

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS DE  
ESTABILIDAD DE TALUDES APLICADOS EN LA PRESA DE  
TIERRA DEL DEPÓSITO DE RELAVES BATEAS**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**NEIL MELVIN STUART YALÁN LEÓN**

**Lima- Perú**

**2015**

<b>ÍNDICE</b>	
<b>RESUMEN</b>	<b>3</b>
<b>LISTA DE CUADROS</b>	<b>4</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>5</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS</b>	<b>7</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>9</b>
<b>CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES</b>	<b>11</b>
1.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO	11
1.2. ANTECEDENTES DEL PROYECTO	11
1.3. OBJETIVO DEL INFORME	12
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO</b>	<b>13</b>
2.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	13
2.2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO	15
2.2.1. Criterios de la Falla Mohr-Coulomb	15
2.2.2. Inclinación del Plano de Falla Causado por Cortante	16
2.2.3. Falla por Cortante en Suelo Saturado	17
2.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	18
2.3.1. Método de Fellenius	22
2.3.2. Método de Bishop Simplificado	24
2.3.3. Método de Janbu	25
2.3.4. Método de Spencer	26
2.3.5. Método de Morgenstern-Price	29
2.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO	30
<b>CAPÍTULO III: INFORMACIÓN BÁSICA</b>	<b>33</b>
3.1. ÁREA DE ESTUDIO	33
3.1.1. Geología	33
3.1.2. Hidrología	33
3.1.3. Sismicidad	34
3.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA	35
3.3. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS	36
3.3.1. Exploraciones Geotécnicas	36
3.3.2. Ensayos de Campo	38
3.3.3. Ensayos de Laboratorio	42

<b>CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR LOS MÉTODOS PROPUESTOS APLICANDO EL PROGRAMA SLIDE V6.0</b>	<b>44</b>
4.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD APLICANDO SLIDE V6.0	44
4.2. PERFIL ESTADÍSTICO EN EL SECTOR DE LA PRESA	44
4.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE RESISTENCIA UTILIZADOS PARA EL MODELO	46
4.4. RESULTADOS DEL FACTOR DE SEGURIDAD OBTENIDOS PARA LOS MÉTODOS PROPUESTOS Y DIFERENTES CONDICIONES DE ANÁLISIS	47
4.4.1. Análisis al Final de Construcción	47
4.4.2. Análisis durante la Operación – Análisis Estático	49
4.4.3. Análisis durante la Operación – Análisis Pseudo Estático	52
4.5. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS POR LOS MÉTODOS PROPUESTOS	54
<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>57</b>
5.1. CONCLUSIONES	57
5.2. RECOMENDACIONES	58
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>59</b>
<b>ANEXOS</b>	
ANEXO I : REGISTRO DE CALICATAS Y PERFORACIONES	
ANEXO II : ENSAYOS DE CAMPO	
ANEXO III : ENSAYOS DE LABORATORIO	
ANEXO IV : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR LOS MÉTODOS PROPUESTOS	

## RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia se enfoca en utilizar las herramientas de modelación digital para cuantificar la seguridad de una presa de tierra. Se muestra una introducción al comportamiento de los esfuerzos a los que se verá sometida la presa de tierra del depósito de relaves Bateas. Previo al cálculo, se efectúan muestreos y ensayos para asignar las características geotécnicas de resistencia propias de la cimentación y el terraplén. Posteriormente, con el software Slide V6.0 se realiza la modelación de la geometría de la presa y la introducción de sus características mecánicas; parámetros que regirán el funcionamiento mismo de la estructura.

Se considera la variabilidad de hipótesis que se puede asignar a los métodos usados en el análisis de estabilidad de taludes, así como las condiciones en que éstos resultan confiables en la obtención del factor de seguridad. Con esta información se procede a la modelación del comportamiento mecánico de la presa, permitiendo aproximar los factores de seguridad mínimos que se tendrán para el diseño. Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones sobre los resultados de la modelización de la presa de tierra del depósito de relaves Bateas.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1.- Criterios para el Análisis de Estabilidad	14
Cuadro N° 2.- Coeficientes Sísmicos Propuesto para Presas Pequeñas y Medianas	31
Cuadro N° 3.- Características de la Presa	35
Cuadro N° 4.- Cuadro de Calicatas	37
Cuadro N° 5.- Perforaciones Diamantina	38
Cuadro N° 6.- Ensayos de Densidad Natural y Humedad	39
Cuadro N° 7.- Ensayos de Permeabilidad	40
Cuadro N° 8.- Características de la Presa	41
Cuadro N° 9.- Ensayos de Laboratorio en Material de Cimentación	42
Cuadro N° 10.- Ensayos de Laboratorio en Material de Cantera	42
Cuadro N° 11.- Resultados del Ensayo Triaxial en Material de Cimentación	43
Cuadro N° 12.- Resultados del Ensayo Triaxial en Material de Cantera	43
Cuadro N° 13.- Parámetros de Resistencia de Esfuerzos Efectivos	46
Cuadro N° 14.- Parámetros de Resistencia de Esfuerzos Totales	46
Cuadro N° 15.- Factores de Seguridad obtenidos para Final de Construcción y Durante la Operación	54
Cuadro N° 16.- Variación Porcentual de los Factores de Seguridad obtenidos entre métodos al Final de Construcción	55
Cuadro N° 17.- Variación Porcentual de los Factores de Seguridad obtenidos entre métodos Durante la Operación – Análisis Estático	55
Cuadro N° 18.- Variación Porcentual de los Factores de Seguridad obtenidos entre métodos Durante la Operación – Análisis Pseudoestático	55

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.- Macro localización del Proyecto	11
Figura N° 2.- Envolvente de Falla de Morh y los Criterios de Falla de Morh-Coulomb	16
Figura N° 3.- Circulo de Morh y Envolvente de Falla	17
Figura N° 4.- Fuerzas consideradas en una falla circular	19
Figura N° 5.- Fuerzas actuantes en cada dovela	20
Figura N° 6.- Fuerzas Actuantes en el Método de Fellenius	23
Figura N° 7.- Fuerzas Actuantes en el Método de Bishop Simplificado	24
Figura N° 8.- Fuerzas Actuantes en el Método de Janbu	25
Figura N° 9.- Fuerzas Actuantes en el Método de Spencer	27
Figura N° 10.- Fuerzas Actuantes en el Método de Morgenstern-Price	29
Figura N° 11.- Esquema de Análisis Pseudoestático	31
Figura N° 12.- Geometría de la Presa de Tierra	35
Figura N° 13.- Perfil Estratigráfico del Sector de Emplazamiento de la Presa	45
Figura N° 14.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Fellenius	47
Figura N° 15.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Bishop Simplificado	47
Figura N° 16.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Janbu	48
Figura N° 17.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Spencer	48
Figura N° 18.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Morgenstern-Price	49
Figura N° 19.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Fellenius	49
Figura N° 20.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Bishop Simplificado	50
Figura N° 21.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Janbu	50
Figura N° 22.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Spencer	51
Figura N° 23.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Morgenstern-Price	51
Figura N° 24.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Fellenius	52
Figura N° 25.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Bishop Simplificado	52

Figura N° 26.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Janbu	53
Figura N° 27.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Spencer	53
Figura N° 28.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Morgenstern-Price	54

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

$\gamma_h$	: Peso unitario húmedo
$\gamma_{sat}$	: Peso unitario saturado
$\tau_f, \tau$	: Esfuerzo cortante
$\alpha$	: Ángulo de la superficie de la falla en la dovela
$\sigma$	: Esfuerzo normal total
$\sigma_1$	: Esfuerzo principal mayor
$\sigma_3$	: Esfuerzo principal menor
$\sigma'$	: Esfuerzo normal efectivo
$\delta_s$	: Longitud de arco de la dovela
$\lambda$	: Parámetro de Morgenstern - Price
$\theta$	: Ángulo de inclinación con la horizontal de las fuerzas de interacción entre dovelas
$\phi$	: Ángulo de fricción interna
$\phi'$	: Ángulo de fricción interna efectivo
ASTM	: American Society for Testing Materials
$a_{básico}$	: Aceleración básica de diseño
$a_{máx}$	: Aceleración horizontal máxima del sismo
$b$	: Ancho de la dovela
$c$	: Cohesión
$c'$	: Cohesión efectiva
$E_i, E_{i+1}$	: Fuerzas de interacción entre dovelas
FS	: Factor de seguridad
$F_o$	: Factor de Corrección
$H_n, H_{n+1}$	: Fuerzas horizontales de interacción entre dovelas
IP	: Índice Plástico
$K_h$	: Coeficiente sísmico horizontal
$k$	: Permeabilidad
LL	: Límite Líquido
LP	: Límite Plástico
$P_k$	: Fuerza sísmica
$N_i, N$	: Reacción normal del suelo sobre la dovela
$N'$	: Resultante normal del suelo sobre la dovela
R	: Radio del círculo de falla



$S_i, S$	: Resistencia al corte del terreno
SPT	: Estándar Penetration Test
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
$u$	: Presión poros
$U_i, U$	: Fuerza producida por la presión de poros
$V_n, V_{n+1}$	: Fuerzas verticales de interacción entre dovelas
$W$	: Peso de la dovela
$x$	: Distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela al centro del círculo.

## INTRODUCCIÓN

En la mayoría de proyectos el análisis geotécnico de estabilidad de taludes en una presa de tierra es analizado utilizando métodos especiales, llamados de Equilibrio Límite, pero dependiendo de las condiciones de dichos taludes estos métodos pueden arrojar errores más o menos significativos.

Dada la variedad de tipos de falla existentes, no existe un método general que sea aplicable a todos los tipos de fallas, esto principalmente porque no existe un método en la práctica para calcular los esfuerzos internos en los puntos de masa del suelo, a partir de las cargas exteriores que actúen.

El presente informe busca comparar los diferentes métodos de Equilibrio Límite usados en el análisis de estabilidad de taludes de una presa de tierra del depósito de relaves Bateas, con ello se puede determinar la influencia de los diferentes parámetros tomados en cuenta para dicha comparativa.

En el capítulo I se tratará los aspectos generales del proyecto, como la ubicación del proyecto y los antecedentes que presenta dicho proyecto.

En el capítulo II se verá las características de fallas en presas de tierra, teoría de estabilidad de taludes y los métodos de Equilibrio Límite a emplear en el análisis comparativo, que nos servirá para sustentar luego nuestros análisis de estabilidad con el software Slide V6.0.

En el capítulo III consistirá en un resumen de la data tomada del informe elaborado con anterioridad del proyecto (bibliografía del proyecto “Ingeniería de Detalle para la Construcción de un Nuevo Depósito de Relaves”), donde se extraerá la información correspondiente a las características del área de estudio, geometría de la presa y ensayos realizados a los materiales que intervienen en la construcción de la presa de tierra del depósito de relaves Bateas.

El capítulo IV se realizará los análisis de estabilidad utilizando el software Slide V6.0, software especializado que incorpora los métodos de equilibrio límite, y se realizarán las comparaciones de los resultados obtenidos con cada uno de ellos.

En el capítulo V se realizará las conclusiones y recomendaciones de los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad.

Finalmente, este informe aspira dar un aporte a futuros proyectos con presas de tierra un método de análisis que considere la seguridad de la presa en términos de: optimización de comportamiento estructural, cálculo de posibles superficies de falla, etc., los cuales repercutirán de manera directa en el desarrollo de diseños de presas de tierra para futuros proyectos.

## CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

### 1.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

La presa está localizada a 14 km. al Noroeste del pueblo de Caylloma, Región de Arequipa, a una altura de 4,400 m.s.n.m.

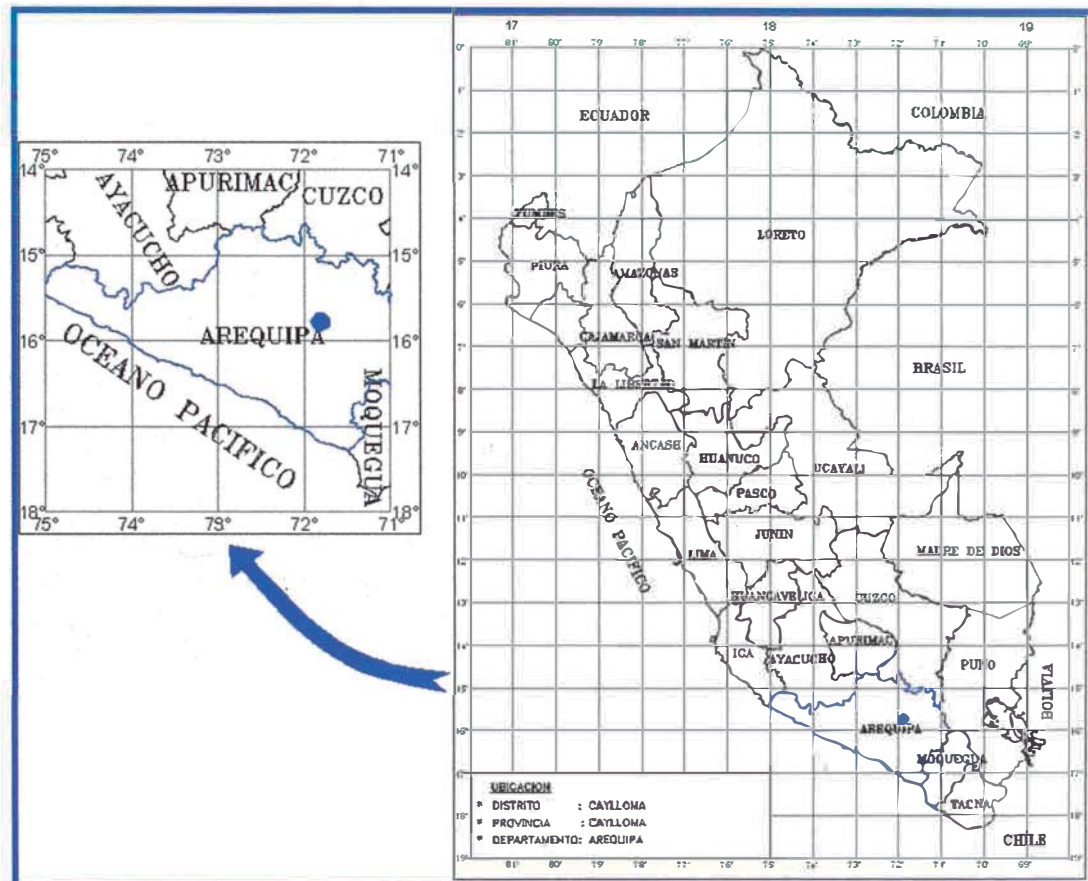


Figura N° 1.- Macro localización del Proyecto

### 1.2. ANTECEDENTES DEL PROYECTO

Debido a la continua producción de relaves en la planta de tratamiento en Minera Bateas, esta tiene previsto implementar un nuevo depósito para almacenar los relaves provenientes de la Planta Concentradora con una capacidad de 1500 TMD, por ello construye una presa de tierra hasta la cota de corona 4415 msnm utilizando material de préstamo proveniente de cantera.

El depósito de relaves y el talud aguas arriba de la presa fueron revestidos con una geomembrana LLDPE de 1.5 mm de espesor colocada sobre un geotextil de 300 gr/m<sup>2</sup>, para evitar que la geomembrana se dañe por efectos de punzonamientos, de esta manera se minimiza las pérdidas potenciales por filtración al ambiente.

Para evacuar las aguas subterráneas del área de emplazamiento de la presa, se ha proyectado un sistema de drenes franceses en forma espina de pescado, compuesto por drenes secundarios y un colector principal. Los drenes franceses secundarios estarán conformados en una zanja de 1.0 m de profundidad y 1.0 m de ancho, dichos drenes estarán conformados por un área drenante y otra por un sello de arcilla. El área drenante estará forrada con un geotextil no tejido de 300 gr/m<sup>2</sup>, en todo su perímetro y para mejorar la eficiencia del sistema se colocará dentro de la zanja una tubería perforada de HDPE de 4" de diámetro envuelta en geotextil no tejido de 300 gr/m<sup>2</sup>. Estos drenes serán colectados por el dren colector principal conformado por una zanja de las mismas características del dren secundario, en la cual se colocará una tubería perforada de HDPE de 6" de diámetro. Finalmente estas aguas serán entregadas a una caja monitoreo, desde donde se verterán al río San Francisco mediante una tubería de conducción de HDPE de 8" de diámetro.

### **1.3. OBJETIVO DEL INFORME**

El objetivo del presente estudio es aplicar los diferentes métodos existentes para el análisis de estabilidad de taludes a la presa de tierra del depósito de relaves Bateas para determinar la influencia de los diferentes parámetros tomados en cuenta para dicha comparativa.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Los análisis de estabilidad se deberán realizar considerando el tipo de material y la sección más crítica, utilizando criterios ingenieriles, hipótesis y un modelo matemático. Este modelo analiza la estabilidad de taludes tomando en cuenta las propiedades del suelo (cohesión y fricción), las características geométricas del talud interactuando con las condiciones reales del diseño.

Los parámetros correspondientes a las propiedades de los materiales que componen el talud, requeridos para efectuar el análisis de estabilidad, son los siguientes:

- Peso unitario húmedo ( $\gamma_h$ )
- Peso unitario saturado ( $\gamma_{sat}$ )
- Cohesión ( $c, c'$ )
- Ángulo de fricción interna ( $\phi, \phi'$ )

Los valores de estos parámetros se seleccionaran teniendo en consideración los resultados de los diversos ensayos de campo y de laboratorio, la evaluación de las condiciones geológicas y geotécnicas de todos los materiales que conforman el modelo geotécnico.

Los valores de  $\phi$  para el análisis se obtienen de ensayos triaxiales drenados o ensayos de corte directo, o por correlaciones de granulometría, densidad relativa y forma de partículas.

De acuerdo a la Guía ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de desechos sólidos de mina, elaborado por el Ministerio de Energía y Minas (MEM), los factores de seguridad mínimos recomendados son:

- Condición Estática: 1.5
- Condición Pseudoestática: 1.0

La condición estática considera como fuerzas actuantes desestabilizadoras, solamente los esfuerzos producidos por el peso propio de los materiales. La condición pseudoestática considera los esfuerzos producidos por una fuerza horizontal adicional producida por el sismo. La fuerza sísmica horizontal del método pseudoestático, está en función de la aceleración máxima producida por el sismo y la masa de suelo.

Las condiciones críticas analizadas son:

- Final de la construcción
- Durante la operación
- Evento sísmico

En el siguiente cuadro se presenta los criterios de análisis de estabilidad que serán aplicados en el presente informe:

**Cuadro N° 1.- Criterios para el Análisis de Estabilidad**

<b>Análisis</b>	<b>Condiciones de Análisis</b>	<b>Factor de Seguridad</b>	<b>Condiciones</b>	<b>Parámetros para Análisis</b>
Estático	Final de la Construcción	1.3	Periodos cortos y no produce pérdidas de vidas ni daños económicos.	Esfuerzos Totales $c$ y $\phi$
	Durante la Operación	1.5	Puede ocurrir la pérdida de vidas humanas y daños económicos.	Esfuerzos Efectivos $c'$ y $\phi'$
Pseudoestático	Carga Sísmica	1.0	Periodo de retorno de aceleraciones sísmicas de 475 años.	Esfuerzos Totales $c$ y $\phi$

Fuente: Elaboración Propia

## 2.2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO

La resistencia al esfuerzo cortante se define como la oposición que ofrecen las partículas al desplazamiento relativo; puesto que depende de la interacción entre éstas, la naturaleza de las interacciones será la que determine la magnitud de la resistencia.

La resistencia al esfuerzo cortante depende de la composición del suelo. En los suelos granulares, constituidos por partículas microscópicas, la resistencia parece derivar exclusivamente de efectos de fricción entre los granos, mientras que, en los suelos en los que domina la fricción coloidal, la resistencia depende de fuerzas atractivas y repulsivas ejercidas entre ellas. De aquí la distinción entre los suelos friccionantes o granulares, que incluyen los enrocamientos, cantos rodados, gravas, arenas, limos no plásticos y suelos cohesivos.

Es importante entender la naturaleza de la resistencia cortante para pronosticar los problemas de estabilidad de taludes, tales como fallas y deslizamientos.

### 2.2.1. Criterios de la Falla Mohr-Coulomb

En 1776 Coulomb observó que si el empuje que produce un suelo contra un muro de contención produce un ligero movimiento del muro, en el suelo que está retenido se forma un plano de deslizamiento esencialmente recto. El postuló que la máxima resistencia al corte ( $\tau$ ) en el plano de falla está dada por:

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

“Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales que afirma que éstos fallan debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solamente por la presencia de un esfuerzo máximo de uno de éstos” (Braja Das, 2001, p. 207). De tal manera que la relación entre estos esfuerzos sobre un plano de falla se expresa de la forma:

$$\tau_f = f(\sigma)$$



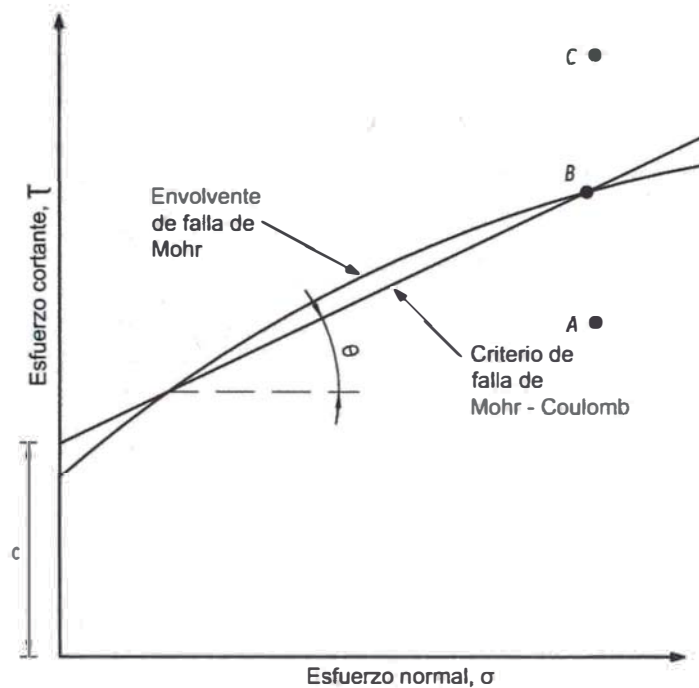


Figura N° 2.- Envolvente de Falla de Morh y los Criterios de Falla de Morh-Coulomb

La Figura N°2 nos muestra que de acuerdo a Braja Das (2001), si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A, entonces no ocurrirá una falla a cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante pueden ser representados por el punto B, ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si un estado de esfuerzos se representa por el punto C, la falla cortante ya habría ocurrido, ya que se encuentra arriba de la envolvente de falla.

### 2.2.2. Inclinación del Plano de Falla Causado por Cortante

De acuerdo a Braja Das (2001) la falla por cortante ocurre cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la ecuación de Coulomb. Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, siendo  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  los esfuerzos principales mayor y menor. El plano de falla forma un ángulo  $\phi$  con el plano principal mayor. Para determinar el ángulo  $\phi$  y la relación entre  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  se utiliza el Círculo de Mohr y la envolvente de falla.

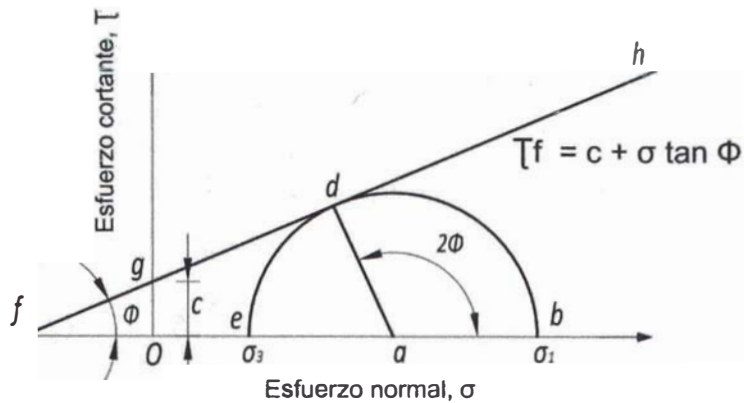


Figura N° 3.- Círculo de Mohr y Envolvente de Falla

La Figura N°3 muestra la envolvente de falla definida por la relación  $\tau_f = c + \sigma \tan \phi$ . El radio del círculo define el plano principal mayor, y la línea radial define el plano de falla.

### 2.2.3. Falla por Cortante en Suelo Saturado

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo. La razón para ello no se hizo evidente hasta que Terzaghi (1936) publicó el principio de esfuerzos efectivos.

$$\sigma = \sigma' + u$$

Pudo apreciarse entonces que, dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes substanciales, la resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia a la fricción que se produce en los puntos de contacto entre partículas; la magnitud de ésta depende solo de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soporta la estructura de suelo. Por tanto, cuanto más grande sea el esfuerzo efectivo normal a un plano de falla potencial, mayor será la resistencia al corte en dicho plano. Entonces, si se expresa la ecuación de Coulomb en términos de esfuerzos efectivos, se tiene:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

En la cual los parámetros  $c'$  y  $\phi'$  son propiedades de la estructura de suelo, denominadas cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva, respectivamente.

Puesto que la resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos en el suelo, los análisis de estabilidad se harán entonces, en términos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, en ciertas circunstancias el análisis puede hacerse en términos de esfuerzos totales y por tanto, en general, se necesitará determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo en esfuerzos efectivos y en esfuerzos totales. Es decir, los valores de  $c'$ ,  $\phi'$  y  $c$ ,  $\phi$ . Estos se obtienen, a menudo en ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de suelo representativas mediante el ensayo de corte directo (ASTM D-3080-72) o el ensayo de compresión Triaxial (ASTM D-2805-70).

### 2.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

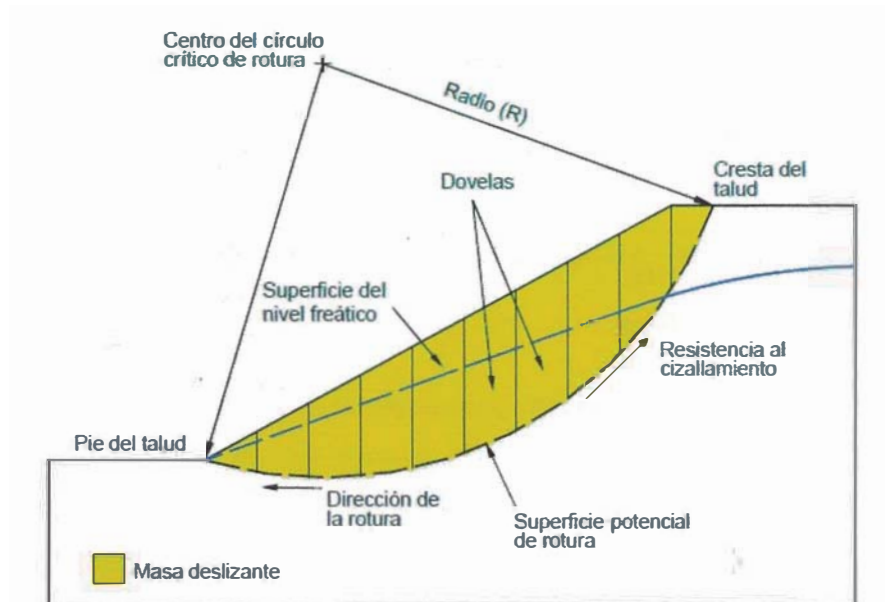
En ingeniería los cálculos buscan estimar el conjunto de fuerzas que actúa sobre la porción de tierra. Si las fuerzas disponibles para resistir el movimiento son mayores que las fuerzas que desequilibran el talud entonces se considerará estable.

En caso de terremoto, infiltración de agua, obras descontroladas u otro tipo de causa el equilibrio puede romperse, las fuerzas desequilibradoras ser mayores de las estimadas y producir finalmente la rotura. Esto provoca que los procedimientos usuales de estabilidad estructural no puedan utilizarse, por lo que surge la necesidad de recurrir a métodos de tipo especial, llamados Análisis de Equilibrio Límite.

El método del equilibrio límite establece que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura. De esta forma, se interpreta que la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto la masa inferior, produciéndose, así, la rotura del terreno. En el momento de producirse la rotura, la resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento está movilizada, y el terreno se encuentra, en su totalidad, en equilibrio estático.

Se define el factor de seguridad (FS), como el valor que cuantifica la diferencia entre las condiciones reales que presenta el talud, y las condiciones que llevan a su rotura. El factor de seguridad es el coeficiente mínimo de todos los coeficientes de seguridad asociados a todas las superficies de deslizamiento posibles.

El criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada dovela por separado. Una vez realizado el análisis de cada dovela se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.



**Figura N° 4.- Fuerzas consideradas en una falla circular**

En la Figura N°4 se observa una dovela en donde se representan las fuerzas que actúan sobre la misma y las incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas y momentos para cada una de las n dovelas en que se divide la masa deslizante.

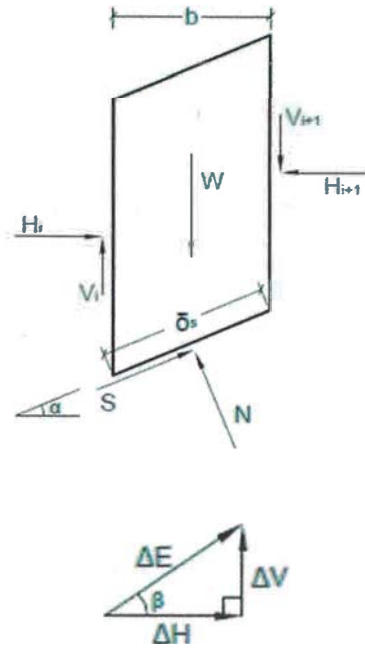


Figura N° 5.- Fuerzas actuantes en cada dovela

Según el análisis estático se observan las incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas, de la siguiente manera:

- $n$  resultantes normales  $N$  sobre cada dovela.
- $n-1$  resultante de las fuerzas laterales en la cara de contacto entre dovelas  $\Delta E$ .
- $n-1$  ángulos  $\beta$  que expresan la inclinación de la resultante  $\Delta E$  con respecto a la horizontal.

La suma de las incógnitas mencionadas es  $3n-1$  incógnitas para  $2n$  ecuaciones de la estática:  $n \cdot \sum F_x = 0$  ;  $n \cdot \sum F_y = 0$

Las incógnitas asociadas al equilibrio de momentos dan:

- $n$  momentos de las resultantes  $N$  en la base de cada dovela.
- $n-1$  momentos de la resultante  $\Delta E$ .

La suma de las incógnitas anteriores es  $2n-1$  incógnitas para  $n$  ecuaciones de la estática  $n \cdot \Sigma M = 0$ , por lo que el total de incógnitas es  $5n-2$  para  $3n$  ecuaciones; por lo que se tiene que el problema es estáticamente indeterminado.

Los métodos más usados en la práctica no consideran el equilibrio de momentos en cada dovela con el propósito de reducir el problema a  $3n-1$  incógnitas para  $2n$  ecuaciones.

Para eliminar la indeterminación se hacen  $n-1$  hipótesis con respecto al ángulo  $\beta$ , quedando un sistema de  $2n$  ecuaciones con  $2n$  incógnitas.

Proyectando las fuerzas en las direcciones N y S se obtienen las ecuaciones de equilibrio siguientes:

$$N' + U = W \cos \alpha + \Delta E \sin (\alpha - \beta) \quad \text{y} \quad S + \Delta E \cos (\alpha - \beta) = W \sin \alpha$$

Además se tiene en cuenta que la definición del factor de seguridad para cada dovela es:

$$S = (C' + N' \cdot \tan \phi') / FS$$

Al sustituir la ecuación del factor de seguridad en la ecuación de equilibrio en la dirección tangencial la base de la dovela se obtiene:

$$(C' + N' \cdot \tan \phi') / FS + \Delta E \cos (\alpha - \beta) = W \sin \alpha$$

Las ecuaciones obtenidas anteriormente constituyen un sistema de  $2n$  ecuaciones que definen el equilibrio de la masa deslizante. Sin embargo, no es necesario resolver el sistema de ecuaciones si se realiza un análisis del equilibrio de la masa deslizante como un todo, ya que puede afirmarse que:

$$\Sigma W \cdot x = \Sigma S \cdot R$$

$$\text{Además: } x/R = \sin \alpha$$

Por lo tanto:  $\Sigma W \text{ sen } \alpha = \Sigma S$

Esta afirmación es correcta debido a que las fuerzas internas así como los empujes interdovelas no entran en el equilibrio general, por lo que se puede concluir que:

$$FS = \frac{\Sigma (C' + N' * \tan \phi')}{\Sigma W * \text{sen } \alpha}$$

Como puede apreciarse, sólo es necesario conocer los n valores de N, de donde operando las ecuaciones anteriores se obtiene que:

$$N' = \frac{W \cos \alpha [1 + \tan \alpha * \tan(\alpha - \beta)] - \frac{(C' * \tan(\alpha - \beta))}{FS} - U}{1 + \tan \phi' * \frac{\tan(\alpha - \beta)}{ES}}$$

Como se observa, no es necesario determinar el valor de  $\Delta E$  para obtener el factor de seguridad.

Dependiendo de la hipótesis que se haga con respecto al ángulo  $\beta$  y del resultado que este valor dé a N, se obtendrán los diferentes métodos de análisis para la estabilidad.

### 2.3.1. Método de Fellenius

Este método supone que las fuerzas de interacción entre dovelas no influye de manera significativa en el cálculo de la estabilidad ya que son de pequeña magnitud o se anulan casi totalmente entre ellas; aunque este hecho no es totalmente cierto para determinados casos donde hay cargas no uniformes sobre el terreno.

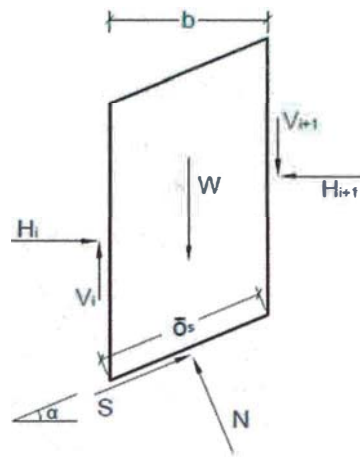


Figura N° 6.- Fuerzas Actuantes en el Método de Fellenius

Un factor que puede afectar negativamente a la estabilidad de un talud es la presión intersticial producida por la presencia del agua dentro de la masa de suelo. Se supone que  $\beta$  es igual a  $\alpha$  para este método. La influencia se hace evidente con la disminución de las fuerzas estabilizadoras, con lo que la ecuación de Fellenius queda de la siguiente forma:

$$N' = W \cos \alpha - U$$

$$FS = \frac{\sum (c' * \delta s + (W \cos \alpha - u * \delta s) * \tan \phi')}{\sum W * \sin \alpha}$$

Dónde:  $\delta_s = b \sec \alpha$

Se deduce entonces, que la presión intersticial es una fuerza que afecta la superficie de deslizamiento, disminuyendo el efecto de fricción entre la dovela de terreno suprayacente y dicha superficie de contacto. Uno de los mayores problemas presentados para el diseño es una estimación confiable para el valor de esta subpresión.



### 2.3.2. Método de Bishop Simplificado

Bishop en 1955 propuso un método más riguroso de análisis para deslizamientos en superficies de falla esférica. El supuso, en una versión simplificada de su método, que la resultante de las fuerzas a ambos lados de una dovela es horizontal y que el factor de seguridad encontrado es el mismo para todas las dovelas. Por otra parte, la resistencia al cortante utilizada en el análisis del método es la resistencia solicitada en lugar de la resistencia máxima; la relación entre una y otra es igual al inverso del factor de seguridad. El método supone que  $\beta$  es igual a 0 para cada dovela.

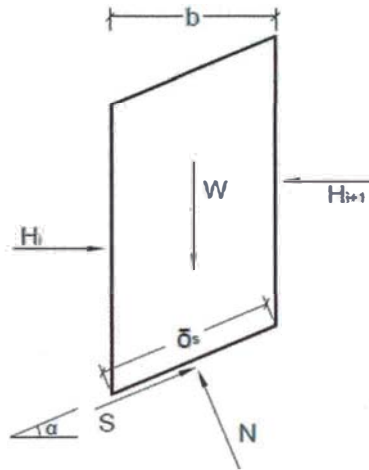


Figura N° 7.- Fuerzas Actuantes en el Método de Bishop Simplificado

Las ecuaciones se reducen a:

$$N' = \frac{(W - c' * b * \tan \alpha - u * b) * \sec \alpha}{1 + \tan \phi' * \frac{\tan \alpha}{FS}}$$

$$FS = \frac{\sum [c' * b + (W - u * b) * \tan \phi'] * \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \phi' * \frac{\tan \alpha}{FS}}}{\sum W * \sin \alpha}$$

### 2.3.3. Método de Janbu

Existen casos en que los factores de seguridad obtenidos a través de superficie de fallas circulares son demasiado optimistas y es necesario recurrir a superficies de deslizamiento compuestas.

Para estos casos, una solución al problema consiste en la aplicación del método de Janbu (1954 y 1957), diseñado para superficies no necesariamente circulares. Supone que la interacción entre dovelas es nula, pero a diferencia de Bishop, el método busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Cálculos posteriores hacen ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, por lo que se presente la necesidad de introducir un factor de corrección  $F_0$  empírico al factor de seguridad.

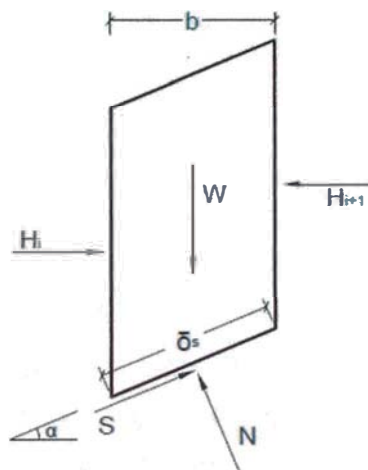


Figura N° 8.- Fuerzas Actuantes en el Método de Janbu

Las ecuaciones se reducen a:

$$FS = \frac{\sum [c' * b + (W - u * b) * \tan \phi'] / n_\alpha}{\sum W * \tan \alpha}$$

Siendo:

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha * \left(1 + \frac{\tan \alpha * \tan \phi'}{ES}\right)$$

Ésta es la fórmula que nos entrega el factor de seguridad en forma implícita, ya que figura también en  $n_\alpha$ , y hay que resolverla por lo tanto por aproximaciones sucesivas.

Como hay que entrar en la fórmula con un valor de  $n_\alpha$ , se puede tomar para FS el valor de  $F'_0$ :

$$F'_0 = \frac{\Sigma [c' * b + (W - u * b) * \tan \phi']}{\Sigma W * \tan \alpha}$$

Con el valor de  $n_\alpha$  calculado a partir de  $F'_0$ , se entra la ecuación del factor de seguridad y se obtiene  $F_0$ .

Obteniéndose:

$$FS = \frac{F_0 * \Sigma [c' * b + (W - u * b) * \tan \phi'] / n_\alpha}{\Sigma W * \tan \alpha}$$

#### 2.3.4. Método de Spencer

Este método supone que la interacción entre dovelas actúa como una componente de empuje con un ángulo ( $\theta$ ) de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, se analiza tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas en función a ese ángulo ( $\theta$ ), hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a superficies de fallas circulares como generales.

De la figura N°9, se asume:  $\theta_i = \theta_{i+1} = \theta$

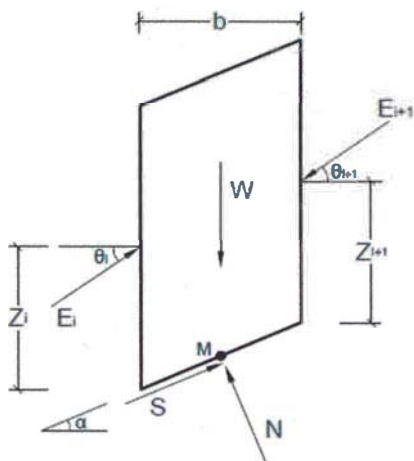


Figura N° 9.- Fuerzas Actuantes en el Método de Spencer

La solución adopta las siguientes expresiones:

Corresponde a las condiciones de Mohr-Coulomb representando la relación entre la fuerza normal y la fuerza de corte de un segmento determinado de la superficie de deslizamiento.

$$S = (N - U) \tan \phi + c' * b / \cos \alpha = N' \tan \phi + c * b / \cos \alpha$$

La fuerza ecuación de equilibrio en dirección normal de la superficie de deslizamiento.

$$N' + U - W \cos \alpha + E_{i+1} \sin (\alpha - \theta) - E_i \sin (\alpha - \theta) = 0$$

Equilibrio a lo largo de la superficie de deslizamiento. FS es el factor de seguridad, el cual se utiliza para reducir los parámetros de suelo.

$$(N' \tan \phi / FS) + (c' * b) / (FS \cos \alpha) - W \sin \alpha - E_{i+1} \cos (\alpha - \theta) + E_i \cos (\alpha - \theta) = 0$$

Para la ecuación del momento de equilibrio del punto M.

$$E_{i+1} \cos \theta * [z_{i+1} - (b * \tan \alpha) / 2] - E_{i+1} \sin \theta * (b / 2) - E_i \cos \theta * [z_i - (b * \tan \alpha) / 2] - E \sin \theta * (b / 2) = 0$$

El factor de seguridad FS es determinado empleando el siguiente proceso de iteración:

1. El valor inicial de  $\theta$  se asigna cero ( $\theta = 0$ ).
2. El factor de seguridad FS para un valor determinado de  $\delta$  sigue la siguiente ecuación:

$$E_{i+1} = \frac{[W \cos \alpha - U + E_i \sin(\alpha - \theta)] \frac{\tan \phi}{FS} + \frac{c' * b}{FS \cos \alpha} - [W \sin \alpha - E_i \cos(\alpha - \theta)]}{\sin(\alpha - \theta) \frac{\tan \phi}{FS} + \cos(\alpha - \theta)}$$

Esta fórmula permite calcular las fuerzas  $E_i$  actuando entre bloques de valores dados de  $\theta$  y FS. Esta solución asume que en una superficie plana el valor de E se conoce como  $E_1 = 0$ . Mientras se asume que el valor  $E_{n+1} = 0$  de al final de la superficie de deslizamiento.

3. El valor de  $\theta$  es proporcionado por la ecuación:

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} [E_{i+1} (\sin \theta - \cos \theta * \tan \alpha) + E_i (\sin \theta - \cos \theta * \tan \alpha)] + E_i * z_i \cos \theta}{E_{i+1} \cos \theta}$$

Esta fórmula permite el cálculo para un valor dado  $\theta$  de todos los brazos de  $z$  de las fuerzas actuando entre bloques, conociendo el valor izquierdo en una superficie de deslizamiento original, donde  $z_1 = 0$ .

Utilizando el valor de E determinado en el paso anterior con el requisito de tener el momento del último bloque igual a cero. La ecuación no proporciona el valor de  $z_{n+1}$  ya que ésta es igual cero. Para éste valor se debe satisfacer la ecuación del momento de equilibrio.

4. Se repiten los paso 2 y 3 hasta que el valor de  $\theta$  se mantenga estable y no cambie.

### 2.3.5. Método de Morgenstern-Price

Similar al método de Spencer, es de aplicación general, y se basa en lograr el equilibrio de momentos como de fuerzas. La gran diferencia se debe a que la interacción entre las dovelas viene dada por la función sinusoidal, la cual evalúa las interacciones a lo largo de la superficie de falla.

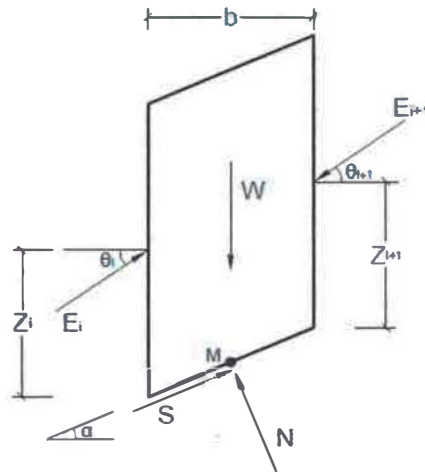


Figura N° 10.- Fuerzas Actuantes en el Método de Morgenstern-Price

El valor funcional de la función  $f(x_i)$  en el punto límite  $x_i$  multiplicado por el parámetro  $\lambda$  da como resultado el valor de la inclinación del ángulo  $\theta_i$ .

El factor de seguridad FS es determinado empleando el siguiente proceso de iteración:

1. Los valores iniciales de los ángulos  $\theta_i$  se determinan según la función sinusoidal. ( $\theta_i = \lambda * f(x_i)$ ).
2. El factor de seguridad FS para un valor determinado de  $\theta$  sigue la siguiente ecuación:

$$E_{i+1} = \frac{A \frac{\tan \phi_i}{FS} + \frac{c'_i * b_i}{FS \cos \alpha_i} - B}{\sin (\alpha_i - \theta_{i+1}) \frac{\tan \phi_i}{FS} + \cos (\alpha_i - \theta_{i+1})}$$

$$\text{Dónde: } A = W \cos \alpha_i - U_i + E_i \sin (\alpha_i - \theta_i)$$

$$B = W \sin \alpha_i - E_i \cos (\alpha_i - \theta_i)$$

Asumiendo el valor  $E_{n+1} = 0$  de al final de la superficie de deslizamiento.

3. El valor de  $\theta$  es proporcionado por la ecuación:

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} [C] + E_i * z_i \cos \theta_i}{E_{i+1} \cos \theta_{i+1}}$$

$$\text{Dónde: } C = E_{i+1} (\sin \theta_{i+1} - \cos \theta_{i+1} * \tan \alpha_i) + E_i (\sin \theta_i - \cos \theta_i * \tan \alpha_i)$$

Utilizando el valor de  $E$  determinado en el paso anterior con el requisito de tener el momento del último bloque igual a cero. Los valores funcionales de  $f(x_i)$  son los mismos todo el tiempo durante la iteración, solo se itera el parámetro de  $\lambda$ .

La ecuación no proporciona el valor de  $z_{n+1}$  ya que ésta es igual cero. Para éste valor se debe satisfacer la ecuación del momento de equilibrio.

4. Se repiten los paso 2 y 3 hasta que el valor de  $\theta$  (parámetro  $\lambda$ ) se mantenga estable y no cambie.

## 2.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO

Cuando ocurre un evento sísmico, los taludes se ven sometidos a las siguientes acciones:

- Amplificación de la señal sísmica por efecto del relieve.
- Fuerzas de inercia inducidas por las masas propias.
- Cambio en los parámetros geotécnicos que caracterizan a los materiales; que constituyen el talud.

En los análisis de estabilidad de taludes denominados pseudoestáticos, se considera la influencia de un evento sísmico; la intervención del sismo se da a través de la fuerza sísmica, a la cual se le considera como una fuerza horizontal que actúa sobre la masa de suelo inestable, cuya magnitud es calculada al multiplicar el peso de dicha masa por un factor, denominado coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico dependerá del tipo de sismicidad de la zona. Los valores recomendados en análisis de estabilidad de taludes, cuando se utilizan los métodos de equilibrio límite basado en la mecánica del cuerpo rígido, se muestran a continuación para el Perú:

**Cuadro N° 2.- Coeficientes Sísmicos Propuesto para Presas Pequeñas y Medianas**

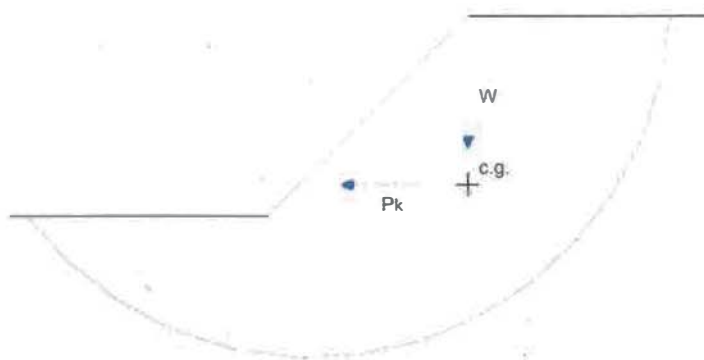
Sismicidad de la Zona	Coeficiente Sísmico
Alta, cercana a la costa peruana o fuente sismogénica local.	0.15 – 0.25
Media, zona andina y ceja de selva o a 75 Km. De fuente sismogénica local.	0.10 – 0.15
Baja, zona de selva baja.	0.05 – 0.10

Fuente: Ruesta P., Díaz J. y Alva J., 1988

Una vez que se conoce el coeficiente sísmico la fuerza sísmica simplemente será:

$$P_k = K_h * W$$

Dónde:  $K_h = \frac{a_{\text{diseño}}}{g}$



**Figura N° 11.- Esquema de Análisis Pseudoestático**



Para el caso del análisis pseudoestático, el uso de una aceleración horizontal máxima se considera que es demasiado conservador, pues su presentación es puntual conformando el valor pico. Kramer (1996) observó que los taludes de tierra no son elementos rígidos, y por consiguiente la aceleración pseudoestática empleada en la práctica, debería ser mucho menor que la aceleración máxima predicha. Sobre este particular, Marcuson (1981) sugirió que para las aceleraciones básicas de diseño, deben aplicarse coeficientes entre 1/3 y 1/2 a los valores de la aceleración máxima para el diseño.

$$a_{\text{diseño}} = 1/3 \text{ a } 1/2 a_{\text{máx}}$$

## CAPÍTULO III: INFORMACIÓN BÁSICA

### 3.1. ÁREA DE ESTUDIO

#### 3.1.1. Geología

Geomorfológicamente, el área de estudio del proyecto se encuentra localmente emplazada en la unidad geomorfológica denominada “Valle Glaciar del Río Santiago”

Esta geoforma es el resultado de la acción glaciaria acompañada de un control lito-estructural. Se caracteriza por presentar un relieve suave a moderado, ocupando las partes más bajas, donde el fondo del valle exhibe una superficie suave en forma de planicie, tapizada por depósitos fluvioglaciares con presencia de pequeñas colinas o cordones morrénicos aislados. El río Santiago, en este tramo discurre sobre una llanura fluvioglaciaria proclive a inundaciones, con un gradiente del orden de 0.6 %, describiendo en su ruta un curso sinuoso de tipo meandriforme. Esta llanura de inundación se encuentra flanqueada en ambos lados del valle por laderas de fuerte a moderado declive, labradas en rocas de las formaciones Orcopampa y Sencca, cubiertas parcialmente por depósitos morrénicos pleistocénicos y escombreras de ladera del cuaternario reciente.

Geomorfológicamente, el área prevista para el nuevo depósito de relaves estará emplazada en el margen derecho de la llanura fluvioglaciaria del río Santiago.

#### 3.1.2. Hidrología

Hidrográficamente la zona pertenece a la vertiente del Atlántico, específicamente a la microcuenca del río Santiago, que nace de la intersección de los ríos Cuchilladas y Huarajo, aguas abajo el río Santiago se une con el río Huancane, las que vierten sus aguas en la parte alta de la Cuenca del río Apurímac.

### 3.1.3. Sismicidad

En la evaluación del peligro sísmico para las obras proyectadas del nuevo depósito de relaves, se han realizado las siguientes tareas:

- Determinar la sismicidad regional.
- Identificar las características sismotectónicas.
- Estimar la atenuación de los efectos sísmicos regionales.
- Estimar el sismo extremo y el sismo de diseño.

#### Determinación del Peligro Sísmico

La evaluación del peligro sísmico se ha efectuado por medio de métodos determinísticos y probabilísticos, para finalmente proponer niveles sísmicos del movimiento máximo del suelo en el área.

Se han utilizado las fuentes sismogénicas y parámetros sismológicos definidas por Alva (2005). Las coordenadas geográficas utilizadas para Minera Bateas han sido: 72.14° de Longitud Oeste y 15.20° de Latitud Sur.

Se considera sismos de 472 años de período de retorno, lo cual significa:

Sismo extremo :  $a_{\text{máx}} = 0.38g$

Sismo de operación :  $a_{\text{máx}} = 0.32g$

Para el caso del análisis pseudoestático, el uso de una aceleración horizontal máxima se considera que es demasiado conservador, pues su presentación es puntual conformando el valor pico. Sobre este particular, Marcuson (1981) sugirió que para las aceleraciones básicas de diseño, deben aplicarse coeficientes entre 1/3 y 1/2 a los valores de la aceleración máxima para el diseño.

En consecuencia, en la zona del proyecto se recomienda utilizar:

$a_{\text{básica de diseño}} = 0.16 g$ . (Para período de retorno de 475 años).

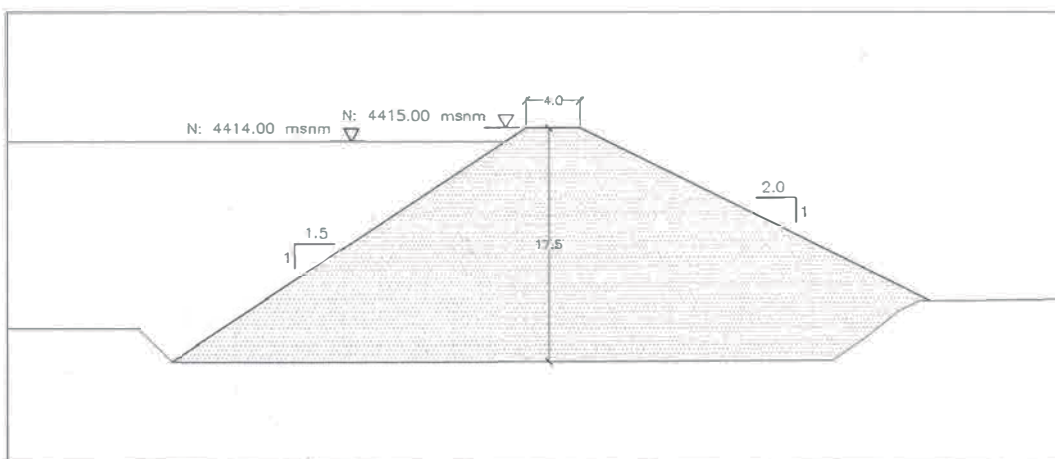
### 3.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA

Se construirá la presa con material morrénico (gravas y arenas limosas) compactadas, el cual, se construirá siguiendo el método de construcción tradicional hasta alcanzar el nivel de la corona en la cota 4,415.0 msnm. La presa se cimentara sobre material morrénico, cuya potencia es variable (15-50 m); La presa, se ha considerado del tipo Homogénea, cuyo terraplén presentan las siguientes características:

**Cuadro N° 3.- Características de la Presa**

Características de la Presa	
Nivel de corona (msnm)	4,415.00
Nivel de Relaves (msnm)	4,414.00
Altura máxima de terraplén (m)	17.50
Borde libre (m)	1.0
Ancho de corona (m)	4.0
Longitud de terraplén (m)	802.0
Talud Externo (Aguas abajo)	2.0H:1.0V
Talud Interno (Aguas Arriba)	1.5H:1.0V
Volumen de Presa ( m3)	233,410.48
Volumen de Almacenamiento ( m3)	1'915,771.00

Fuente: Elaboración Propia



**Figura N° 12.- Geometría de la Presa de Tierra**

### 3.3. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

Es necesario tener una idea de las condiciones geotécnicas de los suelos en los que se va a asentar la presa. Se requiere, por lo tanto, un profundo estudio de los entornos físicos-geológicos debido a la extrapolación que en el campo tensional supone el peso de la presa así como el efecto de los factores externos, tales como el agua.

Se realiza, por tanto, una serie de estudios metodológicos en el campo de terreno referido al cierre, donde se analiza en sí mismo el suelo que soportará la presa y si éste cumple con las exigencias para soportar los esfuerzos a los que va a ser sometida.

Por ello se realizó un programa de investigaciones para investigar las condiciones geotécnicas del área donde se cimentará el Nuevo Depósito de Relaves, donde se realizaron un conjunto de exploraciones geotécnicas. Las exploraciones geotécnicas realizadas están conformadas por calicatas, perforaciones diamantinas, ensayos S.P.T. (Standard Penetration Test) y Pruebas de Permeabilidad (Lefranc).

#### 3.3.1. Exploraciones Geotécnicas

Para investigar las condiciones geotécnicas del subsuelo de la zona de Presa, así como determinar los volúmenes explotables de materiales de cantera, se efectuaron las siguientes exploraciones:

##### **Calicatas**

En la zona del Dique como en el vaso del depósito de relaves Bateas se ha programado investigaciones geotécnicas correspondientes a calicatas.

En todas las calicatas se extrajeron muestras disturbadas típicas que, debidamente protegidas, fueron remitidas al laboratorio para su análisis.

La relación de calicatas investigadas se presenta en el siguiente cuadro:

**Cuadro N° 4.- Cuadro de Calicatas**

Calicata	Profundidad (m)	Coordenadas		Ubicación	SUCS
		Este	Norte		
CA-1	2.80	196,023.1	8'313,939.7	Vaso del Depósito	GM
CA-2	0.80	196,028.2	8'314,032.0	Vaso del Depósito	CL-ML
CA-3	3.00	195,999.7	8'314,137.6	Vaso del Depósito	GM
					SP
CA-4	3.00	196,046.9	8'314,223.5	Vaso del Depósito	GM
					SP
CA-5	1.00	195,966.7	8'314,225.8	Vaso del Depósito	SP
					CL-ML
CA-6	1.50	195,964.1	8'314,314.9	Eje de Presa - Aguas abajo	SP
CA-7	1.10	195,863.1	8'314,362.0	Eje de Presa - Aguas abajo	CL-ML
CA-8	1.10	195,690.4	8'314,328.9	Eje de Presa - Aguas abajo	SM
CA-9	2.00	195,507.0	8'314,120.0	Estribo Izquierdo	GM
CA-10	2.00	195,677.0	8'314,166.0	Vaso - Margen Izquierda	GM
CA-11	1.40	195,836.0	8'314,145.0	Vaso del depósito	GP
CA-12	0.60	195,858.0	8'314,215.0	Vaso del depósito	Pt
CA-13	0.80	195,911.0	8'314,173.0	Vaso del depósito	Pt
CA-14	0.70	195817	8'314,420.0	Eje de Presa - Aguas abajo	Pt
CA-15	1.80	196,090.0	8'314,329.8	Eje de Presa - Aguas abajo	GM
					GC
CA-16	1.30	196,211.8	8'314,341.4	Eje de Presa - Aguas abajo	SP
CA-17	2.00	196,271.0	8'314,203.0	Vaso del Depósito - Margen Derecha	GM
CA-18	1.30	196,203	8'314,028.0	Vaso del Depósito - Margen Derecha	GM
CA-19	1.30	196,250.4	8'31,4001.7	Vaso del Depósito - Margen Derecha	GM
CA-20	2.00	196,296.9	8'314,154.8	Eje de Presa - Margen Derecha	GM
CA-21	0.20	195,877.1	8'314,293.0	Eje de Presa	Pt
CA-22	2.00	195,498.0	8'314,217.0	Estribo Izquierdo	GM
CA-23	2.00	195,568.4	8'314,020.5	Estribo Izquierdo	GM
CA-24	2.50	195,786.2	8'314,020.5	Eje de Presa	GM
CA-25	0.90	196,215.3	8'314,126.8	Vaso del Depósito - Margen Derecha	GM

Fuente: Elaboración Propia

### **Perforaciones Diamantinas**

Se realizó un programa de perforaciones diamantinas que tuvo como objetivo determinar las condiciones geotécnicas del suelo de cimentación del eje de la presa; se realizaron seis perforaciones que se presentan en el cuadro siguiente:

**Cuadro N° 5.- Perforaciones Diamantina**

Ubicación	Sondeo	Profundidad Ejecutada (m)	Coordenadas		Profundidad de Ubicación de Roca (m)
			Este	Norte	
Eje de Presa – Margen Derecha	SA-1	30.50	196,188.0	8'314,283.8	—
Eje de Presa - Centro	SA-2	30.00	195,937.5	8'314,291.0	---
Eje de Presa – Margen Izquierda	SA-3	30.30	195,687.6	8'314,298.3	29.30
Margen Izquierda - Aguas Abajo	SA-4	20.0	195,691.3	8'314,412.7	—
Eje de Presa – Margen Izquierda	SA-5	30.0	195,759.7	8'314,218.8	25.00
Estribo Margen Izquierda	SA-6	30.3	195,647.3	8'314,229.3	13.60
Zona Central – Aguas arriba del eje de Presa	SA-7	41.10	195,936.2	8'314,247.2	32.50

Fuente: Elaboración Propia

### **3.3.2. Ensayos de Campo**

#### **Densidad Natural y Humedad**

Se han realizado veintitrés (23) ensayos de densidad natural de campo, los mismos que se presentan en la siguiente tabla:



**Cuadro N° 6.- Ensayos de Densidad Natural y Humedad**

Calicata	Profundidad (m)	Densidad Húmeda (Ton/m <sup>3</sup> )	Humedad (%)	Densidad Seca (Ton/m <sup>3</sup> )	Clasificación SUCS
CA-1	0.80-1.50	1.88	8.64	1.73	Grava Limosa (GM)
	1.50-2.80	1.88	10.23	1.70	
CA-2	0.40-0.80	1.80	16.81	1.54	Arcilla Limosa (CL-ML)
CA-3	0.20-2.00	1.96	10.59	1.78	Grava Limosa (GM)
	2.00-3.00	1.74	7.95	1.61	Arena mal Graduada (SP)
CA-4	0.30-2.50	1.86	9.41	1.70	Grava Limosa (GM)
	2.50-3.00	1.73	9.20	1.58	Arena mal Graduada (SP)
CA-5	0.20-0.60	1.77	8.79	1.63	Arena mal Graduada (SP)
CA-6	0.40-1.50	1.79	11.58	1.61	
CA-7	0.50-1.10	1.81	16.00	1.56	Arcilla Limosa CL-ML
CA-8	0.20-1.10	1.77	11.11	1.59	Arena Limosa (SM)
CA-9	0.40-2.00	2.00	13.24	1.77	Grava Limosa (GM)
CA-10	0.50-2.00	1.90	10.14	1.72	Grava Limosa (GM)
CA-11	0.30-1.40	1.86	10.04	1.69	Grava mal Graduada (GP)
CA-15	0.30-1.50	1.90	10.14	1.72	Grava Limosa (GM)
CA-16	0.50-1.30	1.95	8.20	1.80	Arena Mal Graduada (SP)
CA-18	0.50-2.00	2.02	13.86	1.77	Grava Limosa (GM)
CA-19	0.55-2.00	1.92	12.71	1.70	
CA-20	0.40-1.30	2.02	13.86	1.77	
CA-22	0.40-2.00	1.99	12.82	1.76	
CA-23	0.50-2.00	1.93	12.03	1.72	
CA-24	0.40-2.50	1.93	12.14	1.72	
CA-25	0.40-0.90	1.91	12.94	1.69	

Fuente: Elaboración Propia

### **Ensayos de Permeabilidad**

En las perforaciones diamantinas se efectuaron ensayos de permeabilidad para determinar las características hidráulicas del suelo del sector de la Presa.



**Cuadro N° 7.- Ensayos de Permeabilidad**

Perforación	N° de Ensayo	Tramo (m)	Ubicación	Permeabilidad Lefranc	Permeabilidad k (cm/s)	SUCS
SA-1	1	7.00-8.00	Margen Derecha	Carga Variable	$4.463 \times 10^{-4}$	GP-GM
	2	10.00-12.00		Carga Constante	$7.622 \times 10^{-3}$	GP-GM SP
	3	21.00-21.60			$9.921 \times 10^{-4}$	SC
	4	29.00-30.00			$3.463 \times 10^{-3}$	SP-SM
SA-2	1	5.00-5.50	Zona Central	Carga Constante	$1.437 \times 10^{-3}$	GP-GM
	2	7.00-7.50			$2.031 \times 10^{-3}$	GP-GM
	3	13.65-15.65			$2.226 \times 10^{-3}$	SP-SM
	4	18.00-18.50			$9.912 \times 10^{-3}$	SP-SM
	5	21.50-22.50			$2.152 \times 10^{-3}$	GP
	6	29.00-30.00			$9.891 \times 10^{-3}$	GP
SA-3	1	3.75-4.25	Margen Izquierda	Carga Constante	$2.970 \times 10^{-3}$	SP-SM
	2	11.00-12.00			$1.757 \times 10^{-3}$	SP-SM
	3	16.00-16.50			$1.29 \times 10^{-4}$	SM ML
	4	22.00-25.00		Carga Variable	$1.21 \times 10^{-5}$	SM
SA-4	1	6.40-6.85	Aguas Abajo Margen Izquierda	Carga Constante	$5.925 \times 10^{-3}$	SP-SC
	2	11.00-12.00		Carga Variable	$1.09 \times 10^{-4}$	SW-SM
	3	19.00-20.00		Carga Constante	$7.517 \times 10^{-4}$	SP-SC
SA-5	1	5.50-7.00	Margen Izquierda Aguas Arriba del Eje de Presa	Carga Variable	$2.083 \times 10^{-5}$	SC
	2	18.00-21.00			$4.361 \times 10^{-6}$	GC
	3	29.00-30.00			$1.189 \times 10^{-4}$	ROCA ANDESITA
SA-7	1	4.65-5.15	Zona	Carga Variable	$2.479 \times 10^{-4}$	SP-SM

Perforación	N° de Ensayo	Tramo (m)	Ubicación	Permeabilidad Lefranc	Permeabilidad k (cm/s)	SUCS
	2	11.35-11.60	Central Aguas		$5.865 \times 10^{-5}$	SP-SM
	3	19.40-20.10	Arriba del Eje de Presa		$8.474 \times 10^{-4}$	SM
	4	29.15-30.65			$1.197 \times 10^{-4}$	SP

Fuente: Elaboración Propia

### Ensayos de Penetración Estándar (SPT)

Se efectuaron ensayos de penetración con la finalidad de determinar la compacidad relativa y/o resistencia de los suelos con la profundidad.

**Cuadro N° 8.- Características de la Presa**

Ubicación	Sector	Sondeo	N° de Ensayo	Tramo (m)	SUCS	N <sub>spt</sub> Campo
SA-1	Margen Derecha	SPT 1	1	4.00-4.45	SP-SC	39
			2	15.65-16.10	SC-SM	56
			3	18.00-18.25	SC-SM	50
SA-2	Centro	SPT 2	1	3.00-3.45	SM	8
			2	11.00-11.45	SW-SM	17
			3	15.00-15.45	SP-SM	21
SA-3	Margen Izquierda	SPT 3	1	2.00-2.45	SP	15
			2	5.00-5.45	SW-SM	42
			3	8.00-8.45	SP-SC	29
			4	12.50-12.95	SC	23
			5	19.00-19.45	SM	23
SA-4	Margen Izquierda	SPT-4	1	2.00-2.45	SP-SM	12
			2	7.00-7.45	SP-SC	9
			3	15.00-15.35	GP-GC	-
			4	17.50-17.87	SC-SM	68
SA-5	Margen Izquierda	SPT-5	1	2.00-2.45	CL	9
			2	4.00-4.45	SC	12
SA-6	Margen Izquierda	SPT-6	1	2.25-2.70	SP-SC	7
			2	6.15-6.60	CL-ML	20
SA-7	Zona Central (Aguas arriba del eje de presa)	SPT-7	1	2.40-2.85	GC	-
			2	6.40-6.85	SM	70

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.3. Ensayos de Laboratorio

Para este tipo de especímenes se realizó ensayos similares a los aplicables en muestras inalteradas, debido principalmente a que las prácticas de granulometría, límites de consistencia y densidad específica incluyen la separación de partículas para llevarse a cabo. De esta manera, los procedimientos son iguales ya que los resultados se basan más en procesos mecánicos de ejecución. Sin embargo, para las muestras alteradas se realiza un ensayo aparte, siendo el de Proctor Estándar para determinar las densidades secas máximas y humedades óptimas a las que se deba compactar la presa.

En el siguiente cuadro se presenta la relación de los resultados de laboratorio:

**Cuadro N° 9.- Ensayos de Laboratorio en Material de Cimentación**

Calicata	Ubicación	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Límites de Consistencia		
					LL	LP	IP
CA - 03	Vaso del Deposito	M-2	2.00-3.00	SP	22.32	N.P	N.P
CA - 09	Eje de Presa, Lado Izquierdo	M-1	0.00-2.00	GM	21.28	N.P	N.P
CA - 16	Eje de Presa, Lado Derecho	M-2	0.40-1.30	SP	35.45	21.41	14.04

Fuente: Elaboración Propia

**Cuadro N° 10.- Ensayos de Laboratorio en Material de Cantera**

Calicata	Ubicación	Muestra	Clasificación SUCS	Límites de Consistencia		
				LL	LP	IP
CA - 01	Zona del Vaso	M-1	GC	29.24	20.27	8.97
CA - 02	Zona del Vaso	M-1	GC-GM	24.40	18.39	6.01
CC - 21	Talud de Cantera San Francisco	M-1	GW			
		M-2	SW	24.24	21.46	2.78

Fuente: Elaboración Propia

**Cuadro N° 11.- Resultados del Ensayo Triaxial en Material de Cimentación**

Calicata	Prof. (m)	Muestra	Densidad Seca (Ton/m <sup>3</sup> )	Humedad (%)	Parámetros de Resistencia			
					Efectivos		Totales	
					c' (Kg/cm <sup>2</sup> )	φ' (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	φ (°)
CA - 03	2.00-3.00	M-2	1.610	7.95	0.00	40.7	0.12	33.7
CA - 09	0.00-2.00	M-1	1.850	13.24	0.00	34.4	0.20	28.7
CA - 16	0.40-1.30	M-2	1.800	8.20	0.00	40.8	0.15	35.7

Fuente: Elaboración Propia

**Cuadro N° 12.- Resultados del Ensayo Triaxial en Material de Cantero**

Calicata	Muestra	Densidad Seca (Ton/m <sup>3</sup> )	Humedad (%)	Parámetros de Resistencia			
				Efectivos		Totales	
				c' (Kg/cm <sup>2</sup> )	φ' (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	φ (°)
CA - 01	M-1	2.114	9.30	0.10	42.6	0.35	37.0
CC - 21	M-1	1.800	12.11	0.00	39.0	0.30	30.3

Fuente: Elaboración Propia

## **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR LOS MÉTODOS PROPUESTOS APLICANDO EL PROGRAMA SLIDE V6.0**

### **4.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD APLICANDO SLIDE V6.0**

Las condiciones de análisis a los que se va a someter la presa de tierra son los de final de construcción y operación. En el primer estado de carga es obligatorio hacer el cálculo de estabilidad mediante un análisis en esfuerzos efectivos, lo que conlleva a determinar la resistencia a cortante de los materiales que constituyen la parte aguas abajo de la presa, mediante ensayos triaxiales lentos en muestras saturadas y pronosticar las presiones de poro que provocan la inestabilidad (presiones hidrodinámicas). En el segundo es necesario hacer un análisis en esfuerzos totales, para lo que se utilizarán ensayos triaxiales lentos o drenados sobre muestras saturadas.

En este análisis no se consideran los materiales que constituyen el filtro aguas abajo, ni el recubrimiento aguas arriba, ya que los mismos no contribuyen a la estabilidad de la sección analizada.

### **4.2. PERFIL ESTATRIGRÁFICO EN EL SECTOR DE LA PRESA**

Se ha evaluado las condiciones geotécnicas del sector de la presa del nuevo depósito de Relaves, y en base a las investigaciones geotécnicas realizadas se recomendo una excavación de un espesor de 1.0 m cuando el suelo de cimentación está conformado por morrenas y en las zonas que la cimentación atraviesa suelos orgánicos, estos se extraerán y se densificara el suelo de cimentación.

La cimentación de la presa, se presenta suelo blando (arcillas y limos de alta plasticidad), cuyo máximo espesor es de 4.0 a 4.5m en su zona central, se excavó el total del material hasta alcanzar roca o material morrénico (arenas limo arcillosas y gravas arcillosas). Los estribos del dique están conformados por dos tipos de material: el primero son morrenas, donde excavó 0.5m de todo material suelto y orgánico; mientras que el segundo material está conformado por rocas



margas y calcarenitas muy fracturas en su cara expuesta, por lo que se excavó 0.30m de roca meteorizada.

Para el análisis se ha considerado las dos capas de arena limo arcillosas y gravas arcillosas como un estrato único de morrenas, de manera que se les pueda atribuir valores iguales de cohesión (c), ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y peso volumétrico ( $\gamma$ ).

El estrato más bajo está compuesto por roca andesita, las cuales pertenecen al grupo barroso, debido a los altos valores de cohesión y fricción interna propios será la zona límite a la que llegarán las posibles superficies de falla.

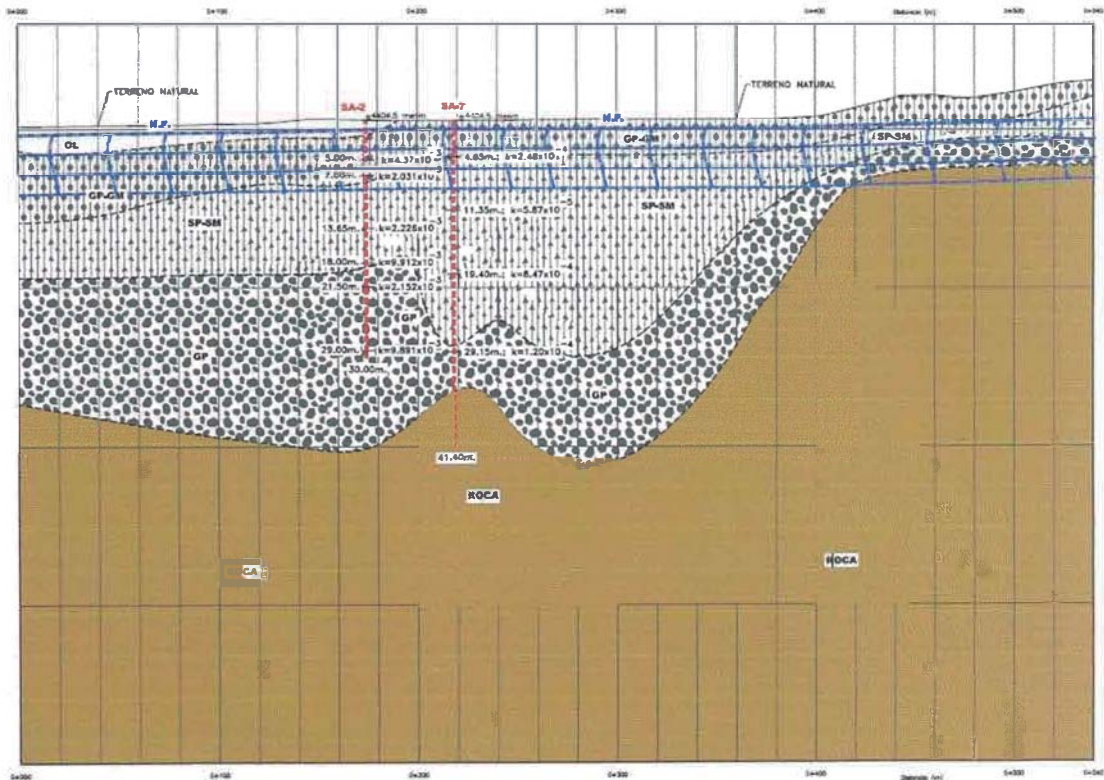


Figura N° 13.- Perfil Estratigráfico del Sector de Emplazamiento de la Presa

### 4.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE RESISTENCIA UTILIZADOS PARA EL MODELO

Se ha evaluado las condiciones geotécnicas del sector de la presa del nuevo depósito de Relaves, y en base a las investigaciones geotécnicas realizadas, se han determinado los siguientes parámetros de resistencia los cuales se resumen en los siguientes cuadros:

**Cuadro N° 13.- Parámetros de Resistencia de Esfuerzos Efectivos**

Zona	Material	Densidad Natural (Ton/m <sup>3</sup> )	Esfuerzos Efectivos	
			c' (Kg/cm <sup>2</sup> )	φ' (°)
Cimentación	Morrenas	1.80	0.00	36
	Roca	2.40	1.00	25
	Aluvial	1.85	0.00	34
Cuerpo de Presa	GM-SM	2.10	0.00	37
Vaso del Depósito	Relaves	1.60	0.00	15

Fuente: Elaboración Propia

**Cuadro N° 14.- Parámetros de Resistencia de Esfuerzos Totales**

Zona	Material	Densidad Natural (Ton/m <sup>3</sup> )	Esfuerzos Totales	
			c (Kg/cm <sup>2</sup> )	φ (°)
Cimentación	Morrenas	1.80	0.15	33
	Roca	2.40	1.00	25
	Aluvial	1.85	0.05	30
Cuerpo de Presa	GM-SM	2.10	0.10	30
Vaso del Depósito	Relaves	1.60	0.10	0

Fuente: Elaboración Propia

Los parámetros de resistencia de esfuerzo efectivos serán utilizados para el análisis estático durante la operación; así como, los parámetros de resistencia de esfuerzos totales serán utilizados para el análisis-pseudo estático durante la operación y un análisis al final de la construcción.

## 4.4. RESULTADOS DEL FACTOR DE SEGURIDAD OBTENIDOS PARA LOS MÉTODOS PROPUESTOS Y DIFERENTES CONDICIONES DE ANÁLISIS

### 4.4.1. Análisis al Final de Construcción

#### Método de Fellenius

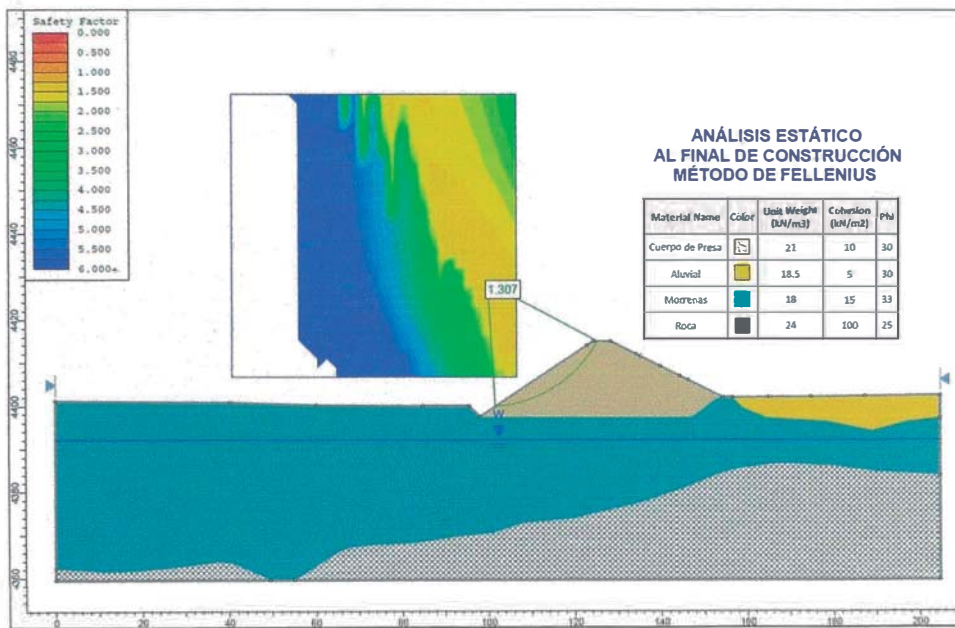


Figura N° 14.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Fellenius

#### Método de Bishop Simplificado

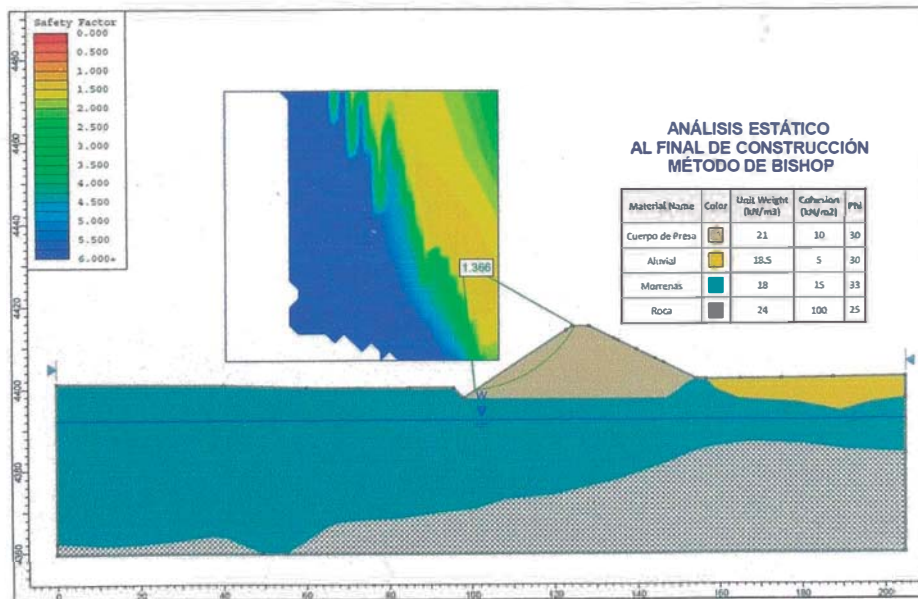


Figura N° 15.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Bishop Simplificado



### Método de Janbu

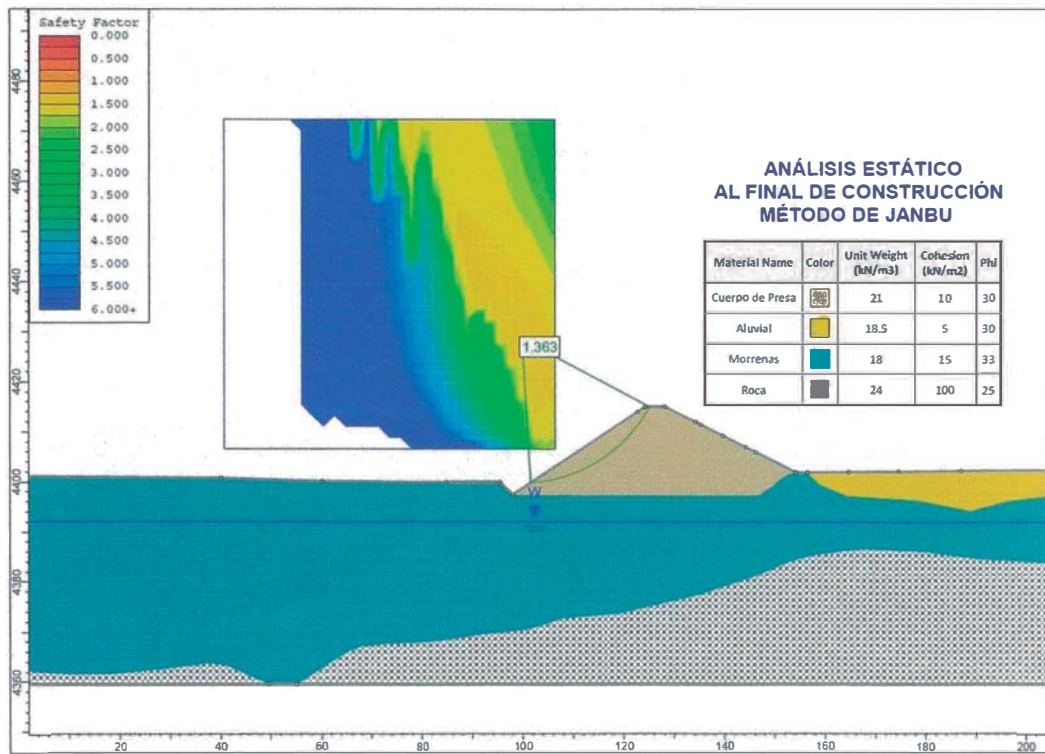


Figura N° 16.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Janbu

### Método de Spencer

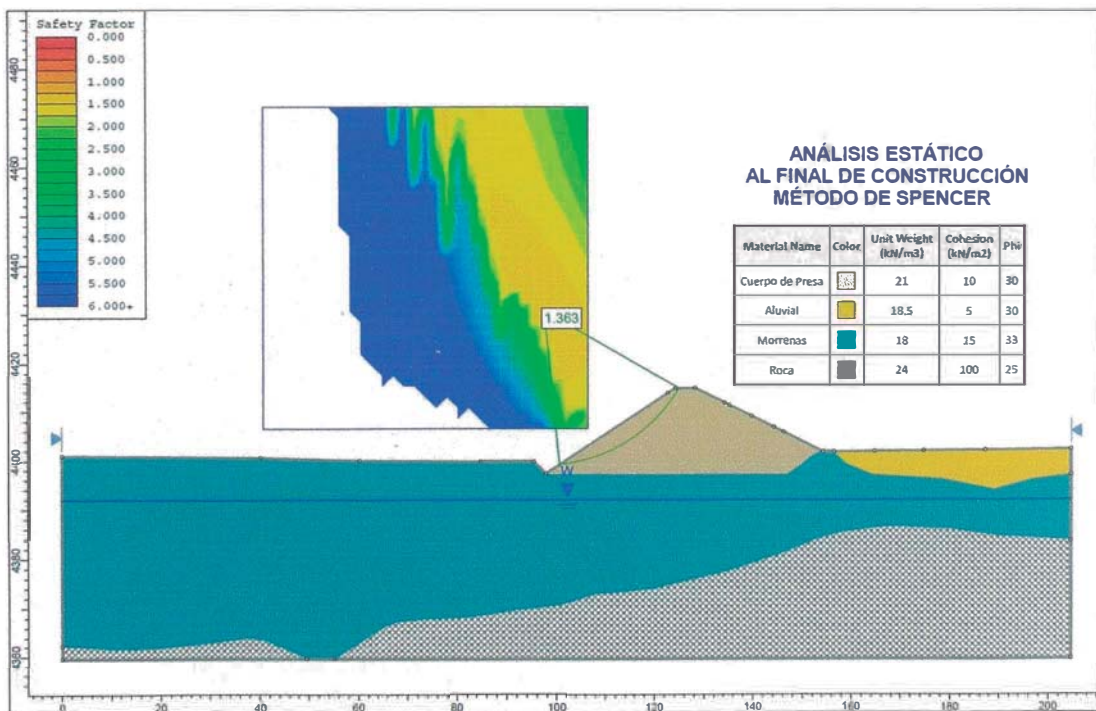


Figura N° 17.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Spencer

### Método de Morgenstern - Price

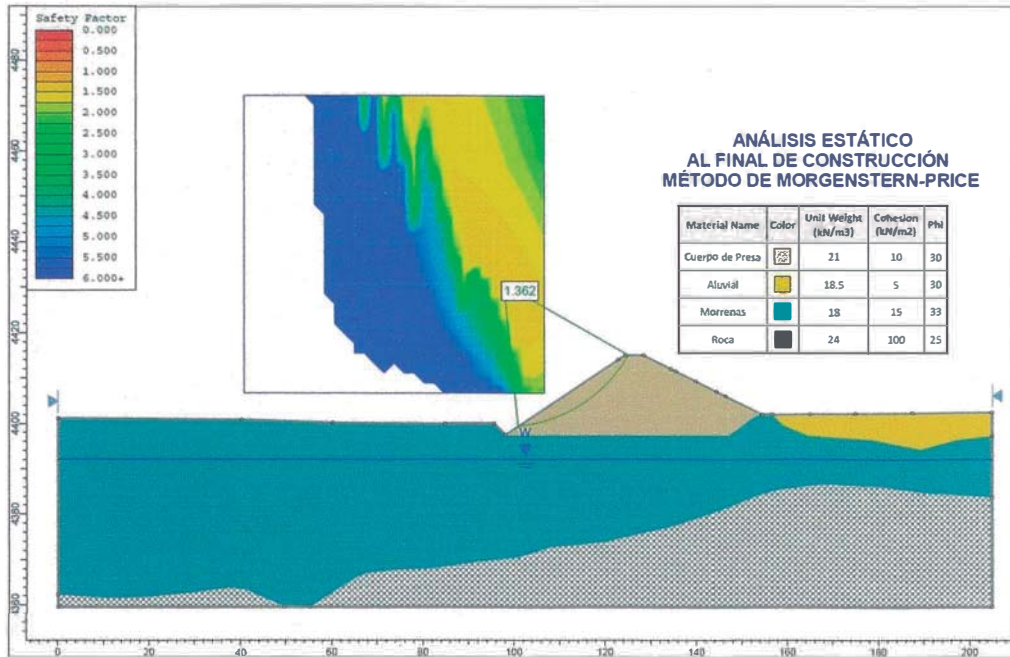


Figura N° 18.- Análisis de Estabilidad al Final de Construcción por el Método de Morgenstern-Price

### 4.4.2. Análisis durante la Operación – Análisis Estático

#### Método de Fellenius

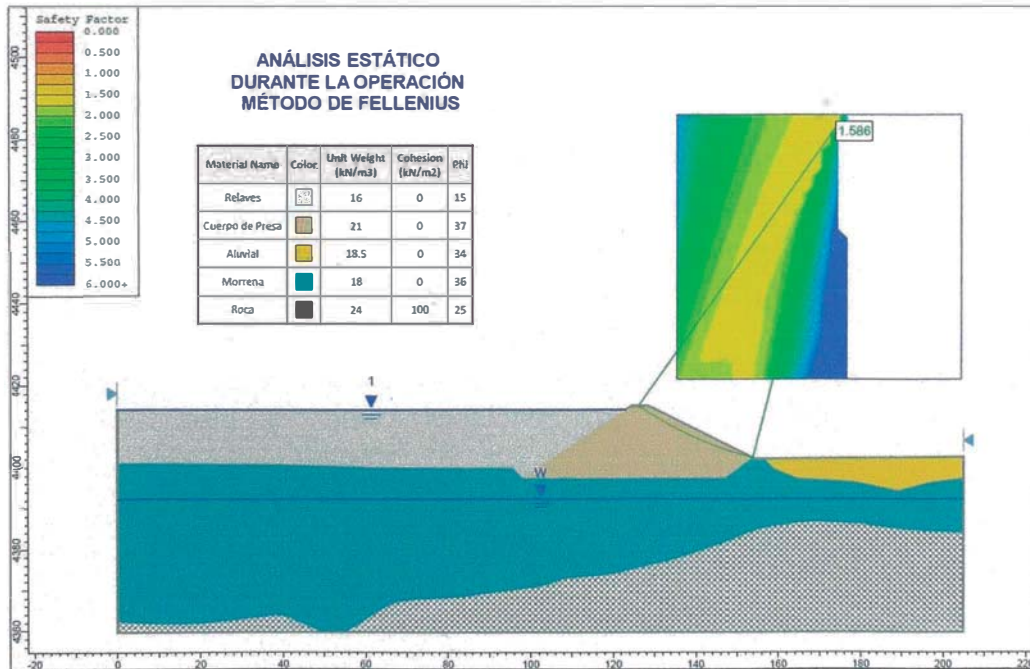


Figura N° 19.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Fellenius

### Método de Bishop Simplificado

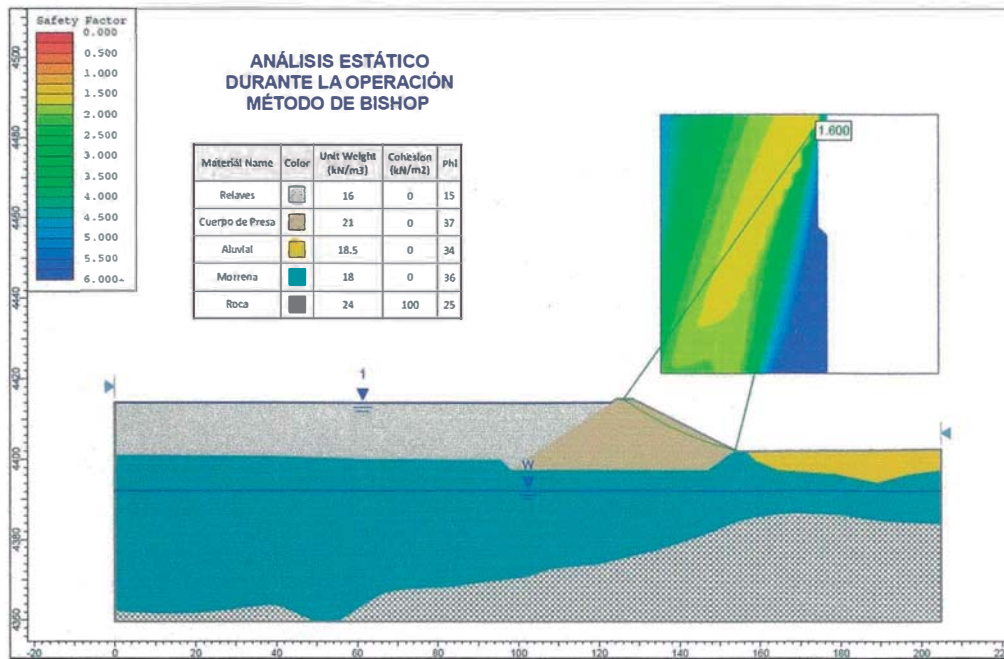


Figura N° 20.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Bishop Simplificado

### Método de Janbu

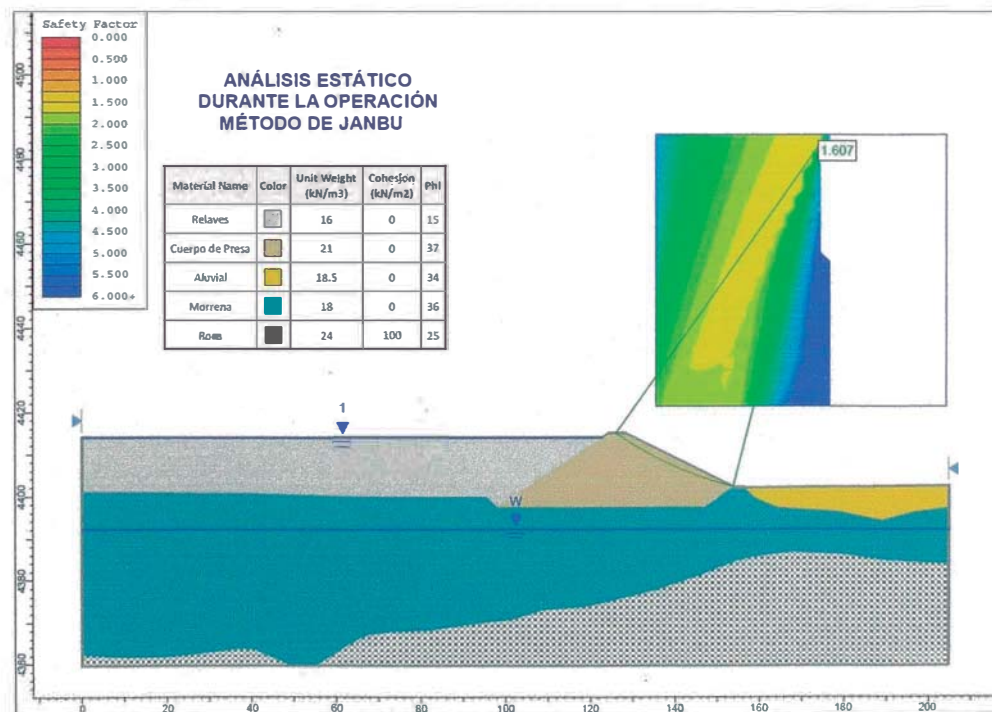


Figura N° 21.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Janbu



### Método de Spencer

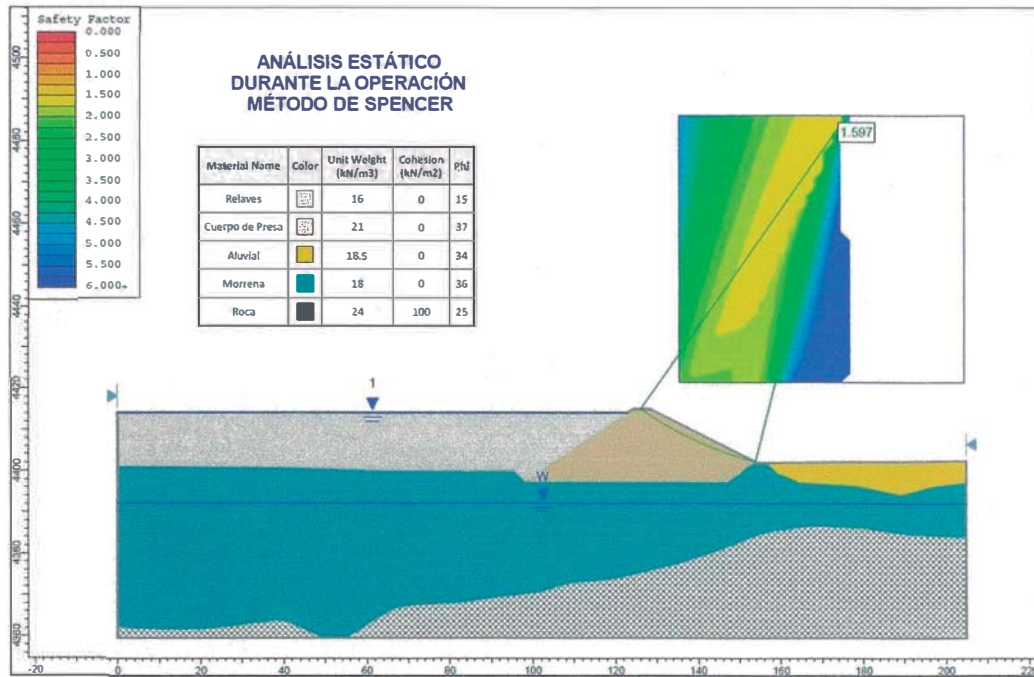


Figura N° 22.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Spencer

### Método de Morgenstern - Price

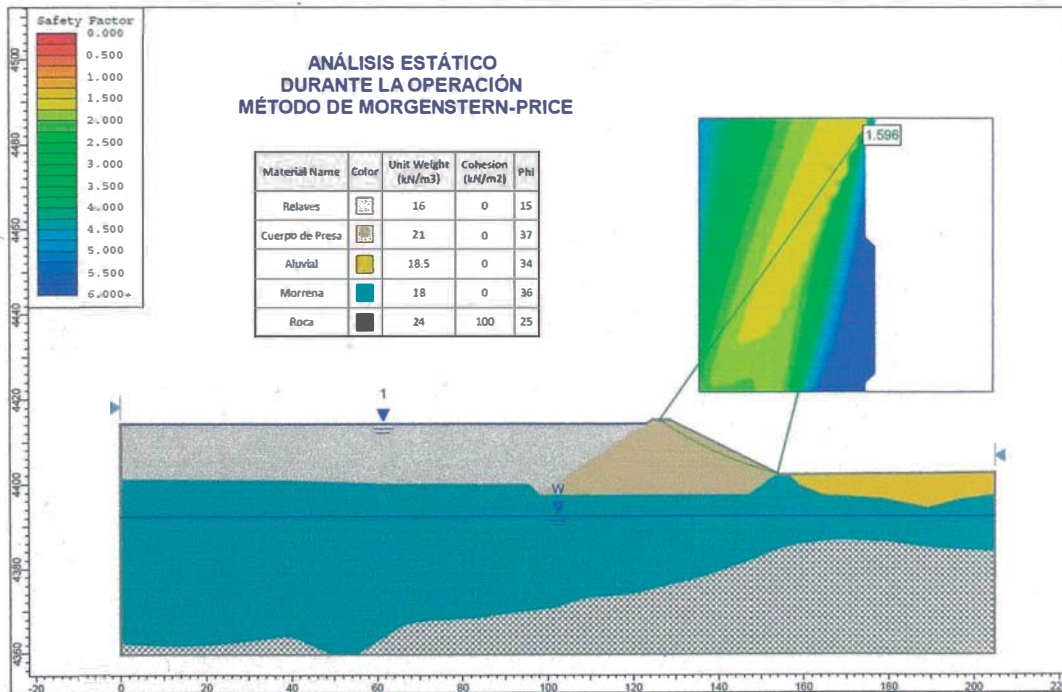


Figura N° 23.- Análisis de Estabilidad Estática durante la Operación por el Método de Morgenstern-Price

### 4.4.3. Análisis durante la Operación – Análisis Pseudo Estático

#### Método de Fellenius

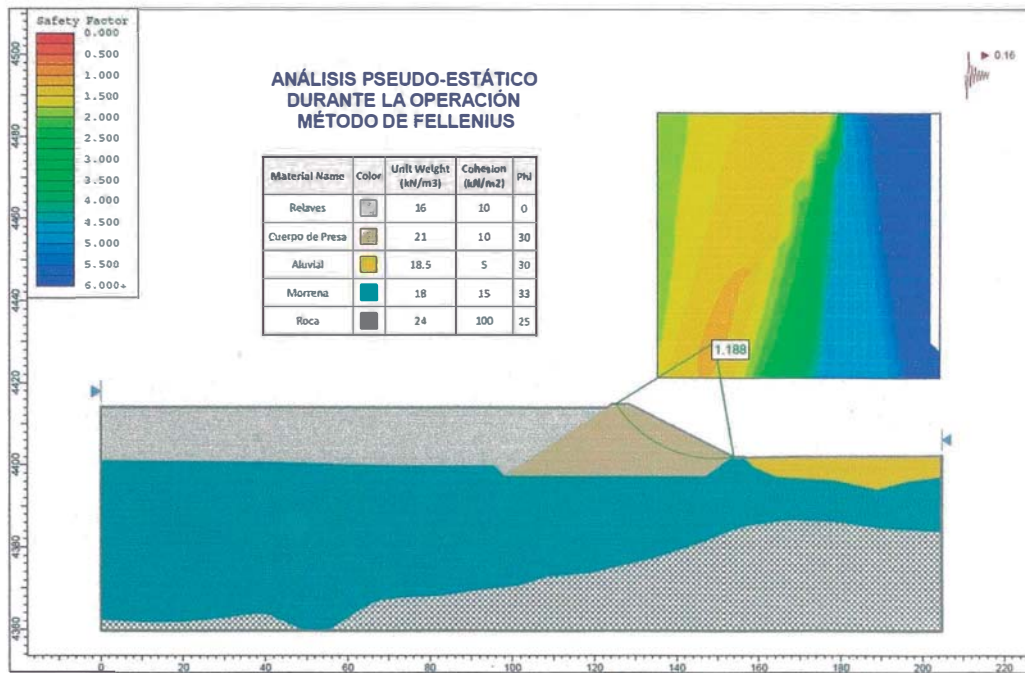


Figura N° 24.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Fellenius

#### Método de Bishop Simplificado

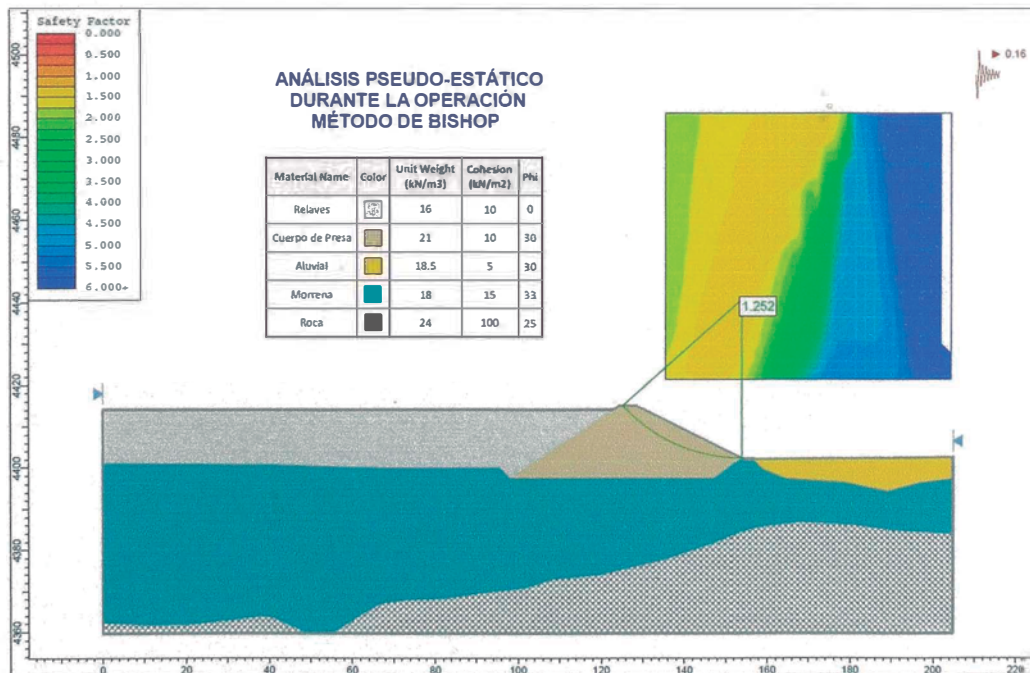


Figura N° 25.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Bishop Simplificado

### Método de Janbu

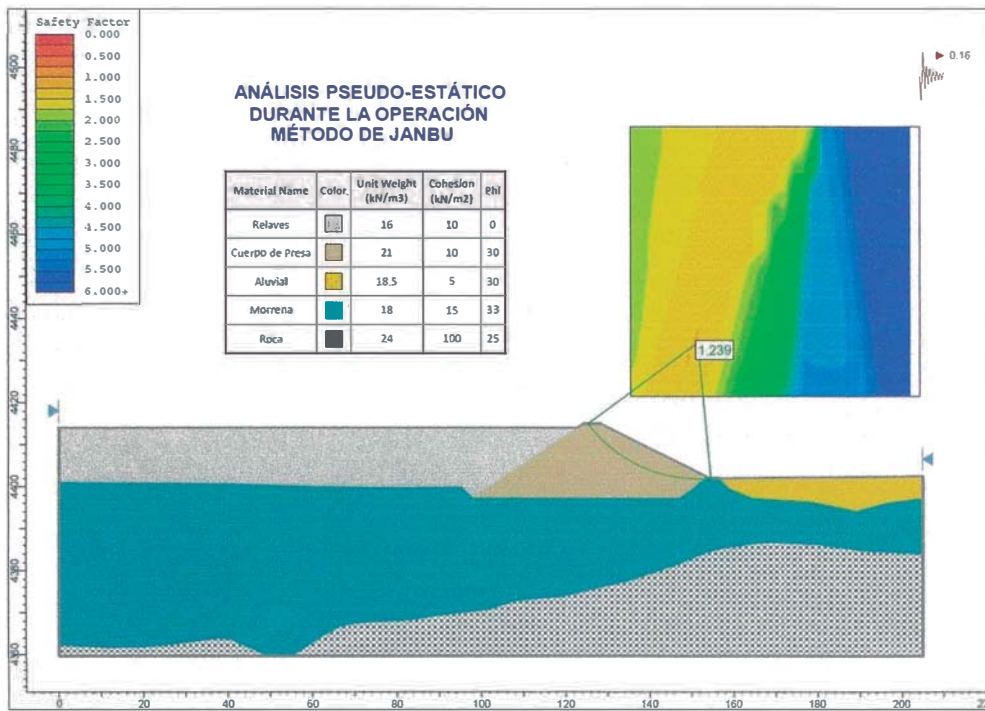


Figura N° 26.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Janbu

### Método de Spencer

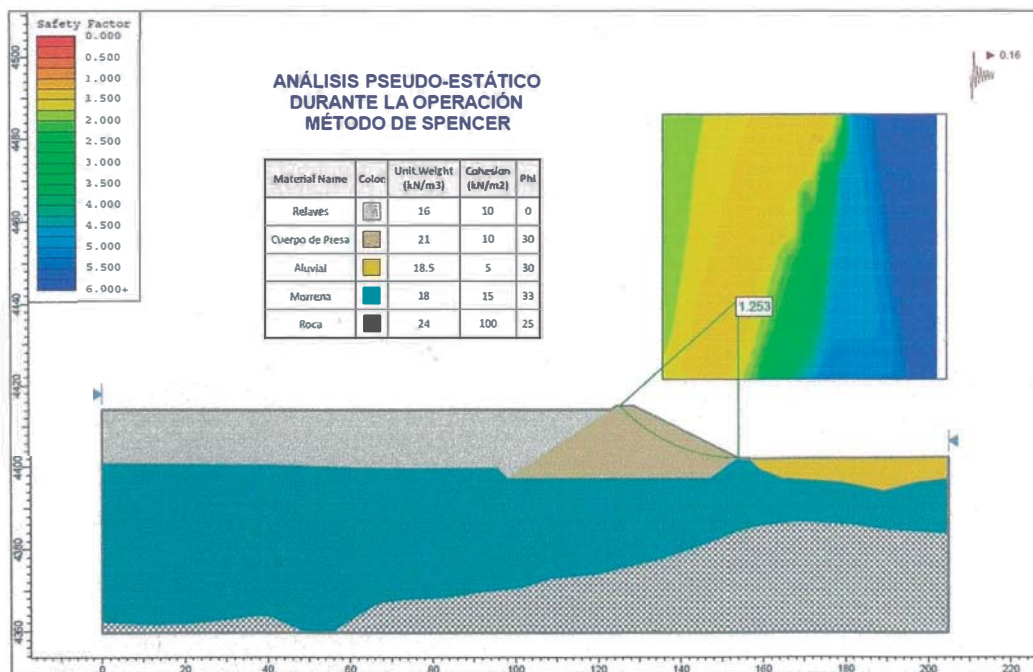


Figura N° 27.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Spencer



## Método de Morgenstern - Price

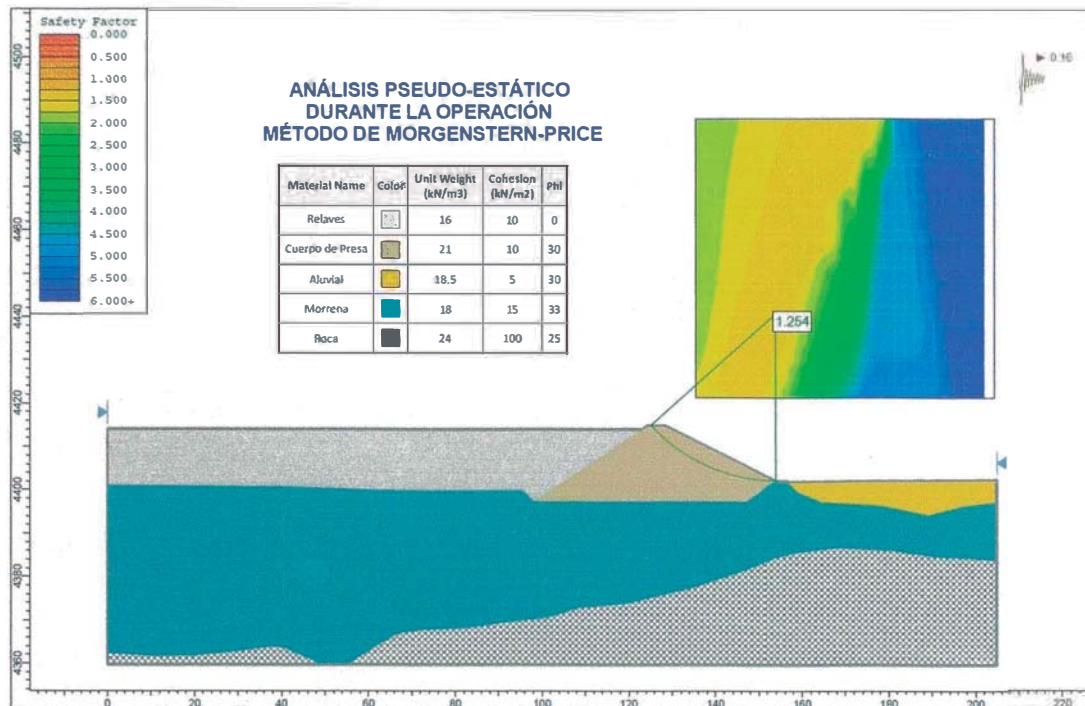


Figura N° 28.- Análisis de Estabilidad Pseudo-estático durante la Operación por el Método de Morgenstern-Price

## 4.5. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS POR LOS MÉTODOS PROPUESTOS

Los factores de seguridad mínimos calculados son los siguientes:

Cuadro N° 15.- Factores de Seguridad obtenidos para Final de Construcción y Durante la Operación

Método	Análisis al Final de Construcción	Análisis Durante la Operación	
	Estático	Estático	Pseudo-estático
Fellenius	1.307	1.586	1.188
Bishop Simplificado	1.366	1.600	1.252
Janbu	1.363	1.607	1.239
Spencer	1.363	1.597	1.253
Morgenstern-Price	1.362	1.596	1.254

Fuente: Elaboración Propia

De los factores de seguridad obtenidos se presentan los siguientes cuadros comparativos:

**Cuadro N° 16.- Variación Porcentual de los Factores de Seguridad obtenidos entre métodos al Final de Construcción**

Final de Construcción – Análisis Estático					
	Fellenius	Bishop Simplificado	Janbu	Spencer	Morgenstern-Price
Fellenius	-	4.51%	4.28%	4.28%	4.21%
Bishop Simplificado	4.51%	-	0.22%	0.22%	0.29%
Janbu	4.28%	0.22%	-	0.00%	0.07%
Spencer	4.28%	0.22%	0.00%	-	0.07%
Morgenstern-Price	4.21%	0.29%	0.07%	0.07%	-

Fuente: Elaboración Propia

**Cuadro N° 17.- Variación Porcentual de los Factores de Seguridad obtenidos entre métodos Durante la Operación – Análisis Estático**

Durante la Operación – Análisis Estático					
	Fellenius	Bishop Simplificado	Janbu	Spencer	Morgenstern-Price
Fellenius	-	0.83%	1.32%	0.69%	0.63%
Bishop Simplificado	0.88%	-	0.44%	0.19%	0.25%
Janbu	1.32%	0.44%	-	0.62%	0.68%
Spencer	0.69%	0.19%	0.62%	-	0.06%
Morgenstern-Price	0.63%	0.25%	0.68%	0.06%	-

Fuente: Elaboración Propia

**Cuadro N° 18.- Variación Porcentual de los Factores de Seguridad obtenidos entre métodos Durante la Operación – Análisis Pseudoestático**

Durante la Operación – Análisis Pseudoestático					
	Fellenius	Bishop Simplificado	Janbu	Spencer	Morgenstern-Price
Fellenius	-	5.39%	4.29%	5.47%	5.56%
Bishop Simplificado	5.39%	-	1.04%	0.08%	0.16%
Janbu	4.29%	1.04%	-	1.13%	1.21%
Spencer	5.47%	0.08%	1.13%	-	0.08%
Morgenstern-Price	5.56%	0.16%	1.21%	0.08%	-

Fuente: Elaboración Propia

Los métodos más utilizados en el análisis de estabilidad de taludes son los de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas y de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos métodos generalmente, difieren en forma



importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Una comparación directa entre los valores para los métodos obtenidos nos entrega que, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente entre 0.22% y 0.29% en final de construcción; entre 0.19% y 0.25% en operación para un análisis estático y entre 0.08% a 0.16% en operación para un análisis pseudo-estático con respecto a soluciones más precisas, mientras el método de Fellenius generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 5%. Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis.

Usualmente se consideran como casos extremos los factores de seguridad obtenidos por los métodos de Fellenius y Bishop debido a las hipótesis que dan a las fuerzas laterales entre dovelas; pero se puede observar que para el análisis efectuado a la presa de tierra del depósito de relaves Bateas el mínimo valor encontrado ha sido obtenido por el método de Fellenius; el que además presenta la mayor variación con respecto al resto de métodos.

Aunque el método de Morgenstern-Price y el de Spencer son muy similares tienen una pequeña variación, la cual, es que el primero permite especificar una función de fuerzas entre dovelas, es decir, que la fuerza de corte y normal entre dovelas es distinta para cada una de ellas y el segundo método tiene la condición de que la proporción de fuerza de corte y normal entre dovelas debe mantenerse constante.

Al ser métodos casi exactos los valores del factor de seguridad obtenidos por ambos procedimientos es similar. De cualquier forma, la diferencia porcentual como se observa en el caso de análisis al final de construcción para dicho parámetro es del 0.07%, en el caso de análisis estático durante la operación es de 0.06% y para el caso de análisis pseudo-estático durante la operación es aproximadamente de 0.08%, por lo que se aduce que el uso de ambos métodos son útiles para el análisis de presas de tierra en donde la variación de las fuerzas y momentos entre dovelas es mínima.

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. CONCLUSIONES

- No existe un procedimiento que proporcione un factor de seguridad totalmente confiable, por lo que se realizó el análisis de estabilidad usando varios métodos, para obtener un rango de valores en los que el menor fue derivado del método de Fellenius y el mayor fue otorgado por el método de Bishop, por ende, el resto de factores se encuentran en este intervalo.

Para el caso de la presa de tierra del depósito de relaves Bateas el factor de seguridad mínimo calculado fue de  $FS=1.586$  para el caso de análisis estático durante la operación, pudiendo concluir que la presa estudiada es estable.

- Debido a que el análisis pseudo-estáticos durante la operación presenta los factores de seguridad más críticos, éste debe ser el que gobierne la elección de las pendientes que tendrán los taludes. En el caso de la presa de tierra del depósito de relaves Bateas, el factor de seguridad mínimo calculado ( $FS=1.188$ ) sobrepasa el límite requerido de 1.00.
- Se puede concluir que para la presa estudiada el método de Fellenius nos entrega el factor de seguridad más bajo, ello debido a que este método considera que las fuerzas de interacción entre dovelas son casi nulas, aunque este hecho no es totalmente cierto.
- Para el estado de carga al final de construcción se ha realizado el análisis de estabilidad en el talud más empinado (aguas arriba); con lo que se puede concluir que el talud aguas abajo será estable debido a que es más tendido.
- En los métodos donde todas las condiciones de equilibrio se cumplen, se observa una pequeña variación en la magnitud del factor de seguridad.

## 5.2. RECOMENDACIONES

- Un cálculo confiable del factor de seguridad depende de la precisión con la que se cuantifiquen los parámetros geotécnicos de los suelos usados en la construcción de la presa; por lo que se deben efectuar los ensayos requeridos para cada estado de carga al que se verán sometidas las mismas, procurando siempre alcanzar un diseño que optimice la seguridad y el gasto económico de la obra.
- Se deben realizar los estudios hidrológicos necesarios en los sitios de ubicación de los embalses, a fin de que los datos usados para el diseño de canales de coronación y sistemas de drenaje de aguas subterráneas sean confiables y seguros, garantizando de esta manera la funcionabilidad de la estructura para evitar las fallas por rebase de la corona o tubificación de la presa.

## BIBLIOGRAFÍA

- ALVA HURTADO, Jorge. "Notas sobre Análisis de Estabilidad de Taludes", Cismid, 07 de julio del 2014, 08:00 h, <[http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a\\_labgeo/labgeo02\\_a.pdf](http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a_labgeo/labgeo02_a.pdf)>
- BISHOP, A.W. "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", Géotechnique, 5 (1955): 7-17.
- CARRILLO GIL, Arnaldo. "Accidentes y Fallas en Presas de Relaves", Geotecnia de los Suelos Peruanos, 29 de junio del 2014, 10:50 h, <[http://www.acingenieros.com/descargas/pdfs/Articulo\\_03\\_Parte\\_03.pdf](http://www.acingenieros.com/descargas/pdfs/Articulo_03_Parte_03.pdf)>
- DAS, Braja M. "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica". México: International Thomson Editores, 2001.
- GEOSERVICE INGENIERÍA S.A.C., "Ingeniería de Detalle para la Construcción de un Nuevo Depósito de Relaves". Lima: preparado para Minera Bateas S.A.C., 2010.
- JANBU, N. "Application of composite slip surfaces for slope stability analysis", European Conference on Stability of Earth Slopes, (1954): 39-43.
- JUAREZ BADILLO, Eulalio y RICO RODRIGUEZ, Alfonso. "Mecánica de Suelos"- Tomo I y II. México: Editorial Limusa, 2005.
- KRAMER, S.L. "Geotechnical Earthquake Engineering". New Jersey: Prentice-Hall, 1996.
- MARCUSON W.F. "Moderator's report for session on Earth Dams and Stability of Slopes under Dynamic Loads", Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, 1981.
- MORGENSTERN, N.R. y V.E. PRICE. "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", Géotechnique, 15 (1965): 79-93.
- PÉREZ DE ÁGREDA, Eduardo Alonso. "Estabilidad de Taludes". Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya, 2005.
- SPENCER, E. "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces", Géotechnique, 17 (1967): 11-26.