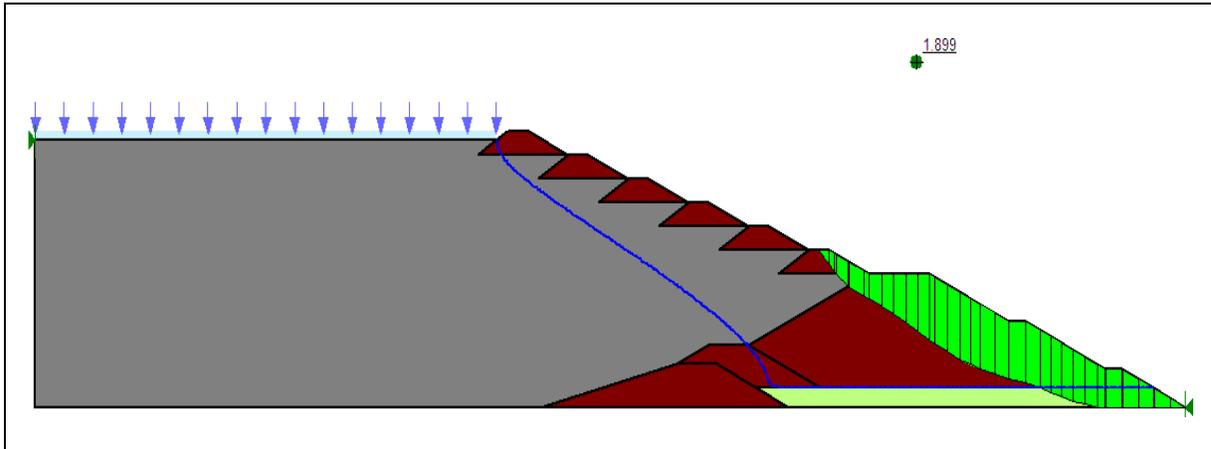


Figura 2.30. Resultados del análisis estatico con infiltración de la Fase 7

2.3.2.3 Comparación entre el analisis estático simple y el analisis estático con infiltración.

Haciendo uso del comando **View\Slide Mass** una vez activado el comando **Window\CONTOUR** se obtienen los reportes que se muestran en la Tabla 2.7.

**Tabla 2.7 Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración.**

Métodos	Reporte sin infiltración	Reporte con infiltración
<b>Morgenstern-Price</b>	Factor of Safety 1.936	Factor of Safety 1.899
	Total Volume 2343.6 m <sup>3</sup>	Total Volume 829.11 m <sup>3</sup>
	Total Weight 45367 kN	Total Weight 15868 kN
	Total Resisting Moment 693e+006 kN-m	Total Resisting Moment 3.6318e+005 kN-m
	Total Activating Moment 8.7436e+005 kN-m	Total Activating Moment 1.9125e+005 kN-m

	<p>Total Resisting Force 24467 kN</p> <p>Total Activating Force 12666 kN</p>	<p>Total Resisting Force 8902 kN</p> <p>Total Activating Force 4688.8 kN</p>
<b>Ordinary</b>	<p>Factor of Safety 1.879</p> <p>Total Volume 2343.6 m<sup>3</sup></p> <p>Total Weight 45367 kN</p> <p>Total Resisting Moment 1.6532e+006 kN-m</p> <p>Total Activating Moment 8.7991e+005 kN-m</p> <p>Total Resisting Force ---</p> <p>Total Activating Force ---</p>	<p>Factor of Safety 1.878</p> <p>Total Volume 829.11 m<sup>3</sup></p> <p>Total Weight 15868 kN</p> <p>Total Resisting Moment 3.5453e+005 kN-m</p> <p>Total Activating Moment 1.8875e+005 kN-m</p> <p>Total Resisting Force ---</p> <p>Total Activating Force ---</p>
<b>Bishop</b>	<p>Factor of Safety 2.104</p> <p>Total Volume 2343.6 m<sup>3</sup></p> <p>Total Weight 45367 kN</p> <p>Total Resisting Moment 1.7138e+006 kN-m</p> <p>Total Activating Moment 8.144e+005 kN-m</p> <p>Total Resisting Force ---</p> <p>Total Activating Force ---</p>	<p>Factor of Safety 1.977</p> <p>Total Volume 829.11 m<sup>3</sup></p> <p>Total Weight 15868 kN</p> <p>Total Resisting Moment 3.6123e+005 kN-m</p> <p>Total Activating Moment 1.8276e+005 kN-m</p> <p>Total Resisting Force ---</p> <p>Total Activating Force ---</p>
<b>Janbu</b>	<p>Factor of Safety 1.89</p> <p>Total Volume 2343.6 m<sup>3</sup></p> <p>Total Weight 45367 kN</p> <p>Total Resisting Moment ---</p> <p>Total Activating Moment---</p>	<p>Factor of Safety 1.842</p> <p>Total Volume 829.11 m<sup>3</sup></p> <p>Total Weight 15868 kN</p> <p>Total Resisting Moment ---</p> <p>Total Activating Moment---</p>

	Total Resisting Force 24502 kN	Total Resisting Force 8798.4 kN
	Total Activating Force 12961 kN	Total Activating Force 4775.5 kN

De forma general la estructura de la Fase 7 de la presa de relave minero se comporta segura antes las condiciones que fue analizada.

#### 2.4 Resumen y comentarios de las modelaciones en las 7 Fases

El análisis de estabilidad de los taludes realizado en la Presa de Relave Minero Yagrumaje del Municipio de Moa de la provincia de Holguín con el software Geostudio 2007, arrojó resultados positivos luego de haber realizado los análisis estáticos, análisis de infiltración (comportamiento de la línea de flujo) y análisis estáticos considerando posibles infiltraciones, en la Tabla 2.8 se muestran los factores de seguridad obtenidos. Los factores de seguridad de todas las variantes obtenidos cumplen con los factores de seguridad mínimos exigidos bajo condiciones estáticas. El análisis estático se comportó con un valor promedio de 1.9 y en el caso del análisis de infiltración, la línea de flujo del agua se mantuvo dentro de las colas de manera uniforme, resultando una línea transversal a los taludes, la cual cae dentro del estrato rocoso que se encuentra en la base del talud dando la posibilidad que se produzcan infiltraciones en este, tal y como fue diseñado (como filtro). En el caso del análisis estático con infiltración el factor de seguridad cae de 1.9 a 1.8, manteniéndose así para las 7 fases, lo que indica lo estable que puede ser este diseño para los parámetros y condiciones analizadas.

**Tabla 2.8 Comportamiento del Factor Seguridad por Fases según el método Morgenstern-Price**

Fase	Sin infiltración	Con infiltración
1	1.952	1.815

<b>2</b>	1.952	1.814
<b>3</b>	1.952	1.814
<b>4</b>	1.954	1.816
<b>5</b>	1.953	1.815
<b>6</b>	1.953	1.815
<b>7</b>	1.936	1.899

### **Conclusiones del capítulo**

1. El análisis de estabilidad de taludes de la presa de relave minero Yagrumaje realizado mediante el software Geostudio 2007 permitió conocer el factor de seguridad en el método de construcción aguas arriba ante condiciones estáticas sin infiltración y con infiltración, donde el factor de seguridad se mantuvo de forma constante en las siete fases de análisis de la presa.

## **Conclusiones Generales**

- La sistematización de los fundamentos teóricos y metodológicos que sustentan la aplicación de los análisis de estabilidad de taludes en presas de relave minero, resultaron de una alta pertinencia para estudios y análisis conceptuales que brindaron teorías fundamentales para la investigación.
- La caracterización empírica del estado actual de la aplicación de los análisis de estabilidad de taludes en presas de relave minero permitieron definir criterios básicos para la elección de variantes más factibles.
- El análisis de estabilidad de taludes bajo condiciones estáticas, realizado a la presa de relave minero Yagrumaje a través del empleo del software Geoestudio 2007 arrojó en las 7 fases resultados estables para el factor de seguridad, cumpliéndose así la condición de estabilidad mínima recomendada, encontrándose estos en un intervalo de 1,9 a 1,8.

## **Recomendaciones**

- Realizar investigaciones que den continuidad a los análisis de estabilidad de taludes en presas de relave minero bajo condiciones sísmicas.
- Determinar en investigaciones posteriores la factibilidad económica del método de construcción aguas arriba para la presa de relave minero Yagrumaje.
- Presentar la investigación a especialistas de la rama que puedan hacer uso de la misma como medio de consulta para investigaciones posteriores
- Publicar y presentar en eventos científicos los resultados de la investigación.

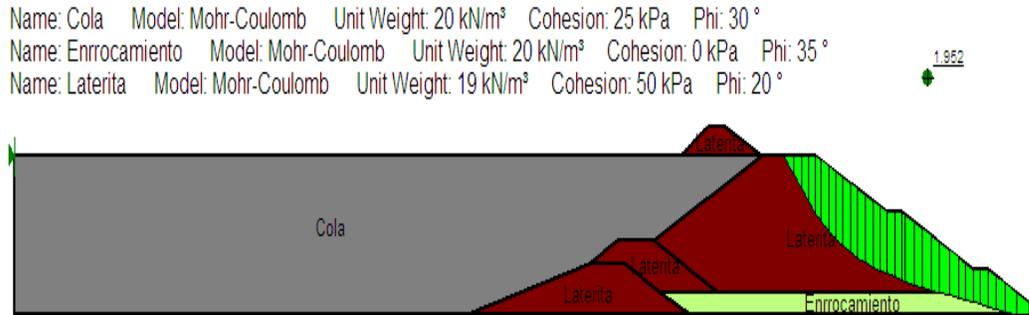
## Bibliografía

1. AYALA CARCEDO, F.J. y RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M. (1986). "Manual para el Diseño y Construcción de Escombreras y Presas de Residuos Mineros" IGME. Madrid. 149 p.
2. AYALA, F.J. (1983). "Técnicas actuales de diseño y construcción de presas de residuos mineros, metalúrgicos y energéticos". Industria Minera, n0 225.
3. BERZAL, J.L. (1976). "Presas de residuos mineros". Comité Español de Grandes Presas, pp. 250-255.
4. Cancela, M.D., "Comportamiento geotécnico de presas de residuos bajo acciones estáticas y dinámicas". Tesis doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, España 11-34, 1997.
5. Columbié Hernández Teresa y Lacaba Guardado Rafael. Caracterización geotécnica de los suelos de las presas de relaves mineros – Practica cubana en la industria del níquel.
6. EcuRed consultada 11/5/2016
7. Geocuba Oriente Sur., "Estudio Riesgos de la presa de colas Cdte. Pedro Sotto Alba", Moa, Cuba, 2010.
8. Heredia, N.D., "Estabilidad de las colas del níquel". Tesis de especialidad, I.S.P.J.A.E. La Habana. 82, 1978.
9. Hurtado E. Alva Jorge. Profesor principal. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Notas sobre análisis de estabilidad de taludes (Febrero, 1994).

10. Mittal, H. and Morgenstern, N. R., "Design and Performance of Tailings Dams. Proceedings of Conference, Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Material. ASCE, Ann Arbor, MI, USA, 475-492, 1977.
11. Oldecop Luciano y Rodríguez Roberto. Mecanismos de fallas de las presas de residuos mineros.
12. Oldecop, L. et al., "Funcionamiento hidráulico, estabilidad y mecanismos de rotura de presas de relaves mineros". Instituto de Investigaciones Antisísmicas. Universidad Nacional de San Juan. Argentina, 2008.
13. Oldecop, L. y Rodríguez, R., "Estabilidad y seguridad de depósitos de residuos mineros". Los residuos minero-metalúrgicos en el medio ambiente. Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, 2006.
14. Rey Cancela María Dolores. Tesis doctoral. Comportamiento geotécnico de presas de residuos bajo acciones estáticas y dinámicas.
15. Sarudiansky Roberto. Los residuos mineros: los diques de colas. Centro de Estudios para la Sustentabilidad. Instituto de Investigación e Ingeniería Ambiental. UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN.
16. V. Barrera Sergio y Z. Campaña José. Análisis de estabilidad de presas de relave – Práctica chilena.

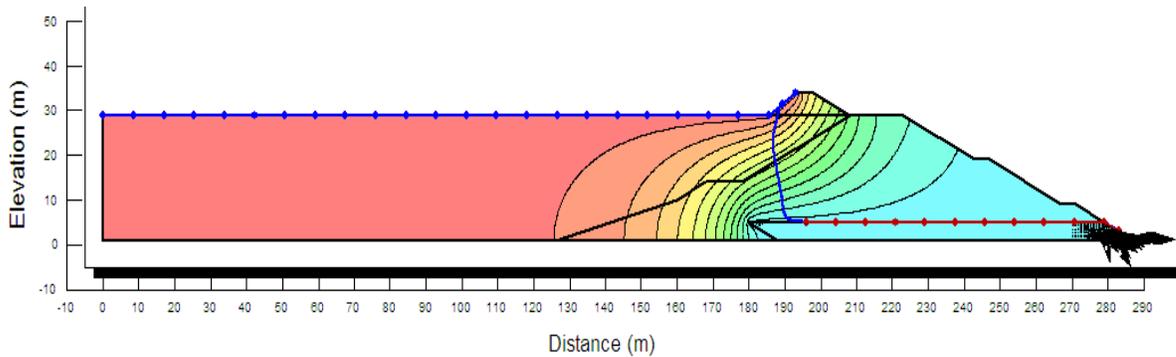
## ANEXOS

### Anexo1



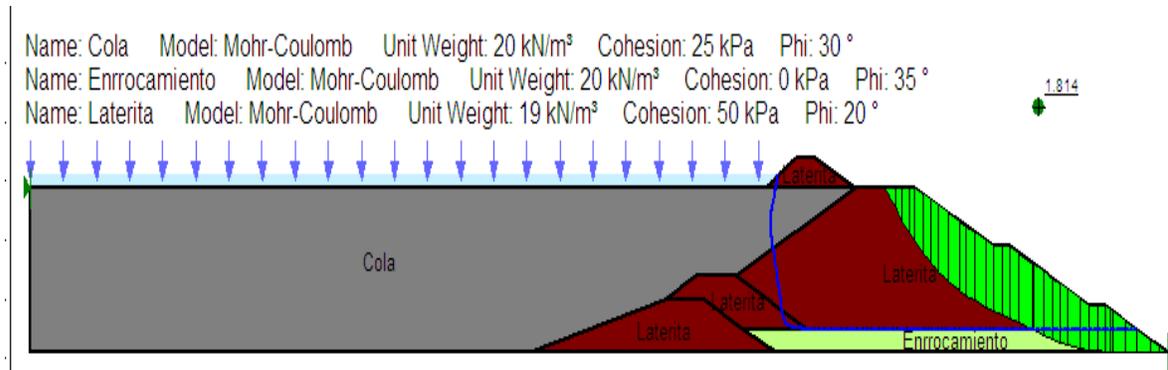
**Figura 1.** Resultados del análisis de la estabilidad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje sin infiltración en la fase 2

### Anexo 2



**Figura 2.** Resultados del análisis de filtración en la fase 2

### Anexo 3



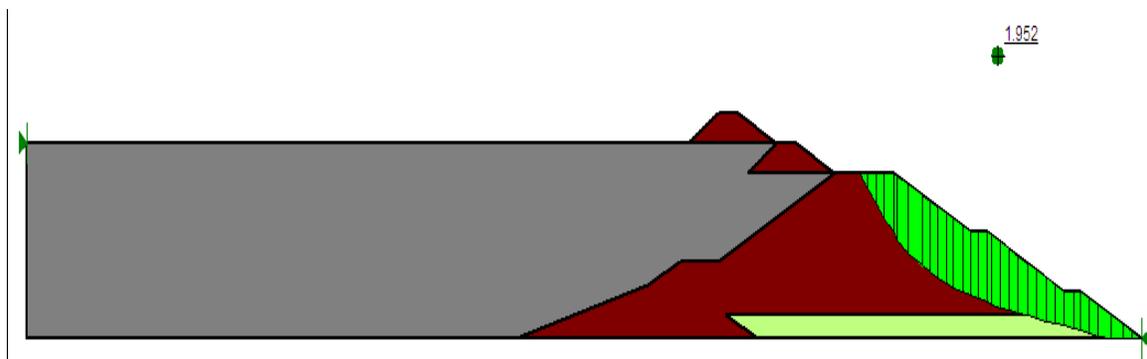
**Figura 3.** Resultados del análisis estatico con infiltración de la fase 2

**Anexo 4**

Métodos	Reporte sin infiltración	Reporte con infiltración
Morgenstern-Price	Factor of Safety 1.952 Total Volume 586.9 m <sup>3</sup> Total Weight 11211 kN Total Resisting Moment 2.4525e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2565e+005 kN-m Total Resisting Force 6755.3 kN Total Activating Force 3471 kN	Factor of Safety 1.814 Total Volume 604.01 m <sup>3</sup> Total Weight 11568 kN Total Resisting Moment 2.4218e+005 kN-m Total Activating Moment 1.3349e+005 kN-m Total Resisting Force 6445.1 kN Total Activating Force 3557 kN
Ordinary	Factor of Safety 1.872 Total Volume 586.9 m <sup>3</sup> Total Weight 11211 kN Total Resisting Moment 2.3821e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2727e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.756 Total Volume 604.01 m <sup>3</sup> Total Weight 11568 kN Total Resisting Moment 2.3431e+005 kN-m Total Activating Moment 1.3346e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
Bishop	Factor of Safety 2.084 Total Volume 586.9 m <sup>3</sup> Total Weight 11211 kN Total Resisting Moment 2.4526e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1769e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.912 Total Volume 604.01 m <sup>3</sup> Total Weight 11568 kN Total Resisting Moment 2.4082e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2595e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
Janbu	Factor of Safety 1.866 Total Volume 586.9 m <sup>3</sup> Total Weight 11211 kN Total Resisting Moment --- Total Activating Moment --- Total Resisting Force 6664.6 kN Total Activating Force 3570.9 kN	Factor of Safety 1.814 Total Volume 604.01 m <sup>3</sup> Total Weight 11568 kN Total Resisting Moment 2.4218e+005 kN-m Total Activating Moment 1.3349e+005 kN-m Total Resisting Force 6445.1 kN Total Activating Force 3557 kN

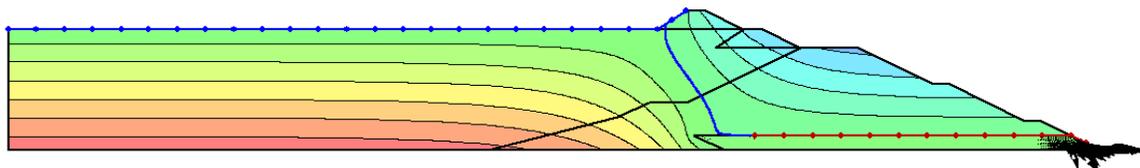
Tabla 2.9. Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración Fase 2

**Anexo 5**



**Figura 5.** Resultados del análisis de la estabilidad de los taludes de la presa de relave minero Yagrumaje sin infiltración en la fase 3

**Anexo 6**



**Figura 6.** Resultados del análisis infiltración en la fase 3

**Anexo 7**

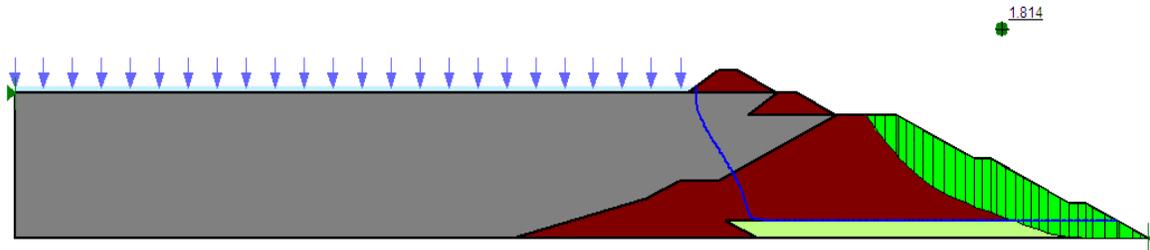


Figura 7. Resultados del análisis estático con infiltración de la fase 3

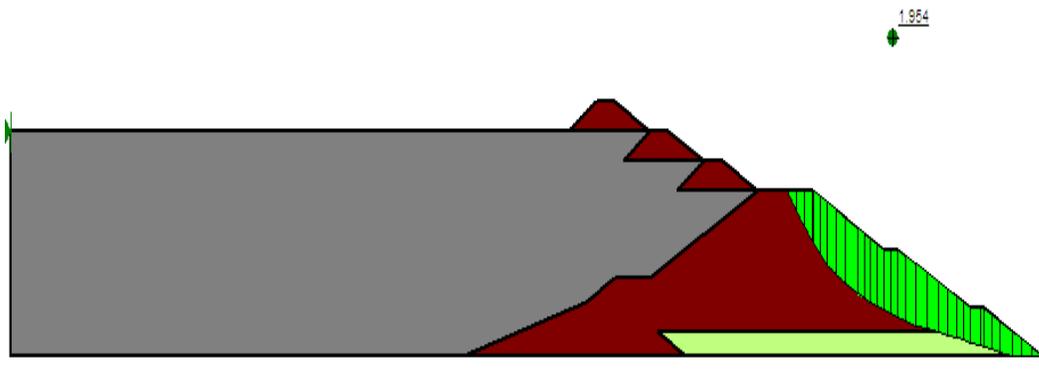
### Anexo 8.

Métodos	Reporte sin infiltración	Reporte con infiltración
Morgenstern-Price	Factor of Safety 1.952 Total Volume 584.08 m <sup>3</sup> Total Weight 11158 kN Total Resisting Moment 2.4452e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2528e+005 kN-m Total Resisting Force 6733.2 kN Total Activating Force 3459.7 kN	Factor of Safety 1.814 Total Volume 596.52 m <sup>3</sup> Total Weight 11425 kN Total Resisting Moment 2.3889e+005 kN-m Total Activating Moment 1.3169e+005 kN-m Total Resisting Force 6381.4 kN Total Activating Force 3522.1 kN
Ordinary	Factor of Safety 1.874 Total Volume 584.08 m <sup>3</sup> Total Weight 11158 kN Total Resisting Moment 2.3762e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2683e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.757 Total Volume 596.52 m <sup>3</sup> Total Weight 11425 kN Total Resisting Moment 2.3124e+005 kN-m Total Activating Moment 1.3157e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
Bishop	Factor of Safety 2.084 Total Volume 584.08 m <sup>3</sup> Total Weight 11158 kN Total Resisting Moment 2.4446e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1729e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.911 Total Volume 596.52 m <sup>3</sup> Total Weight 11425 kN Total Resisting Moment 2.376e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2436e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
Janbu	Factor of Safety 1.868 Total Volume 584.08 m <sup>3</sup> Total Weight 11158 kN Total Resisting Moment ---	Factor of Safety 1.735 Total Volume 596.52 m <sup>3</sup> Total Weight 11425 kN Total Resisting Moment ---

	Total Activating Moment ---	Total Activating Moment---
	Total Resisting Force 6641.9 kN	Total Resisting Force 6269.4 kN
	Total Activating Force 3556.1 kN	Total Activating Force 3613.7 kN

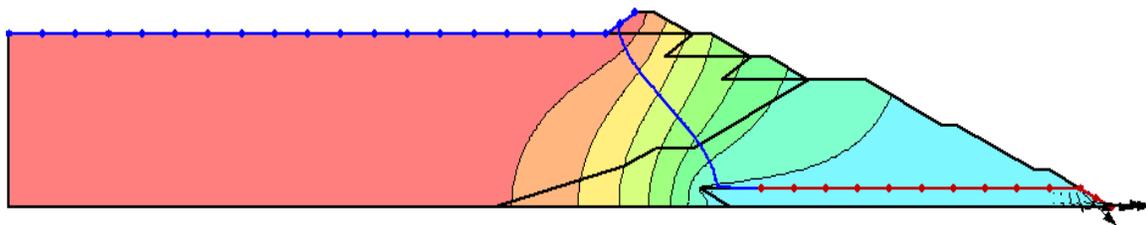
Tabla 2.10. Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración Fase 3

**Anexo 9**



**Figura 9.** Resultados del análisis sin infiltración en la fase 4

**Anexo 10**



**Figura 10.** Resultados del análisis filtración en la fase 4

**Anexo 11**

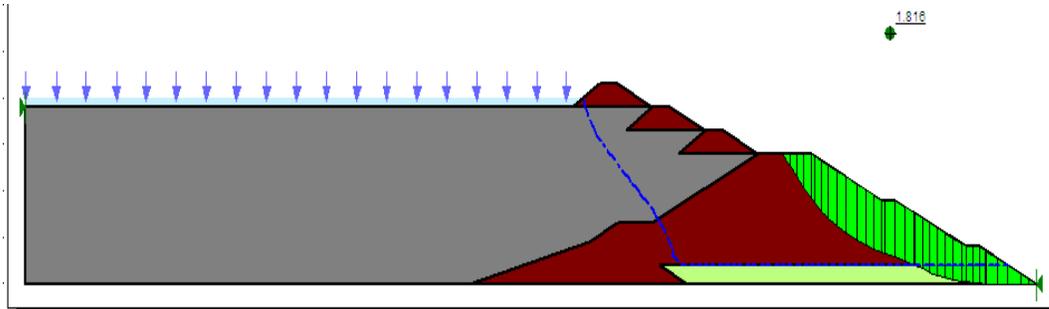


Figura 11. Resultados del análisis estático con infiltración de la fase 4

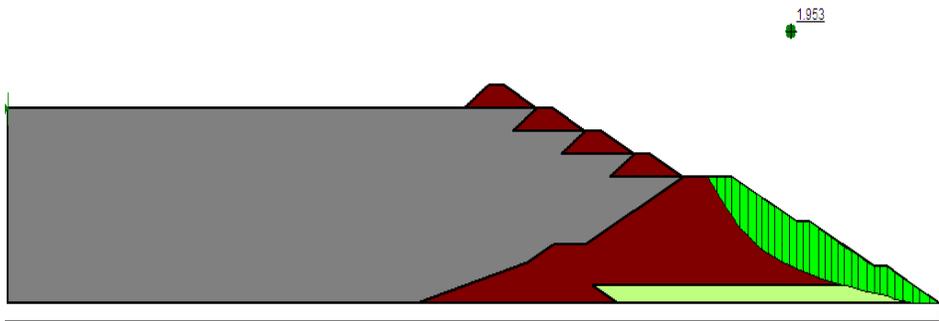
## Anexo 12

Métodos	Reporte sin infiltración	Reporte con infiltración
Morgenstern-Price	Factor of Safety 1.954 Total Volume 544.92 m <sup>3</sup> Total Weight 10413 kN Total Resisting Moment 2.3172e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1861e+005 kN-m Total Resisting Force 6377.4 kN Total Activating Force 3273.8 kN	Factor of Safety 1.816 Total Volume 618.1 m <sup>3</sup> Total Weight 11839 kN Total Resisting Moment 2.4765e+005 kN-m Total Activating Moment 1.3634e+005 kN-m Total Resisting Force 6568.6 kN Total Activating Force 3620.6 kN
Ordinary	Factor of Safety 1.883 Total Volume 544.92 m <sup>3</sup> Total Weight 10413 kN Total Resisting Moment 2.2553e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1975e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.754 Total Volume 618.1 m <sup>3</sup> Total Weight 11839 kN Total Resisting Moment 2.3907e+005 kN-m Total Activating Moment 1.3629e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
Bishop	Factor of Safety 2.08 Total Volume 544.92 m <sup>3</sup> Total Weight 10413 kN Total Resisting Moment 2.3158e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1131e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.915 Total Volume 618.1 m <sup>3</sup> Total Weight 11839 kN Total Resisting Moment 2.4622e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2858e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
Janbu	Factor of Safety 1.872 Total Volume 544.92 m <sup>3</sup> Total Weight 10413 kN	Factor of Safety 1.731 Total Volume 618.1 m <sup>3</sup> Total Weight 11839 kN

Total Resisting Moment ---	Total Resisting Moment ---
Total Activating Moment---	Total Activating Moment ---
Total Resisting Force 6291.8 kN	Total Resisting Force 6445.7 kN
Total Activating Force 3361.1 kN	Total Activating Force 3722.8 kN

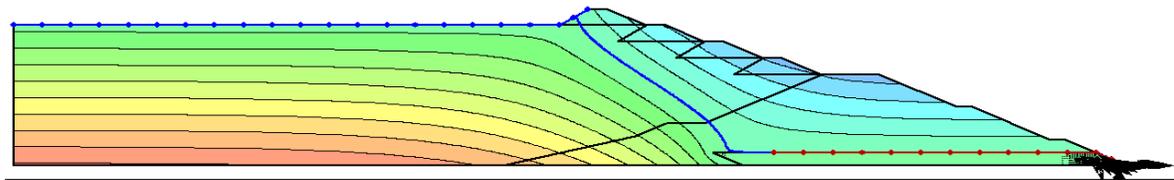
Tabla 2.11. Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración Fase 4

**Anexo 13**



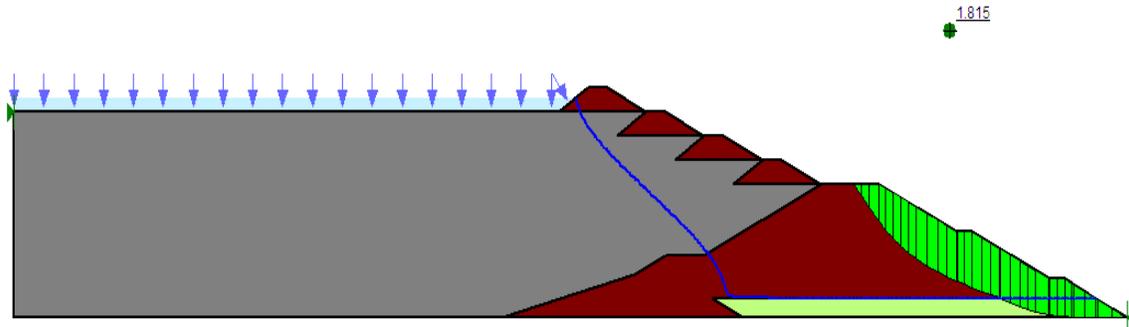
**Figura 13.** Resultados del análisis sin infiltración fase 5

**Anexo 14**



**Figura 14.** Resultados del análisis filtración en la fase 5

**Anexo 15**



**Figura 15.** Resultados del análisis estático con infiltración de la fase 5

## Anexo 16

Tabla III.1. Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración Fase 5		
Métodos	Reporte sin infiltración	Reporte con infiltración
Morgenstern-Price	Factor of Safety 1.953 Total Volume 551.09 m <sup>3</sup> Total Weight 10530 kN Total Resisting Moment 2.3376e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1968e+005 kN-m Total Resisting Force 6434.2 kN Total Activating Force 3303.6 kN	Factor of Safety 1.815 Total Volume 567.18 m <sup>3</sup> Total Weight 10864 kN Total Resisting Moment 2.2859e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2594e+005 kN-m Total Resisting Force 6118 kN Total Activating Force 3374.7 kN
Ordinary	Factor of Safety 1.881 Total Volume 551.09 m <sup>3</sup> Total Weight 10530 kN Total Resisting Moment 2.2739e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2091e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.764 Total Volume 567.18 m <sup>3</sup> Total Weight 10864 kN Total Resisting Moment 2.2175e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2572e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
Bishop	Factor of Safety 2.08 Total Volume 551.09 m <sup>3</sup> Total Weight 10530 kN Total Resisting Moment 2.336e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1229e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.907 Total Volume 567.18 m <sup>3</sup> Total Weight 10864 kN Total Resisting Moment 2.2739e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1924e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---

Janbu	Factor of Safety	1.87	Factor of Safety	1.74
	Total Volume	551.09 m <sup>3</sup>	Total Volume	567.18 m <sup>3</sup>
	Total Weight	10530 kN	Total Weight	10864 kN
	Total Resisting Moment	---	Total Resisting Moment	---
	Total Activating Moment	---	Total Activating Moment	---
	Total Resisting Force	6346.2 kN	Total Resisting Force	6015.3 kN
	Total Activating Force	3393.4 kN	Total Activating Force	3456.8 kN

Tabla 2.12. Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración Fase 5

### Anexo 17

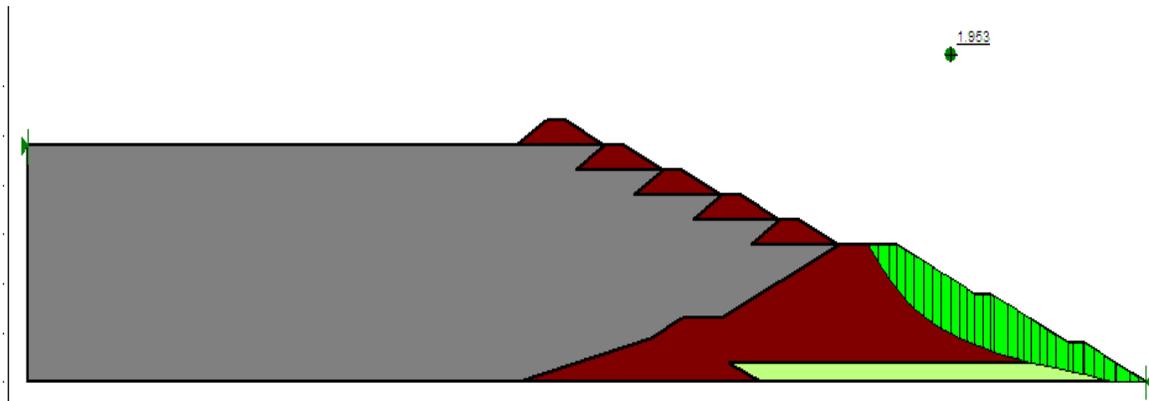
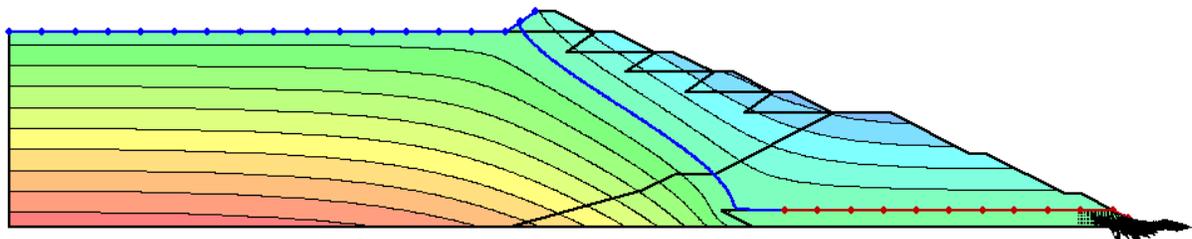


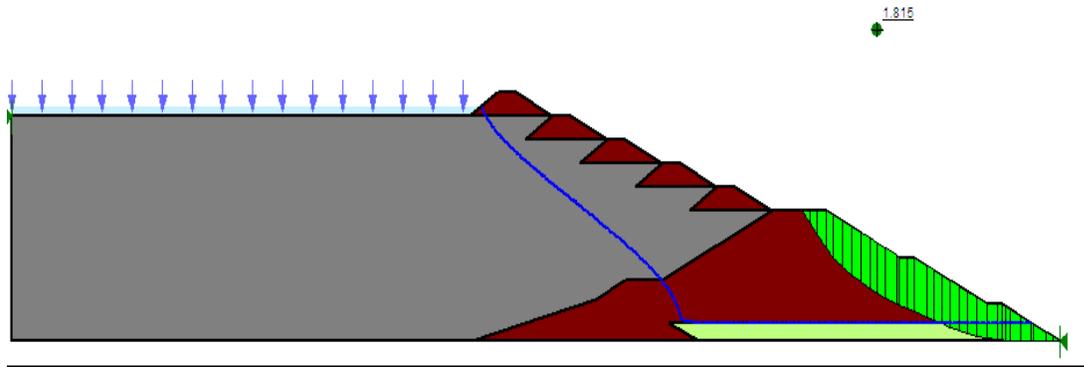
Figura 17. Resultados del análisis sin infiltración fase 6

### Anexo 18



**Figura 18.** Resultados del análisis de filtración en la fase 6

**Anexo 19**



**Figura 19.** Resultados del análisis estático con infiltración de la fase 6

**Anexo 20**

Métodos	Reporte sin infiltración	Reporte con infiltración
Morgenstern-Price	Factor of Safety 1.953 Total Volume 553.81 m <sup>3</sup> Total Weight 10580 kN Total Resisting Moment 2.3441e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2001e+005 kN-m Total Resisting Force 6460.1 kN Total Activating Force 3316.7 kN	Factor of Safety 1.815 Total Volume 563.43 m <sup>3</sup> Total Weight 10790 kN Total Resisting Moment 2.2659e+005 kN-m Total Activating Moment 1.2483e+005 kN-m Total Resisting Force 6088.8 kN Total Activating Force 3358.7 kN
Ordinary	Factor of Safety 1.879 Total Volume 553.81 m <sup>3</sup> Total Weight 10580 kN Total Resisting Moment 2.2794e+005 kN-m Total Activating Moment 1.213e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.766 Total Volume 563.43 m <sup>3</sup> Total Weight 10790 kN Total Resisting Moment 2.2017e+005 kN-m Total Activating Moment 1.247e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
Bishop	Factor of Safety 1.879 Total Volume 553.81 m <sup>3</sup> Total Weight 10580 kN Total Resisting Moment 2.2794e+005 kN-m Total Activating Moment 1.213e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---	Factor of Safety 1.908 Total Volume 563.43 m <sup>3</sup> Total Weight 10790 kN Total Resisting Moment 2.2552e+005 kN-m Total Activating Moment 1.1822e+005 kN-m Total Resisting Force --- Total Activating Force ---
Janbu	Factor of Safety 1.87 Total Volume 553.81 m <sup>3</sup> Total Weight 10580 kN	Factor of Safety 1.744 Total Volume 563.43 m <sup>3</sup> Total Weight 10790 kN

	Total Resisting Moment ---	Total Resisting Moment ---
	Total Activating Moment---	Total Activating Moment---
	Total Resisting Force 6368.2 kN	Total Resisting Force 5991.7 kN
	Total Activating Force 3406.2 kN	Total Activating Force 3436 kN

Tabla 2.13. Comparación entre el análisis estático simple y el análisis estático con infiltración  
Fase 6