

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN - TACNA

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Geológica - Geotecnia

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO  
EN ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EL CASO DEL  
BOTADERO DE DESMONTES DE LA  
MINA MARÍA TERESA

TESIS

Presentada por

Bach. Alex Segundo Chambe García

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO GEÓLOGO - GEOTÉCNICO

TACNA - PERÚ

2019

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA**

**Escuela Profesional de Ingeniería Geológica – Geotecnia**

**ANALISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD  
DE TALUDES PARA EL CASO DEL BOTADERO DE DESMONTES DE LA MINA  
MARIA TERESA**

Tesis aprobada y sustentada el día 29 de mayo del 2019, siendo el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE:



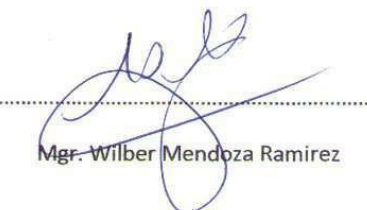
Ing. Pio Ángel Coila Valdez

MIEMBRO SECRETARIO:



Mgr. Gina Macklina Chambi Tapahuasco

MIEMBRO



Mgr. Wilber Mendoza Ramirez

ASESOR:



Mgr. Fredy Cleto Cabrera Olivera

## CONTENIDO

|                                                    |     |
|----------------------------------------------------|-----|
| Resumen .....                                      | i   |
| Abstract .....                                     | ii  |
| Introducción .....                                 | iii |
| CAPÍTULO I: GENERALIDADES .....                    | 1   |
| 1.1.    UBICACIÓN .....                            | 1   |
| 1.2.    ACCESIBILIDAD .....                        | 2   |
| 1.3.    TIPOS DE INVESTIGACIÓN .....               | 2   |
| 1.3.1.    DISEÑO DE INVESTIGACIÓN .....            | 3   |
| 1.3.2.    POBLACIÓN Y MUESTRA .....                | 4   |
| 1.3.2.1. POBLACIÓN .....                           | 4   |
| 1.3.2.2. MUESTRA .....                             | 5   |
| 1.3.3.    CLIMA .....                              | 6   |
| 1.4.    ANTECEDENTES .....                         | 7   |
| CAPITULO II: EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN ..... | 11  |
| 2.1.    PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....           | 11  |
| 2.2.    HIPÓTESIS .....                            | 14  |
| 2.3.    OBJETIVOS .....                            | 14  |
| 2.3.1.    OBJETIVO GENERAL .....                   | 14  |
| 2.3.2.    OBJETIVOS ESPECIFICOS .....              | 15  |
| 2.4.    JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....    | 15  |
| 2.5.    ALCANCES Y LIMITACIONES .....              | 17  |
| CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO .....                  | 18  |
| 3.1.    DEPÓSITOS DE DESMONTES .....               | 18  |
| 3.1.1.    INTRODUCCIÓN .....                       | 18  |

|                               |                                                            |    |
|-------------------------------|------------------------------------------------------------|----|
| 3.2.                          | CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DE DESMONTE .....             | 19 |
| 3.2.1.                        | MATERIALES TIPO BIMROCK.....                               | 19 |
| 3.2.2.                        | CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....                            | 21 |
| 3.3.                          | ESTABILIDAD DE TALUDES .....                               | 23 |
| 3.3.1.                        | INTRODUCCIÓN .....                                         | 23 |
| 3.3.2.                        | MOVIMIENTO DE MASAS.....                                   | 24 |
| 3.3.3.                        | FACTOR DE SEGURIDAD .....                                  | 28 |
| 3.4.                          | MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE .....                         | 29 |
| 3.4.1.                        | INTRODUCCIÓN .....                                         | 29 |
| 3.4.2.                        | PARÁMETROS UTILIZADOS EN EL MEL.....                       | 32 |
| 3.4.3.                        | MÉTODO DE LAS DOVELAS.....                                 | 37 |
| 3.4.4.                        | MÉTODO DE MORGENSTERN & PRICE (1965) .....                 | 40 |
| 3.4.5.                        | MÉTODO DE SPENCER (1967).....                              | 44 |
| 3.5.                          | MÉTODO DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN .....                     | 49 |
| 3.5.1.                        | INTRODUCCIÓN .....                                         | 49 |
| 3.5.2.                        | MEDIO CONTINUO .....                                       | 50 |
| 3.5.3.                        | MODELO DE MOHR COULOMB.....                                | 54 |
| 3.5.4.                        | MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....                           | 69 |
| 3.5.5.                        | METODOLOGÍA SSR (SHEAR STRENGTH REDUCTION) .....           | 71 |
| 3.5.6.                        | PROCEDIMIENTO DEL METODO ESFUERZO DEFORMACION .....        | 73 |
| 3.6.                          | COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS .....               | 74 |
| 3.6.1.                        | GEOMETRÍA Y DATOS DE ENTRADA .....                         | 74 |
| 3.6.2.                        | SELECCIÓN DEL MÉTODO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD... 75 |    |
| 3.6.3.                        | APLICACIÓN DE LOS SOFTWARE .....                           | 76 |
| CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA..... |                                                            | 80 |
| 4.1.                          | OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES .....                      | 80 |
| 4.2.                          | MATRIZ DE CONSISTENCIA .....                               | 82 |

|                                                      |                                                                       |     |
|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.3.                                                 | TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS...                  | 83  |
| 4.4.                                                 | PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS .....                               | 83  |
| CAPÍTULO V: SINOPSIS GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA..... |                                                                       | 89  |
| 5.1.                                                 | GEOLOGÍA REGIONAL .....                                               | 89  |
| 5.1.1.                                               | CRETÁCEO .....                                                        | 89  |
| 5.1.2.                                               | CUATERNARIO .....                                                     | 91  |
| 5.1.3.                                               | GEOMORFOLOGÍA REGIONAL.....                                           | 96  |
| 5.1.3.1.                                             | Borde litoral.....                                                    | 96  |
| 5.1.3.2.                                             | Planicies costeras y conos de deyección.....                          | 97  |
| 5.1.3.4.                                             | Lomas y cerros .....                                                  | 97  |
| 5.1.3.5.                                             | Estrías de la cordillera occidental.....                              | 98  |
| 5.1.4.                                               | ROCAS INTRUSIVAS (Ks-gb, gr) .....                                    | 99  |
| 5.2.                                                 | GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA LOCAL.....                                   | 104 |
| 5.2.1.                                               | GEOMORFOLOGÍA LOCAL .....                                             | 104 |
| 5.2.2.                                               | GEOLOGÍA LOCAL .....                                                  | 105 |
| 5.3.                                                 | GEODINÁMICA EXTERNA .....                                             | 106 |
| 5.4.                                                 | ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS.....                                         | 107 |
| 5.4.1.                                               | NIVEL FREÁTICO.....                                                   | 109 |
| 5.5.                                                 | SISMICIDAD .....                                                      | 111 |
| CAPÍTULO VI: PROCESAMIENTO Y CÁLCULOS .....          |                                                                       | 113 |
| 6.1.                                                 | PROPIEDADES FÍSICAS .....                                             | 113 |
| 6.2.                                                 | PARÁMETROS DE RESISTENCIA .....                                       | 114 |
| 6.2.1.                                               | MATRIZ FINA DEL MATERIAL DE DESMONTE .....                            | 114 |
| 6.2.2.                                               | MATERIAL DE CIMENTACIÓN .....                                         | 117 |
| 6.3.                                                 | ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO<br>LÍMITE ..... | 122 |
| 6.3.1.                                               | CONDICIONES ESTÁTICAS .....                                           | 122 |

|                                                                                                                    |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 6.3.2. CONDICIONES PSEUDOESTÁTICAS .....                                                                           | 124 |
| 6.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO DE ESFUERZO–<br>DEFORMACIÓN .....                                       | 126 |
| 6.4.1. CONDICIONES ESTÁTICAS .....                                                                                 | 128 |
| 6.4.2. CONDICIONES PSEUDOESTÁTICAS .....                                                                           | 130 |
| CAPÍTULO VII: INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS .....                                                                   | 132 |
| 7.1. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS ENTRE LOS MÉTODOS DE<br>EQUILIBRIO LÍMITE .....                                 | 132 |
| 7.2. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS ENTRE LOS MÉTODOS DE<br>EQUILIBRIO LÍMITE Y EL MÉTODO ESFUERZO DEFORMACIÓN..... | 134 |
| CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....                                                                | 137 |
| 8.1. CONCLUSIONES.....                                                                                             | 137 |
| 8.2. RECOMENDACIONES.....                                                                                          | 141 |
| BIBLIOGRAFÍA .....                                                                                                 | 142 |

## Anexos

- A. Registro de calicatas
- B. Ensayos de laboratorio
- C. Planos
- D. Procedimiento de Cálculo de Morgenstern- Price y Spencer

## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                                                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 1: Valores de la constante (Sonmez, y otros, 2009) .....                                                                                                     | 22  |
| Figura 2: Modos de falla en deslizamientos (Skempton & Hutchinson, 1969) .....                                                                                      | 27  |
| Figura 3: Esquema de un análisis típico de análisis con tajadas (Duncan, Wright, & Brandon, 2005) .....                                                             | 38  |
| Figura 4: Fuerzas que actúan sobre una dovela (Cornforth, 2005) .....                                                                                               | 39  |
| Figura 5: Esquema estático Método Morgenstern-Price (Morgenstern & Price, 1965) .....                                                                               | 41  |
| Figura 6: Esquema estático Método Spencer .....                                                                                                                     | 46  |
| Figura 7: Curva esfuerzo-deformación típica de un material sometido a carga uniaxial (Plaxis Company, 2002) .....                                                   | 58  |
| Figura 8: Gráfico esfuerzo-deformación de materiales elasto – plásticos. (Plaxis Company, 2002) .....                                                               | 62  |
| Figura 9: Parámetros del criterio de Mohr-Coulomb (Plaxis Company, 2002) .....                                                                                      | 68  |
| Figura 10 Talud idealizado con dos tipos de suelos. ....                                                                                                            | 75  |
| Figura 11: Análisis de estabilidad de taludes (SLIDE v. 6) .....                                                                                                    | 76  |
| Figura 12: Análisis de estabilidad de taludes (PHASE 2) .....                                                                                                       | 78  |
| Figura 13: Unidades hidrogeológicas del depósito de desmonte (Fuente propia). ....                                                                                  | 108 |
| Figura 14: Zonificación Sísmica del Perú (Norma Técnica E-030, 2015) .....                                                                                          | 112 |
| Figura 15: Curva Esfuerzo – Deformación de la matriz fina (fuente propia). ....                                                                                     | 115 |
| Figura 16: Curva Deformación Axial - Deformación volumétrica (fuente propia). ....                                                                                  | 116 |
| Figura 17: Curva $p' - q$ de la matriz fina (fuente propia). ....                                                                                                   | 116 |
| Figura 18: Curva Esfuerzo – Deformación de la cimentación (fuente propia) .....                                                                                     | 118 |
| Figura 19: Curva Deformación Axial - Deformación volumétrica (fuente propia). ....                                                                                  | 119 |
| Figura 20: Curva $p' - q$ del material de cimentación (fuente propia) .....                                                                                         | 119 |
| Figura 21: Factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern & Price con el software SLIDE v. 6.0 (fuente propia) .....                                | 123 |
| Figura 22: Factor de seguridad obtenido mediante el método de Spencer con el software SLIDE v. 6.0 (fuente propia) .....                                            | 124 |
| Figura 23: Factor de seguridad obtenido en condiciones pseudoestáticas mediante el método de Morgenstern & Price con el software SLIDE v. 6.0 (fuente propia). .... | 125 |
| Figura 24: Factor de seguridad obtenido en condiciones pseudoestáticas mediante el método de Spencer con el software SLIDE v. 6.0 (fuente propia) .....             | 125 |
| Figura 25: Mallado de elementos finitos y condiciones de contorno. ....                                                                                             | 127 |

|                                                                                                                                                                |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 26: Factor de seguridad obtenido en condiciones estáticas mediante el método de phi –c reduction con el software Phase2 8.0 (fuente propia) .....       | 128 |
| Figura 27: Factor de seguridad obtenido en condiciones estáticas mediante el método de phi –c reduction con el software Plaxis (fuente propia) .....           | 128 |
| Figura 28: Factor de seguridad obtenido en condiciones pseudoestáticas mediante el método de phi –c reduction con el software Phase2 8.0 (fuente propia) ..... | 130 |
| Figura 29: Factor de seguridad obtenido en condiciones pseudoestáticas mediante el método de phi –c reduction con el software Plaxis (fuente propia) .....     | 131 |
| Figura 30: Comparación entre los métodos de equilibrio límite con respecto al método de Morgenstern & Price (fuente propia) .....                              | 134 |
| Figura 31: Factores de seguridad (fuente propia) .....                                                                                                         | 136 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|                                                                                                                           |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 1: Factores de Seguridad Mínimos.....                                                                               | 29  |
| Tabla 2: Métodos de Equilibrio Límite .....                                                                               | 32  |
| Tabla 3: Parámetros Geotécnicos.....                                                                                      | 75  |
| Tabla 4: Factores de seguridad determinados por los métodos de equilibrio límite y<br>esfuerzo deformación .....          | 78  |
| Tabla 5: Perfil Estratigráfico .....                                                                                      | 103 |
| Tabla 6: Unidades Hidrogeológicas .....                                                                                   | 109 |
| Tabla 7: Piezómetros Hidráulicos.....                                                                                     | 110 |
| Tabla 8: Propiedades Físicas.....                                                                                         | 113 |
| Tabla 9: Parámetros de resistencia de la matriz fina del material de desmonte. ....                                       | 120 |
| Tabla 10: Parámetros de resistencia del material donde se va a ubicar el depósito de<br>desmonte.....                     | 120 |
| Tabla 11: Datos de entrada para el modelamiento por el método de Equilibrio Límite.<br>.....                              | 122 |
| Tabla 12: Factores de seguridad determinados por los métodos de equilibrio limite<br>en condiciones estáticas.....        | 124 |
| Tabla 13: Factores de seguridad determinados por los métodos de equilibrio limite<br>en condiciones pseudoestáticas ..... | 126 |
| Tabla 14: Datos de entrada para el modelamiento por el método de Equilibrio Límite.<br>.....                              | 126 |
| Tabla 15: Factores de seguridad determinados por los métodos de phi-c reduction<br>en condiciones estáticas.....          | 129 |
| Tabla 16: Factores de seguridad determinados por los métodos de phi-c reduction<br>en condiciones pseudoestáticas .....   | 130 |
| Tabla 17: Factores de seguridad (Métodos de equilibrio límite) .....                                                      | 133 |

## **RESUMEN**

Debido al aumento de la producción de la capacidad de procesamiento de la planta concentradora de 1800 tn/d a 4000 tn/d, y al aumento de la relación de remoción con el avance de la explotación, se prevé un incremento considerable del volumen de estéril (desmonte) a remover en la Mina Colquisiri.

En este sentido, el objetivo general de este trabajo es la descripción y caracterización del material de desmonte, a través de la obtención de sus propiedades físicas y de sus parámetros de resistencia homogenizados, es decir, que consideren las fracciones finas y gruesas del material de desmonte.

A partir de la obtención de las propiedades físicas y de los parámetros de resistencia del material de desmonte, se analizó la estabilidad física del depósito de desmonte de la mina Colquisiri, a través de los métodos de equilibrio límite y del método esfuerzo-deformación, comparándose ambos resultados. Según el análisis comparativo de ambos métodos, se concluyó que los métodos de esfuerzo – deformación son más eficaces.

## **ABSTRACT**

Due to the increase in the processing capacity of the concentrator plant from 1800 tonnes / day to 4000 tonnes / d, and the increase in the removal ratio with the increase in production, a considerable increase in the volume of disassemble) to be removed at the Colquisiri Mine.

In this sense, the general objective of this work is the description and characterization of the stripping material, through the obtaining of its physical properties and its homogenized resistance parameters, that is, considering the fine and coarse fractions of the material of clearance.

After obtaining the physical properties and the resistance parameters of the debris material, the physical stability of the Colquisiri mine mine debris deposit was analyzed through the limit equilibrium and stress-deformation methods, comparing both results. According to the comparative analysis of both methods, it was concluded that stress - strain methods are more effective

## INTRODUCCIÓN

Determinar el Factor de Seguridad del talud del Botadero de Desmontes, no es una tarea sencilla si se tiene en cuenta la granulometría heterogénea y el tamaño máximo de la fracción gruesa del depósito de desmonte, que impide realizar los ensayos de resistencia con los equipos de ensayo convencionales, por otro lado los ensayos in situ a gran escala no son factibles, tampoco los métodos geofísicos aportan datos concluyentes más allá de algunas correlaciones entre las velocidades sísmicas del terreno y su módulo de deformación. Los únicos datos realmente representativos son aquellos obtenidos del back analysis o estudio retrospectivo de roturas observadas en la realidad, pero para esto es necesario esperar a que ocurra el suceso.

Por lo tanto, para poder obtener los parámetros de resistencia del material de desmonte, se requiere una metodología que involucre tanto a la fracción fina como a la gruesa del material de desmonte. Por esta razón, un objetivo de este estudio se centra en entender de una manera apropiada el comportamiento mecánico

del material de desmonte a través de la obtención de los parámetros de resistencia homogenizados, es decir, que consideren las fracciones finas y gruesas del material de desmonte. Para luego poder determinar el Factor de Seguridad del talud del depósito de desmonte, a través de un análisis comparativo de los resultados obtenidos con los métodos de equilibrio límite y el método esfuerzo deformación.

## **CAPÍTULO I: GENERALIDADES**

### **1.1. UBICACIÓN**

Políticamente la zona de estudio pertenece al distrito y provincia de Huaral, departamento de Lima, en la Región Lima Provincias, en el paraje denominado Cerro La Mina.

Las coordenadas UTM WGS-84, en donde se va a emplazar el depósito de desmonte son las siguientes:

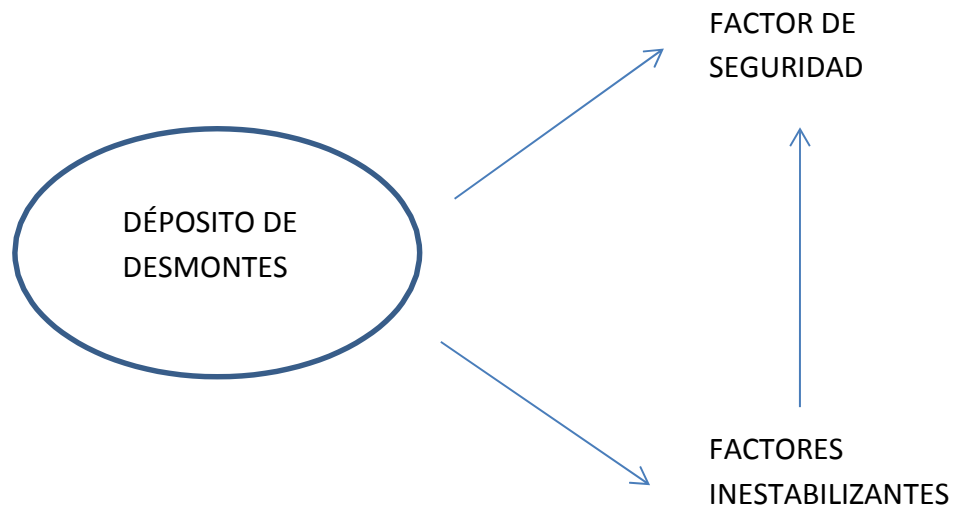
|                    |                |
|--------------------|----------------|
| E1: 251183.7710 E; | 8729523.9444 N |
| E2: 251350.2880 E; | 8729482.3861 N |
| E3: 251350.2880 E; | 8729565.7354 N |
| E4: 251257.2920 E; | 8729613.9776 N |

El depósito de desmontes se ubicará a una altitud de 195 m.s.n.m.

## 1.2. ACCESIBILIDAD

El acceso se realiza desde la ciudad de Lima, por la carretera Panamericana Norte, hasta el Km 82 en Huaral, de allí se continua por una carretera asfaltada con dirección Oeste, recorriendo 11 km. hasta el asiento minero Colquisiri (los últimos 200 m. hasta la entrada a la mina es por un camino afirmado).

## 1.3. TIPOS DE INVESTIGACIÓN



En la presente investigación se empleó un nivel **DESCRIPTIVO – CORRELACIONAL**.

Según (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014), la investigación descriptiva busca especificar los atributos, las propiedades, las características y los perfiles importantes de cualquier variable que se someta a un análisis.

Según (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014), nos dicen que el nivel correlacional tiene como finalidad conocer la relación o grado de asociación que exista entre dos o más variables en una muestra o contexto en particular (p. 93).

### **1.3.1. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN**

El diseño que se empleó en la presente investigación es **NO EXPERIMENTAL - TRANSVERSAL**.

Según (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014). El diseño no experimental es un estudio que realiza sin la manipulación deliberada de variables, se observan los fenómenos tal como se dan en su contexto natural, se obtienen datos para después analizarlos (p. 152).

Según (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014), nos dicen que el diseño transeccional o transversal recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables, y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado (p.154).

### **1.3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA**

#### **1.3.2.1. POBLACIÓN**

Para (Bernal, 2010), “es el conjunto de todos los elementos a los cuales se refiere la investigación. Se puede definir también como el conjunto de todas las unidades de muestreo.” (p.161).

Por lo cual, para efectos de la presente investigación, la población está constituida por las muestras de la fracción fina del material de desmontes y por el material donde se va a emplazar el depósito de desmontes, las cuales se van a obtener a través de la exploración de calicatas, de donde se obtendrán 9 muestras para ser ensayadas en el laboratorio de mecánica de suelos de la empresa EyP de Ingeniería.

#### **1.3.2.2. MUESTRA:**

(Bernal, 2010), lo define así:

“La muestra es la parte de la población que se selecciona, de la cual realmente se obtiene la información para el desarrollo del estudio y sobre la cual se efectuarán la medición y la observación de las variables objeto de estudio” (p.161).

El tipo es muestra probabilística – aleatorio simple

Para (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014), todos los elementos de la población tienen la misma posibilidad de ser escogidos y se obtienen

definiendo las características de la población y el tamaño de la muestra, y por medio de una selección aleatoria. (p.176).

El total de muestra para la presente investigación está conformada por 9 muestras de material de desmonte y de la cimentación, que van a ser enviadas a ser ensayadas al laboratorio de mecánica de suelos de la empresa EyP de Ingeniería.

#### **1.4. CLIMA**

Considerando la clasificación climática del SENAMHI, en su publicación Guía Climática Turística (2009), que emplea la metodología de Thornthwaite, el área del proyecto de la construcción del depósito de desmontes comprende el clima E(d) B'1 H3, lo que representa:

- **Precipitación efectiva;** Árido
- **Distribución de la precipitación en el año;** deficiencia de lluvias en todas las estaciones
- **Eficiencia de temperatura;** Semicálido
- **Humedad atmosférica;** Húmedo

## **1.5. ANTECEDENTES**

Los primeros pasos en el cálculo analítico de la estabilidad de taludes los dio Coulomb, en el siglo XVIII, al desarrollar un método de cuñas enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también utilizable en taludes.

Ya en el siglo XIX, la construcción de líneas férreas obligó a grandes movimientos de tierras, lo que trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos y, por tanto, la necesidad de un método de cálculo para prevenirlos.

Sin embargo, no es hasta la primera mitad del siglo XX cuando puede hablarse de métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales métodos del equilibrio límite.

En 1910, Fellenius desarrolla un método de cuñas, y en 1916 se utiliza por primera vez el de rebanadas, pero solo para suelos no cohesivos, y no es hasta las dos décadas siguientes que se consigue unificar la metodología para suelos con cohesión y con rozamiento interno, a la vez que se introduce

en el cálculo el principio de las presiones efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Los métodos que pueden considerarse modernos se inician en 1954 con el de Bishop, para roturas circulares, y en 1956 el de Janbu, para superficies no circulares. La complejidad del cálculo ya era inquietante, y las sofisticaciones posteriores llegaron a hacer casi utópica la aplicación práctica, hasta que la aparición del ordenador convirtió en rutina metodologías consideradas casi imposibles, como la basada en elementos finitos. Actualmente existen numerosos programas informáticos que cubren suficientemente las necesidades de un profesional, para comprobar la fiabilidad de un programa es necesario la utilización de un problema real, calcular los deslizamientos ya ocurridos y comprobar si los resultados se ajustan a lo comprobado sobre el terreno.

Antes de la expansión del ordenador se desarrollaron varios métodos simplificados, algunos de ellos basados en ábacos y en soluciones gráficas que, si en su momento llenaron un importante vacío, hoy ya no está

justificado su empleo salvo como herramienta de estimación rápida y preliminar.

Los programas de uso habitual en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop y Janbu, así como algunos de los conocidos como rigurosos o “exactos”, principalmente los de Spencer y Morgenstern y Price, que probablemente son los más experimentados. Una sucinta descripción de ellos se presenta a continuación, aunque sin entrar en las formulaciones específicas de cada uno, ya que eso se encuentra en cualquier libro de Mecánica de Suelos.

En 2005 un artículo titulado “A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit equilibrium investigation”, Hammah, R. and Yacoub, E. (2005).

Demostró que el método de elementos finitos, muestra más ventajas que los métodos de equilibrio límite tradicionales, ya que permiten visualizar el mecanismo de falla y así predecir comportamientos importantes del material, que con otros métodos podrían pasar desapercibidos.

La potencia de los métodos de Elementos Finitos (FEM) permite disponer de algoritmos para soluciones numéricas de problemas en esta línea, pero la parte negativa aparece cuando es necesario definir el material mediante Leyes Constitutivas mal conocidas, y que normalmente requieren la cuantificación de parámetros del suelo de difícil adquisición. (Pita Olalla & Vásquez, 2007).

En el año 2009 un trabajo correspondiente a un artículo técnico titulado “A Conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded Bimrocks”, de Sonmez, H., Kasapoglu, K., Coskun, A., Tunusluoglu, C., Medley, E., Zimmerman, R., (2009), concluyo que en los depósitos de materiales tipo Bimrock, el ángulo de fricción aumenta en función de la proporción volumétrica de los bloques de roca, mientras que la cohesión decrece.

Este trabajo propone la caracterización geomecánica de materiales tipo Bimrock, a través de expresiones empíricas que homogenizan los parámetros de resistencia de la fracción gruesa y fina del material de desmonte, también denominado material tipo Bimrock

## **CAPITULO II: EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **2.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La unidad minera María Teresa tiene contemplado en su programa anual de explotación incrementar la capacidad de procesamiento de la planta concentradora de la Unidad Minera María Teresa a 4 000 tn/d. Según el programa anual de explotación; esta medida entrará en vigencia en el segundo semestre del presente año, por lo tanto, la remoción de material estéril aumentará significativamente.

Como consecuencia de ello, se presenta la necesidad de construir un depósito de desmonte temporal, ya que debido al método de minado (Sublevel Stopping) que se aplica en la unidad minera María Teresa, estos desmontes serán utilizados en poco tiempo ( $< 1$  año) en el relleno de los tajos generados por el método de minado, como parte del plan de cierre de la unidad minera María Teresa.

Por lo tanto, a pesar que el depósito de desmonte es temporal, se tiene que analizar la estabilidad física estática del depósito de desmonte de la unidad minera María Teresa en su etapa final de construcción y determinar un Factor de Seguridad que garantice la seguridad, eficacia y eficiencia del depósito de desmontes.

Para el análisis de la estabilidad física del depósito de desmonte, existen diferentes técnicas siendo los más utilizados los métodos de equilibrio límite por ser considerados rápidos, sencillos y precisos, pero los métodos de equilibrio límite no consideran la deformación producida por las fuerzas que actúan en el talud.

Otra técnica para el cálculo del factor de seguridad de taludes es el método esfuerzo-deformación que utiliza los elementos finitos que permiten representar los esfuerzos y deformaciones generadas bajo determinadas condiciones.

Los datos más importantes para el análisis de estabilidad física de un depósito de desmontes, en donde se puede desarrollar una inestabilidad en

forma de deslizamiento circular, son las propiedades de resistencia y elásticas. Estos datos son difíciles de determinar debido a la naturaleza heterogénea del depósito de desmonte, por un lado, los ensayos de laboratorio no representan suficientemente el comportamiento del material de desmonte, ya que debido al diámetro solo se pueden ensayar la matriz fina del material de desmonte y no en conjunto con los bloques de roca debido a su diámetro  $> 40$  cm., y por otro lado, los ensayos in situ a gran escala no son factibles. Tampoco los métodos geofísicos aportan datos concluyentes más allá de algunas correlaciones entre las velocidades sísmicas del terreno y su módulo de deformación. Los únicos datos realmente representativos son aquellos obtenidos del back analysis o estudio retrospectivo de roturas observadas en la realidad, pero para esto es necesario esperar a que ocurra el suceso.

Teniendo en cuenta todas las limitaciones con respecto a la caracterización del material de desmonte y con los métodos de análisis de estabilidad física, sea necesario realizar la siguiente pregunta ¿Es posible caracterizar al material de desmonte considerando su naturaleza

heterogénea y de esta manera calcular el FS a través del método que mejor se adecue a las condiciones del talud del depósito de desmonte?

## **2.2. HIPÓTESIS**

Si es posible obtener un Factor de Seguridad, a través de un análisis comparativo entre los métodos de cálculo en estabilidad de taludes, considerando la naturaleza heterogénea del material de desmonte.

## **2.3. OBJETIVOS**

### **2.3.1. OBJETIVO GENERAL**

- Determinar el Factor de Seguridad del talud del depósito de desmonte, a través de un análisis comparativo de los resultados obtenidos con los métodos de equilibrio límite y el método esfuerzo deformación.

### **2.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Definir justificadamente los parámetros geotécnicos del material de desmonte utilizando el enfoque empírico conceptual de los suelos tipo Bimrock.
- Calcular el Factor de Seguridad del talud del depósito de desmontes con los métodos de equilibrio límite rigurosos (Spencer, Morgenstern & Price) con el software Slide 6.0.

Calcular el Factor de Seguridad con el método esfuerzo-deformación a través de la técnica de reducción de la resistencia al corte con el software Phase y Plaxis 2D

### **2.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN:**

En la mayoría de los análisis de estabilidad de taludes en materiales compuestos por una matriz fina y bloques de roca, se desarrolla una caracterización pobre y deficiente del material, sin tener en cuenta la presencia de los bloques de roca en la matriz fina. Los resultados obtenidos en esta investigación pretenden mejorar el entendimiento del

comportamiento mecánico de los suelos compuestos por una matriz fina y bloques de roca, también denominados suelos tipo BIMROCK, a través de la homogenización de los parámetros de resistencia de este tipo de material con el uso del enfoque empírico conceptual propuesta por el Ing. H. Sonmez. Esto conllevará a un diseño más eficiente, por medio de la inclusión de parámetros resistentes mayores, producto de tener en cuenta la resistencia que suministra la proporción de bloques de roca.

Por lo general el problema de la estabilidad de taludes es analizado por el método de equilibrio límite, pero debido a la naturaleza del material de desmonte no se puede considerar que este material se comporte de forma rígida y perfectamente plástica como indica el método de equilibrio límite. Por tal motivo, en esta investigación se comparará los resultados obtenidos con los métodos de equilibrio límite y los obtenidos con los métodos de esfuerzo-deformación en el cual si se considera el comportamiento tenso-deformacional del material de desmonte tipo BIMROCK.

El presente trabajo, tiene como finalidad proporcionar conocimientos que puedan ser aplicables a futuros estudios de estabilidad física en

estructuras geotécnicas que contengan materiales similares al desmonte (Ejm: Pads de lixiviación), la cual permita a la empresa minera Colquisiri S.A. obtener resultados más confiables ya que permitirá manejar desde un punto de vista técnico, económico, social y ambiental el problema de la generación de desmonte.

## **2.5. ALCANCES Y LIMITACIONES**

Con el presente estudio se pretende definir el procedimiento de cálculo de la estabilidad de taludes del depósito de desmontes de la unidad minera María Teresa, teniendo en cuenta naturaleza heterogénea del material de desmonte. Lo anterior permitirá definir la pendiente de los taludes que garantice la estabilidad y la seguridad del depósito de desmontes de la unidad minera María Teresa. Los resultados obtenidos en esta investigación solamente son válidos para la unidad minera María Teresa, debido a la naturaleza heterogénea del material de desmonte en dicha unidad minera.

## **CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO**

### **3.1. DEPÓSITOS DE DESMONTES**

#### **3.1.1. INTRODUCCIÓN**

Se denomina escombrera a toda aquella acumulación de materiales sólidos de granulometría variable procedentes de las actividades humanas, bien como residuos de los procesos mineros (estériles rocosos) o de otros procesos industriales o urbanos (escombros de demolición, tierras de vaciado, etc).

Tradicionalmente, la forma de implantar las escombreras se ha realizado buscando la facilidad de transporte y ocupación de terrenos sin un plan previo de desarrollo. (Ministerio de Energía y Minas, 2004).

## **3.2. CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DE DESMONTE**

### **3.2.1. MATERIALES TIPO BIMROCK**

El término Bimrock corresponde a bloque en matriz por sus siglas en inglés, acuñado así por el (Medley, 1994) con el fin de definir un término, desde el punto de vista geomecánico, que representara un tipo de suelo conformado por clastos o bloques dentro de una matriz de material fino.

Estos materiales conforman, entre otros, los mélanges, las rocas falladas, meteorizadas, altamente tectonizadas y coluviones (Goodman & Medley, 1994)

La composición de este tipo de suelos es muy variable; por ejemplo, los mélanges o mezclas se componen de argilita, arcillolita, arenas, shales, serpentinitas, entre otros materiales, lo que genera alta heterogeneidad y contraste en los parámetros mecánicos de la misma (Goodman & Medley, 1994), por lo que, durante diferentes procesos constructivos como por ejemplo, excavaciones para túneles o en cortes de taludes, existe un alto

grado de incertidumbre en la distribución de los bloques de roca, que afectan el régimen hidrogeológico de la zona. Las razones para que se presenten estas complicaciones incluyen:

- La obtención de muestras inalteradas de una mezcla de bloques rígidos en una matriz fina es casi imposible.
- La diferencia en la resistencia a la perforación de los diferentes materiales genera que los materiales rígidos tiendan a moverse dentro de los materiales blandos resultando en una alteración significativa del material (Lindquist & Goodman, 1944).
- Aun siendo capaz de obtener una muestra inalterada, es virtualmente imposible que esta muestra sea representativa de la masa de interés debido a la aleatoriedad en la distribución de estos bloques en dicha masa (Medley, 1994).

### **3.2.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA**

Los Bimrocks se caracterizan por tener bloques incrustados en una matriz fina, esto genera que no sea correcto usar parámetros de resistencia basados en las características de alguno de los dos materiales individualmente.

Como respuesta a este problema se realizaron varios estudios, siendo uno de los más influyentes el realizado por (Lindquist & Goodman, 1944), el cual concluye que:

- La cohesión de los materiales Bimrock, disminuye cuando aumenta la proporción volumétrica de los bloques de roca.
- El ángulo de fricción aumenta para elevadas proporciones volumétricas de los bloques de roca.

A partir del estudio (Lindquist & Goodman, 1944), (Sonmez, y otros, 2009) desarrollo un enfoque empírico conceptual, del cual se pueden determinar los parámetros de resistencia del Bimrock.

$$\varphi_{BIMROCK} = \varphi_{MATRIZ} \left[ 1 + \frac{1000(\tan(\alpha)/\tan \varphi_{MATRIZ})^{-1}}{1000+5((1-VBP)/15)} \times \frac{VBP}{VBP+1} \right] \quad (2.1)$$

$$UCS_{BIMROCK} = \frac{(A-A^{(VBP/100)})}{(A-1)} UCS_{MATRIZ} \quad (2.2)$$

$$C_{BIMROCK} = \frac{UCS_{BIMROCK} (1 - \sin(\varphi_{BIMROCK}))}{2 \cos(\varphi_{BIMROCK})} \quad (2.3)$$

Dónde:

VBP= Proporción volumétrica de los bloques

$\alpha$  = ángulo de reposo de los bloques (45°)

A = constante que depende de las propiedades de los bloques y la matriz.

| Decription                                                                                       | The value of A |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| Almost no adhesion (cohesion) between block and matrix with rounded blocks.                      | 0              |
| Weak adhesion (cohesion) between block and matrix with semi-rounded blocks.                      | 10             |
| Moderate adhesion (cohesion) between block and matrix with semi-angular blocks.                  | 50             |
| Strong adhesion (but less than cohesion of matrix) between block and matrix with angular blocks. | 500            |

Figura 1: Valores de la constante (Sonmez, y otros, 2009)

### **3.3. ESTABILIDAD DE TALUDES**

#### **3.3.1. INTRODUCCIÓN**

Bajo el nombre genérico de taludes se denomina cualquier superficie inclinada. Estos pueden ser naturales, caso de las laderas o artificiales, como los taludes de cortes y terraplenes.

El proyecto adecuado de una estructura geotécnica requiere que soporte las máximas fuerzas que tengan una probabilidad razonable de presentarse durante el periodo de vida útil de la estructura, y que dicha estructura cumpla bien su función, pero dentro de un costo razonable.

El estudio de la estabilidad de la estructura es cuantificado usando el llamado “factor de seguridad”. Una vez determinada las condiciones de la geometría y del subsuelo de un talud, la estabilidad pueda evaluarse usando distintas metodologías, que van desde los ábacos hasta un análisis computacional esfuerzo–deformación. La mayoría de los programas de

computadora que analizan la estabilidad de taludes se basan en los métodos de Equilibrio Límite para un modelo bidimensional.

Los análisis de estabilidad de taludes durante muchos años han sido realizados empleando las técnicas de Equilibrio Límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, no necesitando conocer el comportamiento esfuerzo–deformación del mismo. Estos análisis se pueden realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie potencial de falla o dividiendo la masa deslizante en dovelas. El método de las dovelas ha sido mejorado con el transcurso del tiempo, desde que fue desarrollado en los inicios del siglo XX. En la actualidad existe una gran disponibilidad de software muy fácil de utilizar. Generalmente los métodos son interactivos y cada uno de estos posee un cierto grado de precisión.

### **3.3.2. MOVIMIENTO DE MASAS**

Los procesos geotécnicos activos de los taludes corresponden generalmente a movimientos descendentes y hacia fuera de los materiales

que conforman el talud, sea este natural o artificial. Los movimientos ocurren generalmente a lo largo de superficies de falla, por caída libre, erosión o corridas. (De Campos, 1985), (Medina, 1995) hace descripción de la clasificación de movimientos de masa, así tenemos:

- Subsistencia: Asentamiento súbito (colapso), o relativamente continuo con el tiempo, de la superficie del terreno. Envuelve generalmente grandes áreas y no, por ejemplo, el asentamiento de un terraplén o de una sola edificación.
- Erosión: Remoción (desprendimiento) de granos individuales o grumos de partículas de suelo y transporte de los mismos después del desprendimiento.
- Corrimientos: Movimientos de masa de suelo o roca, fundamentalmente por la acción de la gravedad en materiales de laderas o taludes de un modo general

Los corrimientos son clasificados de la siguiente manera:

- ✓ Caídas
- ✓ Volcaduras
- ✓ Flujos

### ✓ Deslizamientos

El análisis de estabilidad de esta investigación está enfocado principalmente para movimientos de masa del tipo deslizamientos, dado el tipo de mecanismo y superficie de falla.

#### **3.3.2.1. Deslizamientos:**

Este movimiento consiste en un desplazamiento cortante a lo largo de una o varias superficies, que pueden encontrarse fácilmente dentro de una zona relativamente de poco espesor. El movimiento puede ser progresivo, es decir, no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Los deslizamientos pueden obedecer a procesos naturales o a desestabilización de masas de tierra por efectos de cortes, rellenos, deforestación, etc. La forma de una superficie de falla es controlada a través de características estructurales como fisuras, juntas, cargas y profundidad del estrato de roca o estrato resistente (fig. 02)

- Deslizamiento rotacional: Muchas fallas en taludes ocurren como movimiento de una masa de suelo a lo largo de una superficie de deslizamiento curva. (Skempton & Hutchinson, 1969).
- Deslizamiento translacional: Ocurre a lo largo de superficies planares o ligeramente onduladas y tiene poco o nada de movimiento de rotación o de volcadura, es influenciado por la presencia de un estrato de alta resistencia en el subsuelo. (Skempton & Hutchinson, 1969).

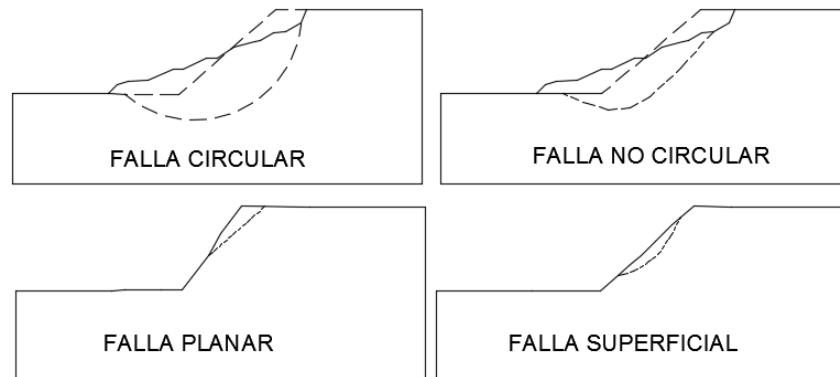


Figura 2: Modos de falla en deslizamientos (Skempton & Hutchinson, 1969)

### **3.3.3. FACTOR DE SEGURIDAD**

El factor de seguridad es el grado de amenaza que una estructura falle para las mayores solicitaciones para la cual es diseñada. En el proyecto de taludes, muros de contención y cimentaciones es frecuente tener más aproximación e incertidumbres que en el caso de estructuras, debido a la complejidad del comportamiento del terreno y al conocimiento incompleto de las condiciones del subsuelo.

La magnitud de los factores de seguridad debería depender en cada caso de la confianza que se tenga de los datos del proyecto y su interpretación, de los datos de resistencia y las cargas previstas en el método de análisis, en la calidad de la construcción, conservación, y en efectos adicionales que pueden causar daño y producir el colapso.

En el siguiente cuadro se presenta los factores de seguridad mínimos admisibles dados por la Bureau of Reclamation U.S.A. basados en una evaluación de 600 presas de agua:

**Tabla 1: Factores de Seguridad Mínimos**

| Condición     | Estático | Seudo-estático |
|---------------|----------|----------------|
| Talud a Largo | 1.5      | 1              |
| Talud a Corto | 1.3      | --             |

Fuente: Bureau of Reclamation U.S.A.

### **3.4. MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE**

#### **3.4.1. INTRODUCCIÓN**

Todos los métodos de Equilibrio Límite utilizan la expresión de Mohr-Coulomb para determinar la resistencia al corte ( $\tau_f$ ) a lo largo de la superficie de deslizamiento. Según (Janbu, 1973), existe un estado de equilibrio límite cuando el esfuerzo cortante actuante ( $\tau$ ) se expresa como una fracción de la resistencia al corte. (Nash, 1987) Dice: "En el momento del fallo, la resistencia al corte está completamente movilizada a lo largo de la superficie de falla cuando se alcanzan las condiciones de estado crítico". La resistencia al corte se expresa generalmente a través de la relación lineal de Mohr-Coulomb, donde el  $\tau_f$  y  $\tau$  son definidos por:

$$\text{Resistencia al corte: } \tau_f = c' + \sigma \tan \phi' \text{ or } (a + \sigma') \tan \phi' \quad (2.4)$$

$$\text{Esfuerzo Cortante: } FS = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (2.5)$$

$c'$ ,  $\phi'$  = cohesión y ángulo de fricción respectivamente en términos de esfuerzos efectivos.

FS= factor de seguridad

La resistencia al corte depende del tipo de suelo y de la tensión normal efectiva, mientras el esfuerzo cortante depende de las fuerzas externas que actúan sobre la masa de suelo. Esto define al FS como una relación entre  $\tau_f$  y  $\tau$  en un análisis de Equilibrio Límite (Janbu, 1973), tal como se define en la ecuación (2.5).

Varios métodos de Equilibrio Límite (LE) han sido desarrollados para el análisis de la estabilidad de taludes. (Fellenius, 1936) Introdujo el primer método, conocido como ordinario o el método sueco, para una superficie de deslizamiento circular. (Bishop, 1955) Avanzó el primer método introduciendo una nueva relación para la fuerza normal en la base. La ecuación para el FS

por lo tanto, se convirtió en no lineal. En el mismo tiempo, (Janbu, 1954) desarrolló un método simplificado para superficies de falla no circulares, dividiendo una potencial masa deslizante en varias rebanadas verticales. El procedimiento generalizado de las rebanadas (GPS) fue desarrollado al mismo tiempo como un desarrollo adicional del método simplificado (Janbu, 1973). Más tarde, (Morgenstern & Price, 1965), (Spencer, 1967), y varios otros hicieron contribuciones adicionales con diferentes supuestos para las fuerzas entre rebanadas. Un procedimiento general de límite de equilibrio (GLE) fue desarrollado por (Chugh, 1986) como una extensión del método de Spencer y de Morgenstern-Price, satisfaciendo ambas momento y las condiciones de equilibrio de fuerzas (Abramson, Sharma, & Boyce, 2002).

Todos los métodos Equilibrio Limite se basan en ciertos supuestos para las fuerzas entre dovelas normal (E) y la de corte (T), y la diferencia básica entre los métodos es cómo se determinan estas fuerzas o asumidas. Además de esto, la forma de la superficie de falla asumida y las condiciones de equilibrio necesarias para calcular los FOS. Un resumen de los métodos de Equilibrio Límite y sus supuestos se presentan en la tabla 02.

**Tabla 2**  
**Métodos de Equilibrio Límite**

| MÉTODOS             | Circular | No Circular | $\Sigma M=0$ | $\Sigma F=0$ |
|---------------------|----------|-------------|--------------|--------------|
| Ordinario           | ✓        | -           | ✓            | -            |
| Bishop Simplificado | ✓        | (*)         | ✓            | (**)         |
| Janbu Simplificado  | (*)      | ✓           | -            | ✓            |
| Janbu GPS           | ✓        | ✓           | (***)        | ✓            |
| Lowe-Karafiath      | -        | ✓           | -            | ✓            |
| Corps of Engrs      | -        | ✓           | -            | ✓            |
| Sarma               | ✓        | ✓           | ✓            | ✓            |
| Spencer             | ✓        | (*)         | ✓            | ✓            |
| Morgenstern-Price   | ✓        | x           | ✓            | ✓            |

(\*) Puede ser usado para ambas superficies de falla (circular y no circular)

(\*\*) Satisface el equilibrio de fuerzas verticales.

(\*\*\*) Satisface el equilibrio de momentos

Fuente: (Abramson, Sharma, & Boyce, 2002)

Las fuerzas entre dovelas dependen de varios factores, incluyendo el esfuerzo-deformación y la deformación característicos de los materiales. Su evaluación, sin embargo, se complica en los métodos de equilibrio límite.

### 3.4.2. PARÁMETROS UTILIZADOS EN EL MEL.

Los modelos tienen en cuenta los factores primarios que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros

geológicos, presencia de grietas de tracción, cargas dinámicas por acción de los sismos, flujo de agua, parámetros de resistencia y peso unitario de los suelos, etc. Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático de equilibrio límite. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque de límite de equilibrio no produce resultados satisfactorios.

#### **3.4.2.1. PESOS UNITARIOS**

El peso unitario es tal vez el parámetro más sencillo de medir para el análisis de estabilidad de taludes, es el que influye menos en el factor de seguridad. Los pesos unitarios totales son pesos húmedos por encima del nivel freático y saturado por debajo de este nivel. En el caso de que se utilicen pesos sumergidos, se debe ignorar la presencia de nivel freático. La densidad saturada se puede determinar asumiendo un valor de gravedad específica.

#### **3.4.2.2. RESISTENCIA AL CORTANTE**

La resistencia al cortante que se va a utilizar en los análisis, puede ser medida por alguno de los métodos de laboratorio o de campo. Se debe tener en cuenta si se trata de condiciones drenadas o no drenadas o si el análisis es realizado en estado no saturado. Los parámetros deben corresponder a los niveles de esfuerzos sobre las superficies de falla potenciales. En los casos en los cuales ya ha ocurrido la falla del talud, se recomienda emplear las resistencias residuales (Skempton & Hutchinson, 1969). Igualmente, debe tenerse en cuenta disminución de resistencia, con el tiempo. Para suelos que son completamente saturados, el ángulo de fricción para condiciones no drenadas, es igual a cero. La resistencia no drenada para suelos saturados puede ser determinada a partir de los ensayos no consolidados no drenados.

Para los suelos parcialmente saturados, tales como arcillas compactadas o suelos arcillosos por encima del nivel freático, las resistencias no drenadas deben obtenerse a partir de ensayos no consolidados no drenados en muestras con el mismo grado de saturación que el suelo en el campo. La envolvente de falla para esos suelos

generalmente, es curva y por tanto, es importante utilizar el mismo rango de presiones de confinamiento tanto en los ensayos de laboratorio como en los de campo.

#### **3.4.2.3. CONDICIONES DRENADAS O NO DRENADAS**

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas. Si la inestabilidad es causada por los cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior (en suelos de baja permeabilidad) estos pueden no tener tiempo suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En ese caso, se dice que las condiciones son no drenadas. Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poros en exceso y se comportan en condiciones drenadas. Para el rango normal de carga que equivalen a meses o semanas, se pueden considerar drenados los suelos con permeabilidades mayores a  $10^{-4}$  cm/seg. En cambio los suelos con permeabilidades menores de  $10^{-7}$  cm/seg, se consideran no drenados. Mientras, las permeabilidades intermedias se consideran parcialmente drenadas.

#### **3.4.2.4. ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS**

En principio, siempre es posible analizar la estabilidad de un talud utilizando el método de presión efectiva, porque la resistencia del suelo es gobernada por las presiones efectivas tanto en la condición drenada, como en la condición no drenada; sin embargo, en la práctica es virtualmente imposible determinar con precisión cuales con los excesos de presión de poros que se van a generar por los cambios en las cargas (excavaciones, colocación de rellenos o cambios en el nivel del agua).

Debido a esto, no es posible desarrollar análisis precisos de estabilidad en estas condiciones, utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos. No obstante, se puede trabajar todo el análisis usando presiones efectivas, sin que se requiera especificar los valores de los excesos de poros en las condiciones no drenadas. La mayoría de los modelos de análisis trabajan con base en las presiones efectivas.

#### **3.4.2.5. ESTABILIDAD A CORTO Y A LARGO PLAZO**

En la estabilidad a corto plazo debe tenerse en cuenta que los suelos que no tienen un drenaje rápido, están sujetos a presiones de poros por acción de las cargas aplicadas. En la estabilidad a largo plazo, se supone que los suelos están drenados. Para la estabilidad (a corto plazo) de las arcillas normalmente consolidadas y de limos, se recomienda modelar con análisis de esfuerzos totales. Aunque se puede realizar el análisis empleando esfuerzos efectivos, es muy difícil estimar o medir las presiones de poros para su utilización en el análisis.

La estabilidad a largo plazo, es más fácil de analizar que la estabilidad a corto plazo. Para todos los casos, se recomienda emplear análisis de esfuerzos efectivos.

#### **3.4.3. MÉTODO DE LAS DOVELAS**

En la mayoría de los métodos con fallas curvas o circulares, la masa de la parte superior de la superficie de falla se divide en una serie de tajadas

verticales. El número de tajadas depende de la geometría del talud y de la precisión requerida para el análisis. Entre mayor sea el número de tajadas, se supone que los resultados serán más precisos. En los procedimientos de análisis con tajadas, generalmente se considera el equilibrio de momentos con relación al centro del círculo para todas y cada una de las tajadas. (Figura 03)

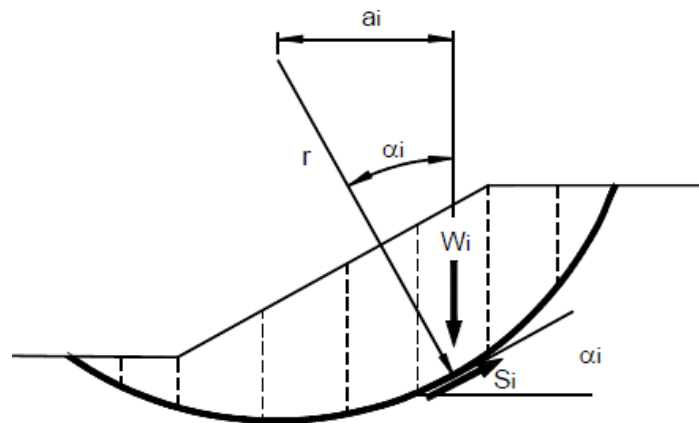


Figura 3: Esquema de un análisis típico de análisis con tajadas (**Duncan, Wright, & Brandon, 2005**).

Dónde:

$r$ : radio de la superficie de falla circular.

$a_i$ : distancia horizontal entre el centro de la superficie circular de falla y el centro de gravedad de la dovela.

$W_i$ : Peso de la dovela.

$\alpha_i$ = ángulo entre la tangente del centro de cada dovela y la horizontal

Entre los diversos métodos que utilizan dovelas, hay diferencias, especialmente en lo referente a las fuerzas que actúan sobre las paredes laterales de las dovelas (Figuras 04). El método ordinario o de Fellenius, no tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.

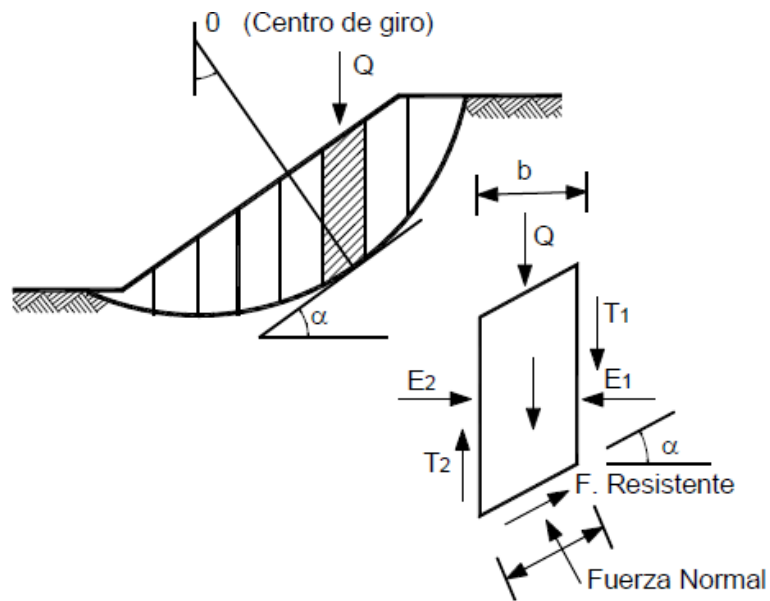


Figura 4: Fuerzas que actúan sobre una dovela (Cornforth, 2005)

Dónde:

$T_i$ : Fuerza de corte en la superficie de deslizamiento.

$E_i, E_{i+1}$ : Fuerzas ejercidas por cuerpos vecinos, inclinados desde el plano horizontal por el ángulo  $\delta_i$  resp.  $\delta_{i+1}$  y yacen a la altura  $z_i$  respecto a  $z_{i+1}$  sobre la superficie de deslizamiento.

El método simplificado de Bishop supone que las fuerzas laterales entre tajadas, son horizontales y desprecia las fuerzas de cortante y otros métodos más precisos como los de Morgenstern y Price, que utilizan una función para calcular las fuerzas entre dovelas.

#### **3.4.4. MÉTODO DE MORGENSTERN & PRICE (1965)**

El método de (Morgenstern & Price, 1965) asume la existencia de una función constante que relaciona las fuerzas de corte y las fuerzas normales entre las dovelas. Al suponer una determinada función para la determinación de los valores de las fuerzas que actúan entre las dovelas, hace que el método sea más riguroso que el de Spencer, aunque, aun así, esta suposición de funciones afecta mínimamente el cálculo de los factores de seguridad cuando se desea satisfacer el equilibrio estático. Las diferencias existentes entre el método de Spencer y el método de

Morgenstern-Price son mínimas, haciendo ambos métodos muy confiables a la hora de diseñar un talud y determinar factores de seguridad, siendo ambos métodos precisos y aplicables a toda geometría y perfiles de suelo.

El autor expresa que el método de Morgenstern-Price es un método general de cortes realizados en la base del equilibrio límite. Se debe satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos que actúan en las dovelas individuales. Las dovelas son creadas a partir de la división del suelo sobre la superficie terrestre, dividiendo la superficie en planos. Las fuerzas que actúan en una dovela se presentan en la Figura 5.

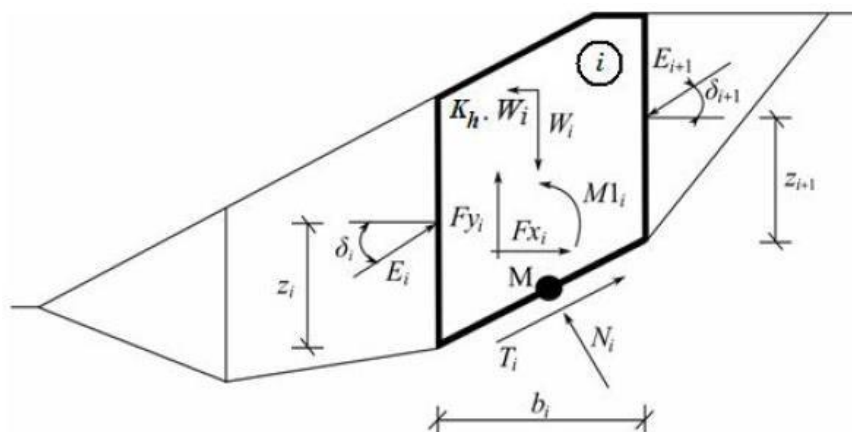


Figura 5: Esquema estático Método Morgenstern-Price (Morgenstern & Price, 1965)

Donde:

$W_i$ : Peso del bloque incluyendo material de sobrecarga que tenga el carácter del peso incluyendo la influencia del coeficiente vertical  $K_v$ .

$K_h W_i$ : Fuerza de inercia horizontal que representa el efecto del sismo,  $K_h$  es el factor de la aceleración horizontal durante el sismo.

$N_i$ : Fuerza normal en la superficie de deslizamiento.

$T_i$ : Fuerza de corte en la superficie de deslizamiento.

$E_i, E_{i+1}$ : Fuerzas ejercidas por cuerpos vecinos, inclinados desde el plano horizontal por el ángulo  $\delta_i$  resp.  $\delta_{i+1}$  y yacen a la altura  $z_i$  respecto a  $z_{i+1}$  sobre la superficie de deslizamiento.

$F_{xi}, F_{yi}$ : Otras fuerzas horizontales y verticales actuando en el bloque.

$M_i$ : Momento desde las fuerzas  $F_{xi}, F_{yi}$  rotando sobre un punto M, el cual es el centro del segmento de la superficie  $i^{th}$ .

$U_i$ : Presión de poro resultante en el segmento de la superficie  $i^{th}$ .

(Suarez, 2002), expresa que cada bloque se asume para contribuir a la misma fuerza como en el método Spencer. Los supuestos asumidos en el método de Morgenstern-Price para calcular el equilibrio límite de las fuerzas y momentos de las dovelas son los siguientes:

- Los planos divididos entre bloques son siempre verticales
- La línea de acción de peso del bloque  $W_i$  pasa por el centro del segmento de la superficie de deslizamiento representada por el punto **M**.
- La fuerza normal  $N_i$  actúa en el centro del segmento de la superficie de deslizamiento, en el punto **M**.
- La inclinación de las fuerzas  $E_i$  que actúan entre los bloques es diferente en cada bloque ( $\delta_i$ ) al punto extremo de la superficie de deslizamiento  $\delta = 0$ .

El autor expresa que las fuerzas  $E_i$  que actúan entre las dovelas para un valor dado de  $\delta_i$  y  $FS$  se presentan en la Ecuación 2.6. Esta solución asume que en el origen de la superficie de deslizamiento el valor  $E$  es conocido e igual a  $E_1 = 0$ .

$$E_{i+1} = \frac{[(W_i - Fy_i) \cos \alpha_i - K_h (W_i - Fx_i) \sin \alpha_i - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i)] \frac{\tan \phi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS \cos \alpha_i} - (W_i - Fy_i) \sin \alpha_i - (K_h (W_i - Fx_i) \cos \alpha_i + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i)) \frac{\tan \phi_i}{FS}}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \frac{\tan \phi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} \quad (2.6)$$

Adicionalmente el autor determina que la ecuación de equilibrio de momento queda expresada como se presenta en la Ecuación 2.7

$$Z_{i-1} = \frac{b_i [E_{i+1} (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \tan \alpha_i) + E_i (\sin \delta_i - \cos \delta_i \tan \alpha_i)]}{E_{i-1} \cos \delta_{i-1}} + \frac{E_i Z_i \cos \delta_i - M l_i + K_h W_i (y_M - y_{gi})}{E_{i-1} \cos \delta_{i-1}} \quad (2.7)$$

Esta fórmula permite calcular todos los brazos  $Z_i$  de las fuerzas actuando entre los bloques para un valor dado de  $\delta_i$ , conociendo el valor del lado izquierdo en el origen de la superficie de deslizamiento, donde  $Z_1=0$  (Suarez, 2002).

### 3.4.5. MÉTODO DE SPENCER (1967)

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de (Spencer, 1967), se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación.

La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer, inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares. Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad FS y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas.

Para resolver las ecuaciones FS y  $\theta$ , se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de confianza.

Una vez se obtienen los valores de FS y  $\theta$  se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer es considerado muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal vez, el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad (FS). A continuación, se muestra dos gráficas de una dovela o rebana con sus fuerzas actuantes.

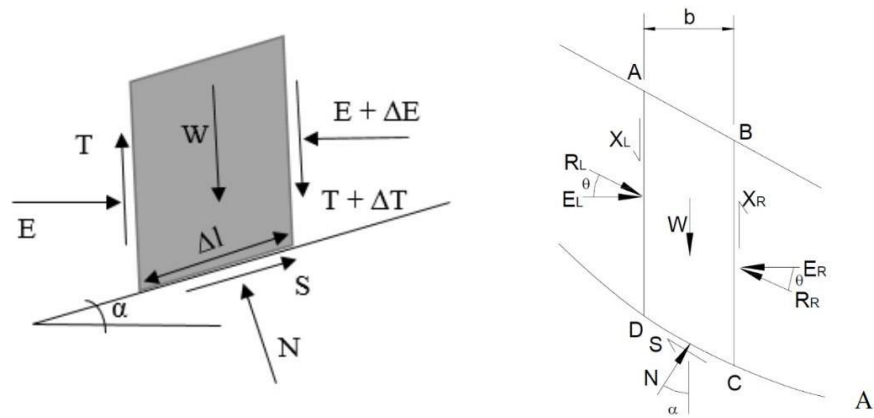


Figura 6: Esquema estático Método Spencer

Fuente: **(Spencer, 1967)**

Donde:

$W_i$ : Peso del bloque incluyendo material de sobrecarga que tenga el carácter del peso incluyendo la influencia del coeficiente vertical  $K_v$ .

$K_h W_i$ : Fuerza de inercia horizontal que representa el efecto del sismo,  $K_h$  es el factor de la aceleración horizontal durante el sismo.

$N_i$ : Fuerza normal en la superficie de deslizamiento.

$T_i$ : Fuerza de corte en la superficie de deslizamiento.

$E_i, E_{i+1}$ : Fuerzas ejercidas por cuerpos vecinos, inclinados desde el plano horizontal por el ángulo  $\delta_i$  resp.  $\delta_{i+1}$  y yacen a la altura  $z_i$  respecto a  $z_{i+1}$  sobre la superficie de deslizamiento.

$F_{xi}, F_{yi}$ : Otras fuerzas horizontales y verticales actuando en el bloque.

$M_i$ : Momento desde las fuerzas  $F_{xi}, F_{yi}$  rotando sobre un punto M, el cual es el centro del segmento de la superficie  $i^{th}$ .

$U_i$ : Presión de poro resultante en el segmento de la superficie  $i^{th}$ .

De los gráficos, realizamos la sumatoria de fuerzas respecto a la horizontal, obteniéndose:

$$\begin{aligned} E - (E + \Delta E) + N \sin \alpha + S \cos \alpha + R_L \cos \alpha - R_R \cos \alpha &= 0 \\ N \sin \alpha + S \cos \alpha + R_L \cos \alpha - R_R \cos \alpha &= \Delta E \end{aligned} \quad (2.8)$$

Asimismo, de los mismos gráficos, se realizará la sumatoria respecto a la vertical:

$$\begin{aligned} T - (T + \Delta T) - W + N \cos \alpha + S \sin \alpha - R_L \sin \theta + R_R \sin \theta &= 0 \\ N \cos \alpha + S \sin \alpha - R_L \sin \theta + R_R \sin \theta &= W + \Delta T \end{aligned} \quad (2.9)$$

Despejando el valor de N (Fuerza de contacto),

$$N = (W + \Delta T - S \sin \alpha + R_L \sin \theta - R_R \sin \theta) \cdot (\cos \alpha)^{-1} \quad (2.10)$$

Reemplazar el valor de N de la ecuación 2.10 en la ecuación 2.9

$$(W + \Delta T - S \sin \alpha + R_L \sin \theta - R_R \sin \theta) \cdot (\cos \alpha)^{-1} \cdot \sin \alpha + S \cos \alpha +$$

$$R_L \cos \alpha - R_R \cos \alpha = \Delta E$$

$$\left( \frac{W + (Xr - Xl) - S \sin \alpha + R_L \sin \theta}{\cos \alpha} \right) \sin \alpha + S \cos \alpha = (E_r - E_l)$$

Reemplazando la relación del FS en la ecuación de Coulomb:

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

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

$$FS \cdot S = c \cdot \Delta l + (N - u \Delta l) \tan \phi \quad (2.11)$$

Reemplazar el valor N de la ecuación 2.10 en la ecuación 2.11

$$FS \cdot S = c \cdot \Delta l + ((W + \Delta T - S \sin \alpha + R_L \sin \theta - R_R \sin \theta) \cdot (\cos \alpha)^{-1} - u \Delta l) \tan \phi$$

$$FS \cdot S = c \cdot \Delta l + \left( \frac{W}{\cos \alpha} \right) \tan \phi + \left( \frac{\Delta T}{\cos \alpha} \right) + \tan \alpha \cdot \tan \phi (-S + R_L - R_R) - (u \Delta l) \tan \phi \quad (2.12)$$

De los gráficos, se obtiene el valor de  $\Delta l$ :

$$\Delta l = \frac{b}{\cos \alpha} \quad (2.13)$$

Reemplazando el valor de  $\Delta l$  de la ecuación (2.13) en la ecuación

(2.12), para determinar la ecuación final de FS.

$$FS = \frac{\frac{c \cdot b}{\cos \alpha} + \left( \frac{W}{\cos \alpha} \right) \tan \phi + \left( \frac{Xr - Xl}{\cos \alpha} \right) + \tan \alpha \cdot \tan \phi (-S + R_L - R_R) - \left( \frac{u \cdot b}{\cos \alpha} \right) \tan \phi}{S}$$

Habiéndose determinado el factor de seguridad (FS) el software realizara la evaluación interna si el FS cumple con los rangos permisibles.

En la presente tesis para determinar el FS se va a utilizar el software Slide v. 6.0.

### **3.5. MÉTODO DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN**

#### **3.5.1. INTRODUCCIÓN**

Para el análisis de estabilidad de taludes, los métodos numéricos constituyen una mejor aproximación que los métodos de equilibrio límite. Esta técnica se puede aplicar en análisis con situaciones complejas relacionadas con la geometría, anisotropía y comportamiento no lineal de los geomateriales, tensiones *in situ*, presión de poros, cargas externas y cargas sísmicas.

A través del modelamiento numérico es posible la solución de las ecuaciones gobernantes que consideran el comportamiento elástico y plástico, determinando valores de deformación, desplazamientos y tensiones que se generan en el modelo analizado, de esta manera se determina el proceso de rotura.

### **3.5.2. MEDIO CONTINUO**

Para determinar la solución de problemas geotécnicos, los diferentes métodos de análisis están sujetos a simplificaciones debido a la complejidad y al comportamiento no lineal del suelo. “La principal simplificación a considerar es asumir que el material es un medio continuo, es decir, sin considerar que la materia está compuesta por moléculas, las cuales consisten de átomos y partículas subatómicas. Por lo tanto, la materia no llena completamente el espacio”. (Lai, Rubin, & Krempf, 1994, pág. 1).

“Sin embargo, hay muchos aspectos de la experiencia cotidiana respecto al comportamiento de los materiales que pueden ser descritos y predichos con la teoría del continuo, que no toma en cuenta la estructura molecular de los materiales”. (Lai, Rubin, & Krempf, 1994, pág. 1).

Así que la teoría del continuo estudia la respuesta de los materiales a diferentes condiciones de carga a través de las siguientes ecuaciones:

### 3.5.2.1. Principios Generales:

Ecuaciones de Equilibrio: El equilibrio se compone de dos partes: equilibrio global y equilibrio interno. El equilibrio global se relaciona con resolver las ecuaciones de fuerzas y momentos; mientras que el equilibrio interno está relacionado con encontrar un campo de esfuerzos que satisfaga la ecuación diferencial (modelo matemático). Las ecuaciones de equilibrio se las puede expresar como:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} + \rho b_x = \rho u_x \quad (2.14)$$

$$\frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} + \rho b_y = \rho u_y \quad (2.15)$$

$$\frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \rho b_z = \rho u_z \quad (2.16)$$

Con  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$ ,  $\sigma_{xy}$ ,  $\sigma_{xz}$  y  $\sigma_{yz}$  siendo los componentes cartesianos de los esfuerzos.

- Ecuaciones de Compatibilidad: se asocia con los desplazamientos y deformaciones. Esta característica, en términos generales, expresa que no deben existir separaciones entre partículas del material y que

no exista traslape entre partículas del material. Cuando las deformaciones se consideran pequeñas, el requerimiento de compatibilidad se consigue imponiendo que la variación de los desplazamientos cumpla con la siguiente ecuación de deformación:

$$\varepsilon = \mathbf{L}\mathbf{U} \quad (2.17)$$

El vector  $\varepsilon$  ensambla las componentes de deformaciones y se relaciona con la componente de desplazamiento ensamblada en el vector ( $\mathbf{U}$ ).

#### **3.5.2.2. Ecuaciones Constitutivas:**

Relacionan tensión y deformación, y en las que pueden intervenir también otras magnitudes como temperatura, velocidad de deformación, deformaciones plásticas acumuladas, variables de endurecimiento, etc.

- **Modelo Elástico Lineal**

Este modelo representa la ley de Hooke de elasticidad lineal isótropa.

El modelo incluye dos parámetros de rigidez elástica, a saber: el módulo de Young,  $E$ , y el coeficiente de Poisson,  $\nu$ .

- **Modelo de Mohr-Coulomb**

Este modelo incluye cinco parámetros: el módulo de Young,  $E$ , el coeficiente de Poisson,  $\nu$ , la cohesión,  $c$ , el ángulo de fricción,  $\phi$  y el ángulo de dilatación,  $\psi$ .

- **Modelo para roca fracturada (Jointed rock model)**

Se trata de un modelo elástico plástico anisótropo en que la rotura por acción de las tensiones tangenciales solo puede producirse en un número limitado de direcciones de deslizamiento.

- **Modelo de suelo rigidizante (hardening soil model)**

Es una variante elastoplástica del modelo hiperbólico, formulado en el marco de la plasticidad de endurecimiento por fricción. Además, el modelo incluye el endurecimiento por compresión para simular la compactación irreversible del suelo bajo una compresión primaria.

- **Modelo para suelo blando (soft soil model)**

Se trata de un modelo tipo Cam Clay que puede ser utilizado para simular el comportamiento de suelos blandos como arcillas normalmente consolidadas.

- **Modelo de suelo blando con fluencia (soft soil creep model).** Es este un modelo de segundo orden formulado en el marco de la viscoplasticidad. El modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento dependiente del tiempo de suelos blandos.

### **3.5.3. MODELO DE MOHR COULOMB**

#### **3.5.3.1. Elasticidad**

Para un material elástico, el estado de esfuerzo es función apenas del estado de deformación. Un medio elástico retorna a su estado inicial después de un ciclo carga-descarga. Es decir, no presenta ninguna deformación permanente. Un material elástico en general puede ser lineal o no lineal.

La ley lineal elástica de Hooke es el ejemplo más simple de ley constitutiva, para una carga uniaxial, la ley de Hooke puede expresarse como:

$$\sigma = \varepsilon E \quad (2.18)$$

Donde  $\sigma$  es el esfuerzo,  $\varepsilon$  es la deformación y E es el módulo de elasticidad o módulo de Young del material.

La ecuación (2.13) puede expresarse en forma matricial como:

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\} \quad (2.19)$$

Donde  $[C]$  es la matriz constitutiva expresada en términos de los parámetros elásticos:

$$[C] = \begin{bmatrix} K + \frac{4G}{3} & K - \frac{E}{3} & K - \frac{E}{3} & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{E}{3} & K + \frac{4G}{3} & K - \frac{E}{3} & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2G}{3} & K - \frac{2G}{3} & K + \frac{2G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

Donde K es el módulo de elasticidad volumétrica y G el módulo de elasticidad transversal.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.21)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.22)$$

Donde  $\nu$  es el coeficiente de Poisson.

### **3.5.3.2. Plasticidad:**

El suelo exhibe un comportamiento elástico para deformaciones muy pequeñas y las evidencias experimentales muestran que ocurren deformaciones irreversibles y permanentes más allá de un límite de deformación. Este tipo de comportamiento puede ser descrito por medio de la teoría de plasticidad.

El estudio de los materiales que presentan deformaciones plásticas constituye la teoría de plasticidad. El estudio de la plasticidad puede ser dividido en dos categorías: las teorías físicas y las teorías matemáticas. Las teorías físicas intentan explicar porque los cuerpos se comportan plásticamente a través de estudios microscópicos. Las teorías matemáticas a su vez, basadas en observaciones a nivel macroscópico, se esfuerzan por formalizar el tratamiento matemático del fenómeno.

La teoría matemática de la plasticidad está constituida principalmente por dos aspectos: el criterio de falla y el comportamiento después de la falla.

- **Comportamiento característico de los materiales**

Esfuerzos y deformaciones son originados en todo cuerpo sometido a una carga externa. Cuando esta carga es removida, el cuerpo podrá o no retornar a su configuración inicial. En el primer caso el material es denominado elástico. En el segundo se tratará de un material definido como inelástico o plástico.

Observaciones experimentales han mostrado que materiales tales como el acero se comportan elásticamente hasta un determinado nivel de esfuerzos. Una curva esfuerzo-deformación típica de un metal sometido a tracción es presentado en la figura (07). Cuando la carga es aplicada gradualmente, el material se comporta elásticamente hasta el punto A.

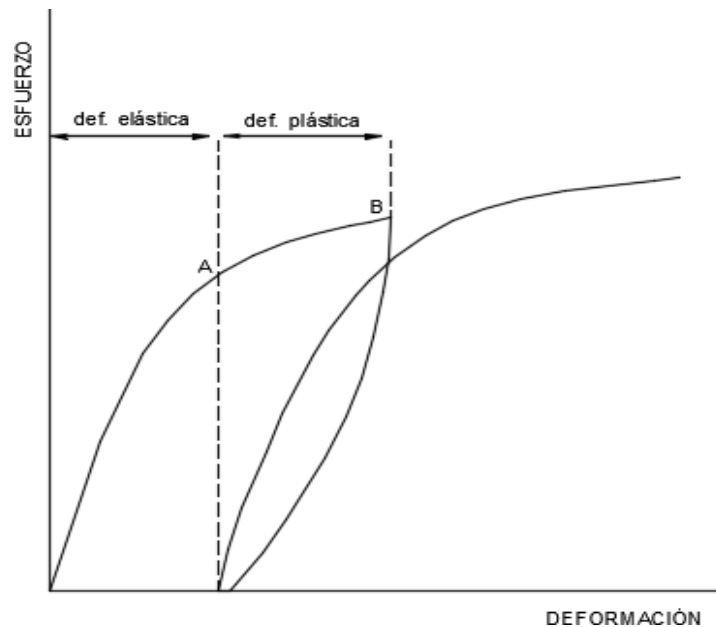


Figura 7: Curva esfuerzo-deformación típica de un material sometido a carga uniaxial (**Plaxis Company, 2002**).

Recuperando su configuración original si la carga fuera removida. Caso el nivel de esfuerzos pase el correspondiente al punto B, surgirá deformaciones irrecuperables (o plásticas) en el cuerpo, observables durante un ciclo de descarga y recarga. En este caso, el comportamiento del material es definido como elasto-plástico y las deformaciones de cualquier punto serán dependientes de la historia de esfuerzos del material. Por ejemplo, los puntos F y G representan diferente estado de esfuerzos para un mismo estado de deformación.

Una suposición fundamental de la plasticidad es que la deformación total puede ser representada sumando el componente elástico y el componente plástico:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^E + d\varepsilon_{ij}^P \quad (2.23)$$

- **Criterios de plastificación**

El criterio de plastificación puede ser definido como el estado de esfuerzos que caracteriza el límite del comportamiento elástico del material. En un problema unidimensional el criterio de plastificación puede ser fácilmente visualizado a través de un determinado valor de esfuerzo uniaxial. Sin embargo, en un estado multiaxial de esfuerzos, será necesaria una combinación de esfuerzos para definir el criterio de plastificación.

El criterio de plastificación es definido por una función escalar  $f$  que, en el caso general, será establecida en términos de las seis componentes del tensor de esfuerzos, o sea:

$$f = f(\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{13}) \quad (2.24)$$

Esta expresión puede ser igualmente definida en términos de los esfuerzos principales y de sus direcciones, o sea:

$$f = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, n_1, n_2, n_3) \quad (2.25)$$

Donde  $\sigma_1, \sigma_2$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principales y  $n_1, n_2$  y  $n_3$ , son sus correspondientes cosenos directores. Finalmente, asumiendo que el material es isotrópico, el criterio de plastificación puede ser expresado solamente en términos de los esfuerzos principales:

$$f = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (2.26)$$

En el caso de un material que presenta rigidez isotrópica (Mendelson, 1968), dos hipótesis pueden ser definidas para caracterizar el grado de rigidez. La primera asume que la rigidez del material depende solamente del trabajo plástico total ejecutado. De

acuerdo con esta hipótesis, el criterio de plastificación podrá ahora ser considerado como:

$$F = F(\{\sigma\}W_{plast}) = f'(\{\sigma\}) - f''(W_{plast}) = 0 \quad (2.27)$$

La segunda hipótesis considera que las deformaciones plásticas  $\varepsilon^P$  constituyen la medida de la rigidez del material. En este caso, el criterio de plastificación podrá ser indicado como:

$$F = F(\{\sigma\}\varepsilon^P) = f'(\{\sigma\}) - f''(\varepsilon^P) = 0 \quad (2.28)$$

Estas dos hipótesis son definidas en la literatura como hipótesis de “work hardening” e hipótesis de “Strain hardening” respectivamente.

La función de plastificación define una superficie en el espacio de los esfuerzos principales. Si el material fuera perfectamente plástico, los esfuerzos permanecerán constantes después de la falla y la superficie de plastificación continuara en una posición fija. En tanto,

en el caso, que el material sea rigidizable, la superficie de plastificación cambiara a medida que el material se deforme más allá del punto de plastificación inicial.

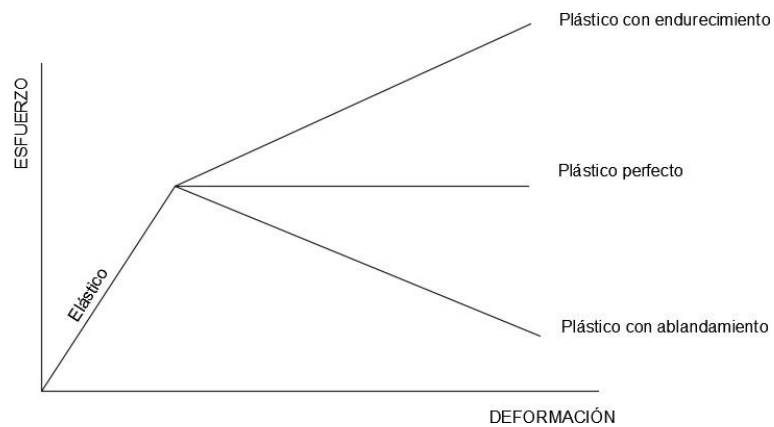


Figura 8: Gráfico esfuerzo-deformación de materiales elasto – plásticos. **(Plaxis Company, 2002)**

Todo estado de esfuerzos localizado en el interior de la superficie de plastificación será considerado de comportamiento elástico. Por otro lado, si el estado de esfuerzos actual corresponde a un punto localizado sobre la superficie de plastificación, tres casos serán posibles para los materiales rigidizables (hardening: endurecimiento).

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma} d\sigma_{ij} > 0$$

Corresponde a una carga que produce simultáneamente deformaciones elásticas y plásticas.

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma} d\sigma_{ij} = 0$$

Define a una carga neutra que provoca solamente deformaciones elásticas. Se evita de esta forma, discontinuidades en la curva esfuerzo-deformación, condición de continuidad, (Prager, 1949). Finalmente, el caso:

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma} d\sigma_{ij} < 0$$

Corresponde a una descarga y provoca solamente deformaciones elásticas en el material. No es posible la existencia de puntos cuyo estado de esfuerzos se encuentre localizado fuera de la superficie de plastificación.

- **Dirección y magnitud de las deformaciones plásticas**

El concepto de rigidez o endurecimiento fue definido por (Drucker, Greenberg, & Prager, 1951) y establece que si un conjunto de fuerzas externas fuera aplicado a un cuerpo sometido inicialmente a un estado de esfuerzos dado y, de la remoción de esas fuerzas el cuerpo permanece en equilibrio, entonces:

- a) Las fuerzas externas realizan un trabajo positivo durante la aplicación y El trabajo total desarrollado en un ciclo de aplicación y descarga de la fuerza es positivo o nulo.

Dos hipótesis adicionales son necesarias

- b) Existe una función de plastificación
- c) Existe una relación lineal entre los incrementos infinitesimales de esfuerzo y de deformación plástica.

Las hipótesis arriba mencionadas permiten formar la “ley de flujo”, según la cual (Mendelson, 1968)

$$\{d\varepsilon_p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \quad (2.29)$$

Donde  $\{d\varepsilon_p\}$  corresponde a las deformaciones plásticas y  $d\lambda$  es una constante que determina la magnitud de estas deformaciones. La ecuación (2.29) relaciona el incremento de deformación plástica con el gradiente de la función de plastificación. De este modo, la dirección del incremento de deformación plástica con el gradiente de la función de plastificación. De este modo, la dirección del incremento de deformación plástica coincidirá con la normal a la superficie de plastificación en el punto considerado y será independiente del incremento de esfuerzo.

La “condición de normalidad”, como también es denominada la ecuación (2.29), no ha sido observada experimentalmente para diversos materiales. Fue entonces generalizado el concepto de ley de flujo. Así, se establece la existencia de una función de potencial plástico  $g$ , para el cual:

$$\{d\varepsilon_p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (2.30)$$

Cuando las funciones  $f$  y  $g$  son idénticas, la ley de flujo correspondiente es denominada asociada. Caso contrario, la ley de flujo será no asociada.

La constante  $d\lambda$  de la ecuación (2.29) puede ser relacionada con el trabajo plástico,  $W_p$  realizado durante la deformación del material. Así:

$$W_p = \{\sigma\}^T \{d\varepsilon_p\} \quad (2.31)$$

Considerando la ley de flujo, tendremos:

$$W_p = \{\sigma\}^T \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} d\lambda \quad (2.32)$$

o bien:

$$d\lambda = \frac{dW_p}{\{\sigma\}^T \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \quad (2.33)$$

Con la cual la ley de flujo podrá ser expresada en términos del trabajo plástico:

$$\{d\varepsilon_p\} = \frac{dW_p}{\{\sigma\}^T \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (2.34)$$

### 3.5.3.3. Criterio de rotura

En general, fuera del laboratorio, los estados de esfuerzos que se encuentran son tales que  $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ . Un criterio de falla se traduce en una función que permite comparar si un estado de esfuerzos es o no es viable. Si coincide con la función, el material está en la falla. Pero se debe dividir los estados de esfuerzos en dos dominios. En uno el material no está en la falla.

En el otro dominio, el material está más allá de la falla, en un estado imposible si no se toma en cuenta efectos dinámicos.

El espacio que así dividido en dos dominios; el interior de la pirámide hexagonal irregular definida por líneas correspondientes con la estabilidad. Los puntos exteriores al estado imposible, y los puntos de la pirámide, en la falla. Por eso esta pirámide recibe el nombre de “superficie de falla”. La hipótesis fundamental de Mohr-Coulomb, es que la falla depende exclusivamente de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ .

El criterio de falla de Mohr-Coulomb de resistencia al corte varía linealmente con el aumento del esfuerzo normal al plano de falla:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.35)$$

Dónde:

$\tau$  = esfuerzo cortante en el plano de falla

$c$  = cohesión del material

$\sigma$  = esfuerzo normal

$\phi$  = ángulo de fricción interno

El criterio de falla es mostrado gráficamente en la siguiente figura:

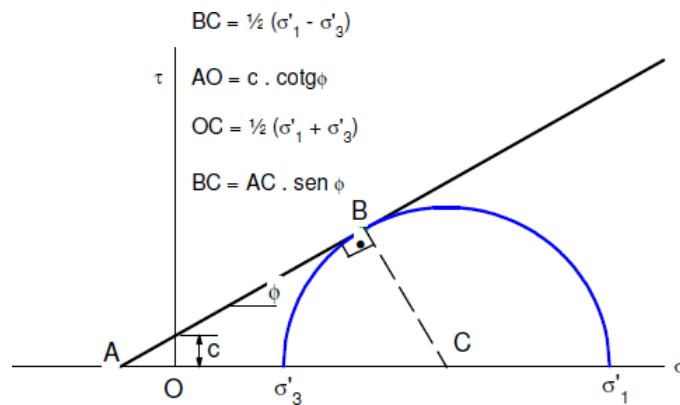


Figura 9: Parámetros del criterio de Mohr-Coulomb (**Plaxis Company, 2002**)

La fórmula de la resistencia al corte del criterio de falla de Mohr-Coulomb, también se puede expresar a través de los esfuerzos principales:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.36)$$

Donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principales. La ecuación (2.36) también puede ser escrita en función de las componentes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_{xy}$ :

$$\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2 = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right) \sin \phi + c \cos \phi \quad (2.37)$$

La ecuación (2.35) representa una pirámide hexagonal irregular en el espacio de los esfuerzos principales.

Entre los criterios de falla aplicados en mecánica de suelos el de Mohr-Coulomb es, ciertamente el más conocido y utilizado. Esto se debe a su buena respuesta y credibilidad para muchos problemas. Aunque, desprecia el efecto del esfuerzo principal intermedio  $\sigma_2$ .

#### **3.5.4. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS**

El método de elementos finitos (MEF) es un método numérico de resolución de ecuaciones diferenciales. La solución obtenida por MEF es solo aproximada, coincidiendo con la solución exacta solo en un número finito de puntos llamados nodos. En el resto de puntos que no son nodos, la

solución aproximada se obtiene interpolando a partir de los resultados obtenidos para los nodos, lo cual hace que la solución sea solo aproximada.

El conjunto de puntos donde la solución es exacta se denomina conjunto nodos. Dicho conjunto de nodos forma una red, denominada malla formada por retículos. Cada uno de los retículos contenidos en dicha malla es un "elemento finito". El conjunto de nodos se obtiene dividiendo o discretizando la estructura en elementos de forma variada (pueden ser superficies, volúmenes y barras).

En cualquier sistema analizar podemos identificar los siguientes conceptos:

- Dominio: espacio geométrico donde se va analizar el sistema, el cual se divide mediante regiones con formas sencillas o "elementos". El dominio se divide mediante la discretización de rectas (una dimensión), triángulo o cuadrilátero (dos dimensiones) y un cubo (tres dimensiones).

- Condiciones del contorno: variables conocidas y que condicionan el cambio del sistema (cargas, desplazamientos, temperatura, voltaje, focos de calor, entre otros)
- Incógnitas: variables del sistema que deseamos conocer después de que las condiciones del entorno han actuado sobre el sistema (desplazamientos, tensiones, temperaturas, etc.).

Los elementos finitos permiten evaluar cualquier superficie de falla, analizando los esfuerzos y las deformaciones del talud, satisfaciendo todas las condiciones de esfuerzos en cada uno de los nodos.

### **3.5.5. METODOLOGÍA SSR (SHEAR STRENGTH REDUCTION)**

La técnica SSR (Hammah & Yacoub, 2005) Permite calcular el factor de seguridad de taludes mediante métodos numéricos, como por ejemplo el MEF. El análisis se utiliza sistemáticamente para buscar un factor de reducción de los parámetros de resistencia al corte del material que lleva el talud hasta el límite de su estabilidad (factor de seguridad, SRF).

La resistencia al corte reducido, de acuerdo al criterio de Mohr - Coulomb se describe por la ecuación:

$$\frac{\tau}{F} = \frac{c'}{F} + \frac{\tan \phi'}{F} \quad (2.38)$$

Donde F es el factor de reducción de la resistencia

La ecuación puede re escribirse como:

$$\frac{\tau}{F} = c^* + \tan \phi^* \quad (2.39)$$

Dónde:

$$c^* = \frac{c'}{F} \quad (2.40)$$

$$\phi^* = \arctan \left( \frac{\tan \phi'}{F} \right) \quad (2.41)$$

Son los parámetros de resistencia al corte reducidos de acuerdo al criterio de Mohr – Coulomb. Cuando se obtiene el valor de F que lleva al talud al estado de equilibrio límite, este es el factor de seguridad.

### **3.5.6. PROCEDIMIENTO DEL METODO ESFUERZO DEFORMACION**

- Dividir el continuo en elementos finitos.
- Formular propiedades de cada elemento. En problemas de esfuerzos, esto significa determinar cargas nodales asociadas a todos los estados de deformación permitidos en el elemento. En problemas de flujo, significa determinar cargas hidráulicas asociadas con todos los campos de velocidad permitidos en elemento.
- El ensamblaje de los elementos para obtener el modelo discretizado (en elementos finitos) del continuo.
- Aplicar cargas conocidas (en problemas de esfuerzo, fuerzas o momentos nodales).
- Especificar como el modelo está sustentado (apoyos externos). En problemas de esfuerzos esto requiere conocer los valores de desplazamientos en ciertos puntos nodales (en general iguales a cero). En problemas de flujo, esto implica conocer los valores de cargas en ciertos puntos nodales.

- Resolver el sistema de ecuaciones algebraicas resultante para calcular todos los grados de libertad (desplazamiento o cargas) desconocidos.
- Calcular las cantidades secundarias. En problema de esfuerzos, determinar valores de esfuerzos y deformación con auxilio de los desplazamientos nodales obtenidos en el paso anterior.

### **3.6. COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS**

Un ejemplo simple de un talud es analizado con el fin de comparar los métodos de equilibrio límite con el método esfuerzo deformación (elementos finitos).

#### **3.6.1. GEOMETRÍA Y DATOS DE ENTRADA**

La siguiente figura idealiza un talud de 10 metros de altura con una inclinación de 1:2. Dos tipos de materiales con diferentes parámetros de resistencia son asumidas. A demás ambas tipos de suelos poseen el mismo

peso específico y coeficiente de permeabilidad. Los parámetros que se van a utilizar para este caso se muestran en la siguiente tabla.

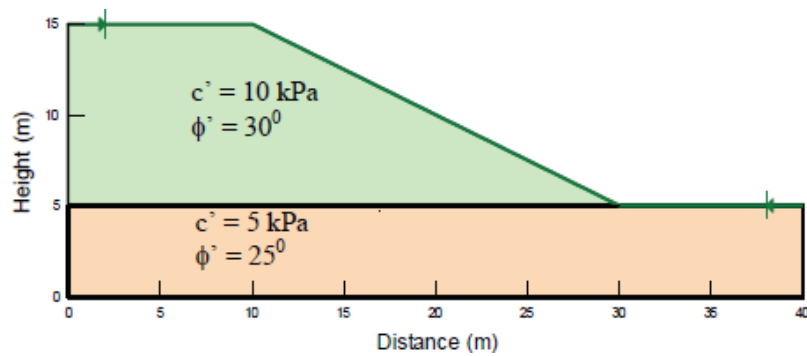


Figura 10: Talud idealizado con dos tipos de suelos.

Tabla 3

Parámetros Geotécnicos

| Tipo de Material | $c'$ (kPa) | $\phi'$ (°) | $\psi$ (°) | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $E_{ref}$ (kPa) | $u$ |
|------------------|------------|-------------|------------|-------------------------------|------------------------------------|-----------------|-----|
| A                | 10         | 30          | 0          | 20                            | 18                                 | 5000            | 0.3 |
| B                | 5          | 25          | 0          | 20                            | 18                                 | 5000            | 0.3 |

Fuente: Elaboración propia.

### 3.6.2. SELECCIÓN DEL MÉTODO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

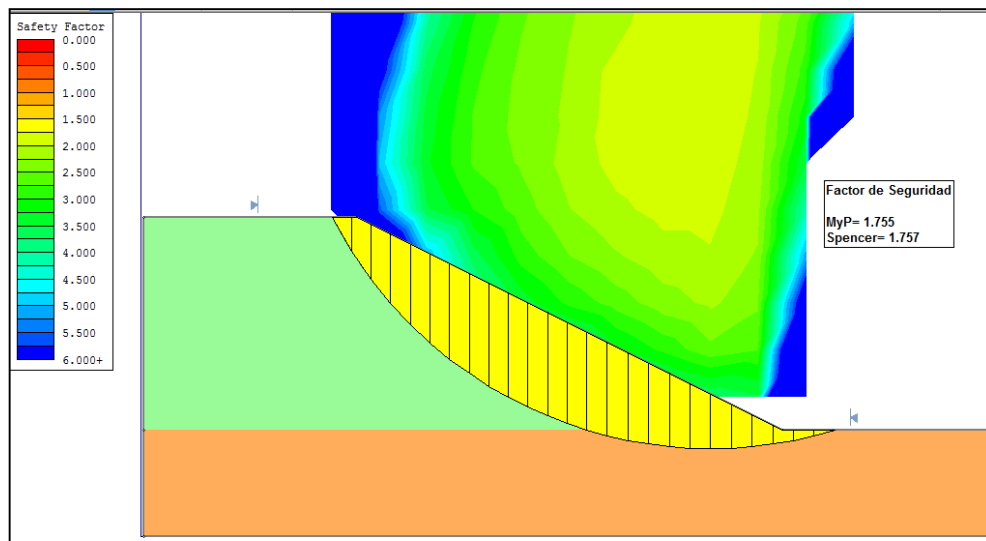
Los métodos para analizar la estabilidad física son:

- Los Métodos de Equilibrio Límite: Software Slide, los métodos seleccionados son el de Spencer y Morgenstern y Price.

- El método esfuerzo deformación: Software Phase2.

### 3.6.3. APLICACIÓN DE LOS SOFTWARE

#### 3.6.3.1. SLIDE (MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE)



**Figura 11: Análisis de estabilidad de taludes (SLIDE v. 6)**

La superficie potencial de falla se encontró a partir de miles de superficies de fallas posibles al definir la entrada de 25 dovelas verticales, 50 iteraciones y 10 incrementos para el radio. Estos parámetros son cambiados

consecutivamente hasta que los incrementos adicionales no cambien el Factor de Seguridad.

De igual forma, se escogió el criterio de rotura de Mohr Coulomb, sin la característica de grietas de tracción. Se seleccionó la función para calcular las fuerzas entre cortes con una tolerancia del 0.5 %. A demás la selección de la función de medio seno se fundamentó en la suposición que las fuerzas de corte entre dovelas podrían alcanzar su máxima expresión en el medio de la superficie potencial de falla y cero en los puntos de entrada y salida.

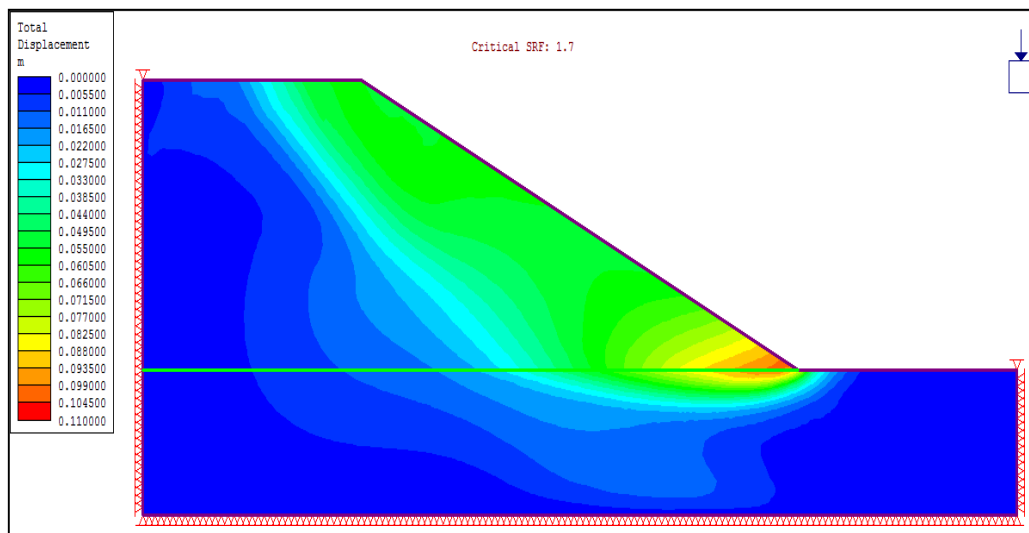
El cálculo del Factor de seguridad en el caso de los métodos de equilibrio límite rigurosos (Spencer y Morgenstern&Price), depende de la función seleccionada para determinar el ángulo entre las fuerzas entre dovelas y la horizontal.

#### **3.6.3.2. PHASE 2 (MÉTODO ESFUERZO DEFORMACIÓN)**

En este análisis se consideró al modelo constitutivo de Mohr Coulomb para modelar a los materiales. Se definió un modelo de deformación simple

mediante el uso de un elemento triangular de 6 nodos y una malla bien refinada aproximadamente de 3000 elementos y 1% de tolerancia. El cálculo del factor de seguridad se efectuó a través de la técnica SSR (Shear Strength Reduction).

El software Phase 2 identifica la superficie potencial de falla a través de las deformaciones localizadas en el talud.



**Figura 12: Análisis de estabilidad de taludes (PHASE 2).**

**Tabla 4**

**Factores de seguridad determinados por los métodos de equilibrio  
límite y esfuerzo deformación**

| <b>MÉTODO</b>           | <b>FS</b> |
|-------------------------|-----------|
| MORGENSTERN Y<br>PRICE  | 1,755     |
| SPENCER                 | 1,757     |
| ESFUERZO<br>DEFORMACION | 1,700     |

Fuente Elaboración propia.

Los valores de los factores de seguridad evaluados por el método de elementos finitos y de equilibrio límite muestran una razonable concordancia. La similitud en los valores de Factor de Seguridad, no necesariamente implica que la misma superficie potencial de falla sea obtenida en ambas metodologías, como puede ser observado en las figuras 11 y 12. Este aspecto es primordial para justificar un análisis de estabilidad física por elementos finitos.

## **CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA**

### **4.1. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES**

| Variables                 | Definición Conceptual                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | Dimensiones              | Indicadores                      | Escala de Medición             |
|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| Factores Inestabilizantes | Gonzales de Vallejo (2002) lo define así: La estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos (altura e inclinación), factores geológicos (que condicionan la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud), factores hidrogeológicos (presencia de agua) y factores geotécnicos o relacionados con el comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad). El conocimiento de cada uno de estos factores permitirá un correcto análisis del talud, la evaluación del estado del mismo y diseñar medidas de prevención y corrección. | Factores Geométricos     | Altura del talud                 | Metros (m)                     |
|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                          | Pendiente del talud              | Grados (°)                     |
|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | Factores Geológicos      | Presencia de Fallas              | Texto                          |
|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | Factores Hidrogeológicos | Nivel freático                   | Texto                          |
|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | Sismicidad               | Factor de aceleración horizontal | Aceleración de la gravedad (g) |
|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | Factores Geotécnicos     | Cohesión                         | KN/m <sup>2</sup>              |
|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                          | Ángulo de fricción               | Grados (°)                     |
|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                          | Peso Específico                  | KN/m <sup>3</sup>              |
|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                          | Módulo de Young                  | KPa                            |
|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                          | Coeficiente de poisson           | Adimensional                   |
| Factor de Seguridad       | Fellenius (1936) lo define así: El Factor de seguridad es la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | Factor de Seguridad      | Número                           | Adimensional                   |

## 4.2. MATRIZ DE CONSISTENCIA

| PROBLEMA                                                                                                                                                                                                              | OBJETIVOS                                                                                                                                                                                                    | HIPÓTESIS                                                                                                                                                                                                            | METODOLOGÍA                                                                                   | POBLACIÓN                                                                                                                                                                                                                                  |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Problema General                                                                                                                                                                                                      | Objetivo General                                                                                                                                                                                             | Hipótesis General                                                                                                                                                                                                    | Método                                                                                        | Población                                                                                                                                                                                                                                  |
| ¿Es posible caracterizar al material de desmonte considerando su naturaleza heterogénea y de esta manera calcular el FS a través del método que mejor se adecue a las condiciones del talud del depósito de desmonte? | Determinar el Factor de Seguridad del talud del depósito de desmonte, a través de un análisis comparativo de los resultados obtenidos con los métodos de equilibrio límite y el método esfuerzo deformación. | Si es posible obtener un Factor de Seguridad, a través de un análisis comparativo entre los métodos de cálculo en estabilidad de taludes, considerando la naturaleza heterogénea del material de desmonte.           | En la presente investigación se empleó un nivel descriptivo.                                  | La población está constituida por las muestras de la fracción fina del material de desmontes y por el material donde se va a emplazar el depósito de desmontes.                                                                            |
| Problemas Específicos                                                                                                                                                                                                 | Objetivos Específicos                                                                                                                                                                                        | Hipótesis Específicas                                                                                                                                                                                                | Diseño de la Investigación                                                                    | Muestra:                                                                                                                                                                                                                                   |
| ¿De qué manera se pueden obtener los parámetros geotécnicos del material de desmonte considerando su naturaleza heterogénea?                                                                                          | Definir justificadamente los parámetros geotécnicos del material de desmonte utilizando el enfoque empírico conceptual de los suelos tipo Bimrock.                                                           | A través del enfoque empírico conceptual de Sonmez (2009), nos permite homogenizar las propiedades geotécnicas de la fracción fina y gruesa del depósito de desmonte.                                                | La investigación que se desarrolla presenta el diseño Descriptivo Correlacional.              | El total de muestra para la presente investigación está conformada por 9 muestras de material de desmonte y de la cimentación, que van a ser enviadas a ser ensayadas al laboratorio de mecánica de suelos de la empresa EyP de Ingeniería |
| ¿Qué tan representativos son los resultados obtenidos por los métodos de equilibrio límite rigurosos, si se entiende que estos métodos no consideran la deformación que se produce en el medio?                       | Calcular el Factor de Seguridad del talud del depósito de desmontes con los métodos de equilibrio límite rigurosos (Spencer, Morgenstern & Price) con el software Slide 6.0.                                 | Los métodos de equilibrio límite rigurosos cumplen con todas las condiciones del equilibrio. Por lo tanto los resultados obtenidos a través de los métodos de equilibrio límite rigurosos serán más representativos. |          |                                                                                                                                                                                                                                            |
| ¿En qué manera los resultados obtenidos con el software PHASE2 y PLAXIS son más representativos que los obtenidos a través de los métodos de equilibrio límite?                                                       | Calcular el Factor de Seguridad con el método esfuerzo-deformación a través de la técnica de reducción de la resistencia al corte con el software Phase y Plaxis 2D.                                         | El método esfuerzo-deformación que utiliza los elementos finitos permite representar los esfuerzos y deformaciones generadas bajo determinadas condiciones.                                                          | Dónde:<br>M=Muestra,<br>V1=Factores Inestabilizantes,<br>V2=Factor de Seguridad y r=relación. |                                                                                                                                                                                                                                            |

#### **4.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS**

La técnica que se aplicó para la recolección de datos en esta investigación fue a través de la exploración de calicatas, las cuales fueron aperturadas en la zona donde se va a emplazar el depósito de desmontes de la unidad María Teresa. Se aperturaron 9 calicatas de donde se extrajeron muestras disturbadas para ser ensayadas en el laboratorio y así obtener sus propiedades físicas y parámetros de resistencia.

#### **4.4. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS**

Para el desarrollo de la presente Tesis, se ha empleado la siguiente metodología con el fin de dar cumplimiento a cada uno de los objetivos planteados anteriormente:

- a)** Se ha estudiado el concepto general del depósito de desmontes y se han definido las propiedades físicas que intervienen directa o indirectamente en la estabilidad por deslizamiento del depósito de desmontes.

Se ha definido el estado del conocimiento relativo a los depósitos de desmontes y, en especial, orientado al análisis de estabilidad física. Para ello se ha recopilado información bibliográfica referente a este tema, la cual ha sido extraída de libros clásicos de mecánica de suelos y artículos de revistas especializados.

Se estudiaron las diversas propiedades físicas de los depósitos de desmontes que van a influir en la estabilidad por deslizamiento de los depósitos de desmontes. A partir de ello, se ha elaborado los dos primeros capítulos del marco teórico, los depósitos de desmontes y sus propiedades físicas.

- b)** Se ha definido la metodología para la caracterización de los parámetros de resistencia para el cálculo del factor de seguridad del depósito de desmonte.

Inicialmente, se ha abordado el estado actual del conocimiento de los materiales compuestos mediante el estudio y análisis de diversas bibliográficas especializadas en el tema. Al igual que en el

punto anterior, se ha estudiado documentación relativa a libros, artículos de revistas especializadas y sitios Web de interés.

El estudio de esta documentación ha permitido identificar al modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb como el más adecuado para describir el comportamiento mecánico del depósito de desmonte y también ha permitido definir la metodología de los materiales tipo BIMROCK para la caracterización de los parámetros de resistencia de los componentes de los depósitos de desmontes (material grueso y matriz fina). Como resultado se ha desarrollado el capítulo 3 del marco teórico, en la cual ha quedado definido el concepto y la caracterización geotécnica de los materiales tipo Bimrock.

- c) Se ha determinado las propiedades físicas del material del depósito de desmonte y los parámetros de resistencia de la matriz fina del mismo.

Para ello se han realizado mapeos geológicos superficiales con el fin de ubicar estratégicamente los puntos de recolección de muestras. Luego se aperturaron 07 calicatas de 3 metros de profundidad aproximadamente en la zona donde se va a ubicar el

depósito de desmonte y 02 trincheras en un pequeño depósito de desmontes, en las cuales se han realizado ensayos de densidad in situ y se obtuvieron muestras disturbadas para realizar ensayos de caracterización física y mecánica.

Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, han sido empleados para la caracterización del material del depósito de desmonte siguiendo la metodología de los materiales tipo Bimrock y posteriormente para el análisis de estabilidad del depósito de desmonte.

- d)** Se ha calculado el factor de seguridad del depósito de desmonte por el método de equilibrio límite.

Una vez definido las propiedades físicas y parámetros de resistencia del material del depósito de desmonte, obtenidos de los ensayos de laboratorio, se ha realizado un análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite.

Para efectuar el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite se han considerado, en primer lugar, el criterio de falla de Mohr-Coulomb para describir el comportamiento perfectamente plástico del material del depósito de desmonte, ya que esta metodología no considera las deformaciones del material. Y en segundo lugar el análisis de estabilidad se ha realizado utilizando los métodos de Spencer y Morgenstern–Price, ya que estos métodos son los únicos que consideran todas las ecuaciones de equilibrio.

- e) Se ha calculado el factor de seguridad del depósito de desmonte por el método de esfuerzo-deformación y evaluación de los resultados obtenidos por ambos métodos.

Para ello, se han utilizado los parámetros de resistencia de acuerdo a los resultados obtenidos en puntos anteriores, cabe señalar que los parámetros elásticos fueron obtenidos de las curvas esfuerzo–deformación de los ensayos triaxiales realizados.

En este análisis, se ha considerado al modelo elástico plástico de Mohr-Coulomb para representar el comportamiento mecánico del material del depósito de desmonte.

Para el cálculo del factor de seguridad, se utilizó el método de SSR (Shear Sthength Reduction).

La presente Tesis se desarrolló con el fin de comparar los resultados de factor de seguridad obtenidos por el método de equilibrio límite y el método esfuerzo-deformación, de la que se espera puedan obtenerse resultados aplicables a otros trabajos en esta línea de investigación.

## **CAPÍTULO V: SINOPSIS GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA**

### **5.1. GEOLOGÍA REGIONAL**

#### **5.1.1. CRETÁCEO**

Según (Santos & Jacay, 2000), El Grupo Casma marca regionalmente el inicio de un ciclo volcánico-sedimentario, que se ha desarrollado ampliamente al Norte de Lima.

En esta zona de han diferenciado dos zonas litoestratigráficas, la inferior compuesta por una secuencia volcánico-sedimentaria y la superior netamente volcánica.

- **Grupo Casma – Volcánico Huarangal (Cretáceo Inferior–Medio) (Kim-h):**

En la zona Norte de Lima se le conoce como Volcánico Huarangal, mientras al sur de la capital su equivalente es conocido como Formación Chilca.

Esta es una serie volcánico-sedimentaria, miembro inferior del Grupo Casma.

Lo constituyen litológicamente una alternancia de en su parte inferior de calizas y rocas clásticas intercaladas con derrames volcánicos, mientras que hacia la parte superior casi íntegramente volcánica.

- **Grupo Casma – Volcánico Quilmaná (Cretáceo Medio–Superior)**  
**(Kms-q):**

Es una serie netamente volcánica, miembro superior del Grupo Casma. Litológicamente, está constituido por derrames andesíticos masivos, pocos estratificados, de textura porfirítica, destacando los

fenos de plagioclasas, de pasta fina o microcristalina, de coloración gris verdosa y en menor proporción doleríticas y diabasas.

#### **5.1.2. CUATERNARIO**

- **Depósitos Aluviales Pleistocenos (Qpl-al):** Estos depósitos están constituidos por materiales acarreado por el río Chancay, que baja de la vertiente occidental andina, que ha cortado a las rocas de edades terciarias y mesozoica, así como las del Batolito Costanero, ha tapizado el piso de los valles. Se ha depositado tanto en el curso del valle, como a lo largo y ancho del abanico fluvial.

El cono deyectivo del río Chancay, ostenta un espesor del orden de decenas de metros, en él se están asentando los centros urbanos y se desarrollan las labores de agricultura, de mucha importancia para la vida económica de los habitantes de la zona.

Los suelos que conforman estos depósitos, comprenden bloques, cantos rodados, guijarros, de un variado origen litológico, de

rocas principalmente intrusivas y volcánicas en el caso que nos ocupa, estas se presentan lados subangulosos, especialmente en zonas donde han presentado poco transporte, las arenas presentan variada granulometría, pudiendo tener matrices limosas y/o arcillosas.

- **Depósitos Coluviales Pleistocenos (Qpl-col):** Los suelos coluviales se desarrollan, tanto en los taludes de los cerros y rellenando las pequeñas quebradas de la zona.

Lo componen suelos gravosos con matrices limos arcillosos, con dimensiones desde bolones a gravas, de formas angulosas a subangulosas, que evidencian su poco transporte. Entran en contacto con los suelos aluviales correspondientes al cono deyectivo del río Chancay. Ambos depósitos (aluviales y coluviales), cubren a las rocas del basamento rocoso, calculándose profundidades entre 20 a 40 m aproximadamente.

- **Depósitos Eólicos Pleistocenos (Qpl-e):** Estos tipos de depósitos se encuentran emplazados en casi todas las proximidades de la costa,

ingresando a diferentes distancias tierra adentro, siguiendo la topografía local y la dirección preferencial de los vientos. Se acumulan tanto sobre afloramientos en roca como en llanuras aluviales, tendiendo a alcanzar su mayor potencia en los taludes y en lugares donde se presentan ligeros desniveles.

Proceden tanto de las arenas más finas de las playas, que son formadas por acción de las olas; así también por los sedimentos llevados por los ríos, que son distribuidos por las corrientes marginales a lo largo del litoral.

La arena es transportada continuamente tierra adentro por los vientos predominantes, que alcanzan en tierra firme una penetración hasta de 13 Km.

Los Depósitos Eólicos Pleistocenos son estables y conforman lomadas y cerros de arena.

Estas arenas han debido tener una estructura de dunas, pero probablemente se han borrado por el proceso de estabilización que han sufrido, ahora se muestran como grandes extensiones en forma de mantos de arena, cuyas superficies tienen un modelado suave con coloraciones grises.

- **Depósitos Marinos Recientes (Qh-m):** Se trata de depósitos litorales, caracterizado por materiales clásticos, que son llevados al mar por los ríos y también por la acción erosiva de las olas y distribuidos por corrientes marinas de deriva. Estos depósitos marinos recientes, comprenden las acumulaciones de arenas, limos y cantos re trabajados y distribuidos por corrientes a lo largo del borde litoral, como producto de la erosión y disgregación de las rocas de los acantilados, así como materiales acarreados por los ríos al océano. Están constituidos principalmente por arenas de grano medio a fino, de color gris amarillento conteniendo cuarzo, micas, ferromagnesianos; en menor proporción limos inconsolidados, de color gris claro que contienen restos de conchas marinas.

Se extienden entre estrechas franjas de terreno (30 – 100 m). En la desembocadura del río Chancay, se ha formado una especie de cordón litoral o lomas de playa, constituido por gravas de hasta 10 cm de diámetro, traídos por corrientes marginales en la desembocadura del antes mencionado río.

- **Depósitos Antrópicos Recientes (Qh-antr):** Son los formados debido a la intervención humana, que ha transformado el entorno natural de la zona.

En nuestro caso, la conforman las instalaciones de las oficinas, campamentos, planta de la Mina.

Además, las desmonteras y depósitos de relaves de la mina, conformadas por suelos gravosos mayormente sueltos y suelos arenosos finos, húmedos a saturados (los depósitos de relaves en actual uso) y secos (los que tienen uso en estos momentos).

### **5.1.3. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL**

Los rasgos geomorfológicos que se han desarrollado en la zona, son formados debido a la influencia de los procesos tectónicos y plutónicos, que han modelado los rasgos geomorfológicos de la zona.

Esto a consecuencia tanto del anticlinal de Lima, como el fallamiento en bloques, debido a la actividad geoestructural, la erosión por el drenaje del río Chancay, así como la acumulación de arena eólica en vastas zonas, han dado lugar a la configuración actual del relieve.

A continuación, se describen las unidades geomorfológicas comprendidas en el área de la Minera Colquisiri.

#### **5.1.3.1. Borde litoral**

Comprende el área del terreno adyacente a la línea litoral, expuesta la acción de las olas marinas. Está configurado por bahías, ensenadas, puntas, etc., se forman también playas abiertas por acumulación de arena a través de corrientes litorales o por deriva litoral. Desde estas playas la arena es

llevada al continente por acción eólica, formando una unidad continua con la planicie costera.

#### **5.1.3.2. Planicies costeras y conos de deyección**

Es la zona comprendida entre el borde litoral y las Estribaciones de la Cordillera Occidental, constituida por una franja de territorio paralela a la línea de costa, de gran amplitud en el valle del río Chancay.

Constituyen amplias superficies cubiertas por gravas y arenas provenientes del transporte y sedimentación del río Chancay.

#### **5.1.3.4. Lomas y cerros**

Dentro de esta unidad se ha considerado a las elevaciones que bordean las Estribaciones de la Cordillera Occidental, las cuales, como

cerros testigos, se encuentran dentro del cono aluvial del valle del río Chancay, apareciendo como remanentes de la labor erosiva del río.

Las rocas que constituyen las lomas y los cerros testigos, en nuestro caso corresponden a rocas volcánicas. En el caso de las rocas volcánicas, tanto en piroclásticos como en derrames, los cerros presentan diferente resistencia al intemperismo, por lo que el rasgo topográfico que lo caracteriza son las pendientes empinadas, a veces con relieves ligeramente suaves. El relieve que se presenta en la zona de afloramientos intrusivos, van de ligeramente suave a medianamente empinado, debido al grado de alteración y meteorización de la roca.

#### **5.1.3.5. Etribaciones de la cordillera occidental**

Esta unidad geomorfológica corresponde a las laderas y crestas marginales de la Cordillera Andina, presentan una morfología abrupta, formada por plutones y stocks del Batolito Costanero, en un rumbo NO-SE, que ha sido disectado por los ríos y quebradas que bajan a la costa, en cimas con altitudes entre los 900 a 3600 msnm.

En la zona del estudio estas colindan con las lomas, presentando pendientes más suaves y menores a 30°.

#### **5.1.4. ROCAS INTRUSIVAS (Ks-gb, gr):**

El Batolito Costanero es un complejo de diferentes rocas intrusivas, cuya composición varia de gabro a granito potásico. Sus afloramientos constituyen una franja paralela a la costa, a una distancia entre 5 a 20 Km. Su ancho varía considerablemente, pero se puede dar un promedio de 50 Km.

Se subdivide en tres (03) grandes segmentos a lo largo de la costa peruana: Segmento Trujillo (desde Chimbote hacia el Norte; Segmento Lima (entre Chimbote y el Sur de Lima); finalmente el Segmento Arequipa (entre el Sur de Lima y Arequipa).

- **Granodiorita Jecuán (KTi-gd-j)**

Esta granodiorita conforma un pequeño cuerpo intrusivo, en el lado occidental del Batolito Costanero, al Noroeste de Huaral.

El afloramiento tiene una forma más o menos cuadrada, de unos 5,5 Km de ancho y 6,5 Km de largo, en los cerros Hatillo y La Mina (donde se encuentran las instalaciones de la Minera Colqusiri S.A.).

La granodiorita está emplazada dentro de los volcánicos del Grupo Casma y penetra al Gabro Occidental del Batolito Costanero.

Esta intrusión no perturba la estratificación volcánica, presentándose signos de alteración, como en el caso del Cerro La Mina, que influyendo en la mineralización de la zona.

En campo la granodiorita presenta una composición bastante variable. El tipo más básico, ocupa la parte oriental de la intrusión, como una granodiorita o tonalita de grano muy fino. En la zona occidental la intrusión consiste de una aplita blanca muy conspicua, no existiendo una relación entre ella y la granodiorita, encontrándose muy comúnmente grandes áreas de granodiorita dentro del afloramiento de aplita. Esto se puede observar al Noreste del área de estudio, en el

lado oriental del Cerro Señal Latio y en el lado Norte del mismo, aflorando en una extensión de cientos de metros cuadrados, una aplita de grano grueso conteniendo pirita, que se intemperiza formando suelos en un tono anaranjado muy notorio en campo.

Una característica notable de las rocas componentes de la granodiorita Jecuán, es la presencia de un diaclasamiento muy persistente, favoreciendo un fuerte intemperismo, provocando la presencia de superficies de suelos finos y pequeños fragmentos de roca.

En zonas como el Cerro Señal Latio se pueden observar diques, que tienen un patrón irregular.

- **Gabro Occidental (KTi-gb)**

Estas rocas afloran en el lado Oeste del Batolito, en el cuadrángulo de Huaral. Este cuerpo corta y metamorfoza termalmente

a las rocas de las costas adyacentes. A su vez es cortado por la Granodiorita Jecuán.

En campo se observa que forman colinas cónicas, en cuyas faldas se esparcen cantos de regulares proporciones, los que son muy duros y producen un sonido metálico cuando se les golpea con el martillo.

El gablo pese de tener una considerable variación litológica, se le considera como una sola unidad de gablo.

**Tabla 5: Perfil Estratigráfico**

| EDAD        |                  | GRUPO O FORMACION                  | ROCAS                  |
|-------------|------------------|------------------------------------|------------------------|
|             |                  |                                    | INTRUSIVAS             |
| Cuaternario | Holoceno         | Depósitos Antrópicos Recientes     |                        |
|             |                  | (Qh-antr)                          |                        |
|             |                  | Depósitos Marinos Recientes        |                        |
|             |                  | (Qh-m)                             |                        |
|             | Pleistoceno      | Depósitos Eólicos Pleistocénicos   |                        |
|             |                  | (Qpl-e)                            |                        |
|             |                  | Depósitos Aluviales Pleistocénicos |                        |
|             |                  | (Qpl-al)                           |                        |
| Cretáceo    | Superior a Medio | Grupo Casma –                      | Granodiorita de Jecuán |
|             |                  | Volcánico Quilmaná                 | (KTi-gd-j)             |
|             |                  | (Kms-q)                            | Gabro Occidental       |
|             | Inferior a Medio | Grupo Casma –                      | (KTi-gb)               |
|             |                  | Volcánico Huarangal                |                        |
|             |                  | (Kim-h)                            |                        |

Fuente: Elaboración propia.

## **5.2. GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA LOCAL**

### **5.2.1. GEOMORFOLOGÍA LOCAL**

La zona donde se va a emplazar el depósito de desmontes, corresponde a la unidad geomorfológica de los Cerros y Colinas.

El depósito de desmontes se ubicará, al pie del cerro La Mina 2 dentro de un abanico aluvial seco de 200 metros de longitud y 90 metros de ancho, en dicha zona las pendientes son suaves a moderadas, con una gradiente promedio de 12%.

El depósito de desmontes se va a localizar entre los 175 m.s.n.m. y los 195 m.s.n.m.



**Foto 01: En la parte posterior se puede apreciar la unidad geomorfológica de los cerros y colinas (Fuente propia).**

## **5.2.2. GEOLOGÍA LOCAL**

La zona donde se va a emplazar el depósito de desmontes, corresponde a la siguiente unidad litoestratigráfica:

Depósitos coluviales del Cuaternario reciente, constituidos por acumulaciones de material en las laderas de los cerros y como relleno de pequeñas quebradas, producto de la intemperización del macizo rocoso del Cerro La Mina 2, los fragmentos productos de la meteorización son de

diferentes dimensiones y son generalmente angulosos debido al poco transporte que sufrieron los clastos.

Este depósito coluvial se caracteriza por la presencia de suelos arenosos y gravas limosas, con clastos de roca de composición andesítica (en las exploraciones con calicatas realizadas en campo no se evidenciaron bloques de rocas intrusivas). Estos materiales tienen poca o nula cohesión.

Se presentan sueltos y relativamente secos. El depósito se encuentra circundado por el lado Norte por afloramientos intrusivos de baja altura.

### **5.3. GEODINÁMICA EXTERNA**

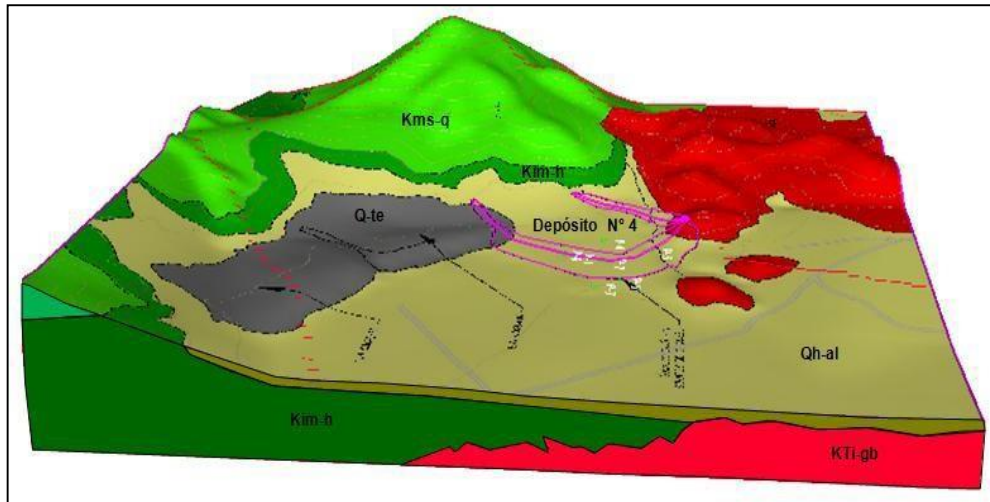
No se presentan evidencias de la ocurrencia de fenómenos geodinámicos externos, de gran magnitud, dado que la pequeña extensión de las quebradas y sus cauces, dada la poca presencia de lluvias, no siendo propicias para el desarrollo de flujos de lodo, huaycos, etc.

Los taludes de la cara Este del Cerro La Mina, presentan moderada pendiente, manteniéndose en condición estable.

No se evidencia presencia de fallas activas y/o plegamientos, que afecten la seguridad de depósito de desmontes.

#### **5.4. ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS**

Basándose en los resultados de las investigaciones ejecutadas en campo, así como del análisis de los perfiles litológicos y cartas geológicas, ha sido posible determinar las unidades hidrogeológicas que marcan el comportamiento del flujo de las aguas subterráneas dentro del área de estudio.



**Figura 13: Unidades hidrogeológicas del depósito de desmonte (Fuente propia).**

El sector donde se emplazará el depósito de desmontes, está conformado superficialmente por depósitos cuaternarios del tipo coluvial, representados por suelos gravo arenosos en una matriz limosa.

Subyaciendo se presenta el basamento rocoso, representado por rocas andesíticas y calizas del Grupo Casma.

**Tabla 6: Unidades Hidrogeológicas**

| <b>Unidad<br/>Hidrogeológica</b>             | <b>Permeabilidad<br/>k<br/>(cm/seg)</b> | <b>Rangos de<br/>permeabilidad</b> |
|----------------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------|
| Depósitos<br>Cuaternarios<br>Gravas arenosas | $10^{-3}$                               | Moderada                           |
| Depósitos<br>Cuaternarios<br>Gravas limosas  | $10^{-4}$                               | Moderada                           |
| Roca fracturada                              | $4.488 \times 10^{-3}$                  | Moderada                           |

**Fuente: Elaboración propia.**

De la tabla 06 se desprende que los depósitos cuaternarios y al basamento rocoso tienen una permeabilidad promedio de  $10^{-3}$  cm/seg (permeabilidad moderada).

#### **5.4.1. NIVEL FREÁTICO**

Durante los trabajos de campo, se han realizado los monitoreos de los niveles freáticos en los piezómetros ubicados en las zonas aledañas al lugar donde se va a emplazar el depósito de desmontes.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen con el monitoreo de niveles freáticos en los piezómetros instalados.

**Tabla 7: Piezómetros Hidráulicos**

| Número | Piezómetro | Coordenadas |         | Profundidad Alcanzada (m) | Profundidad Nivel Freático |
|--------|------------|-------------|---------|---------------------------|----------------------------|
|        |            | Norte       | Este    |                           |                            |
| 1      | P-1        | 8'729,366   | 251,698 | 15                        | No Presenta                |
| 2      | P-2        | 8'729,478   | 251,739 | 30                        | 23.6                       |
| 3      | P-3        | 8'729,582   | 251,679 | 15                        | No Presenta                |
| 4      | P-4        | 8'729,473   | 251,635 | 15                        | No Presenta                |
| 5      | P-5        | 8'729,516   | 251,835 | 15                        | No Presenta                |

**Fuente: Elaboración propia.**

En la tabla anterior se observa que los piezómetros P-1, P-3, P-4 y P-5 no presentan niveles freáticos, sin embargo, el piezómetro P-2 presenta un nivel freático profundo de 23.60 metros.

En base a la evaluación realizada de las investigaciones ejecutadas, se considera que el nivel freático presente en el piezómetro P-2 a los 23.60 metros, está relacionado a las infiltraciones que se producen de las

actividades agrícolas y de regadío de las zonas de cultivo muy próximas a la zona de estudio.

En la zona de estudio, no se presentan humedecimientos, afloramientos y/u ojos de agua, que signifique presencia de agua subterránea cercana a la superficie. Las condiciones hidrogeológicas presentes en la zona de estudio, se consideran que están relacionadas a niveles freáticos profundos.

## **5.5. SISMICIDAD**

Según la (Norma Técnica E-030, 2015) modificada por Decreto Supremo N° 011-2006 Vivienda, del Reglamento Nacional de Edificaciones, la zona de estudio se encuentra comprendida en la Zona 4, con un factor de aceleración máxima de zona  $Z = 0,45g$ .

Para los análisis de estabilidad por métodos pseudoestáticos para muros y taludes se recomienda emplear un coeficiente sísmico entre  $1/3$  y  $1/2$

(Marcuson, 1981) de la aceleración máxima del terreno (PGA). De este modo, los valores del coeficiente sísmico recomendados para el área de estudio corresponden a: 0,20g.

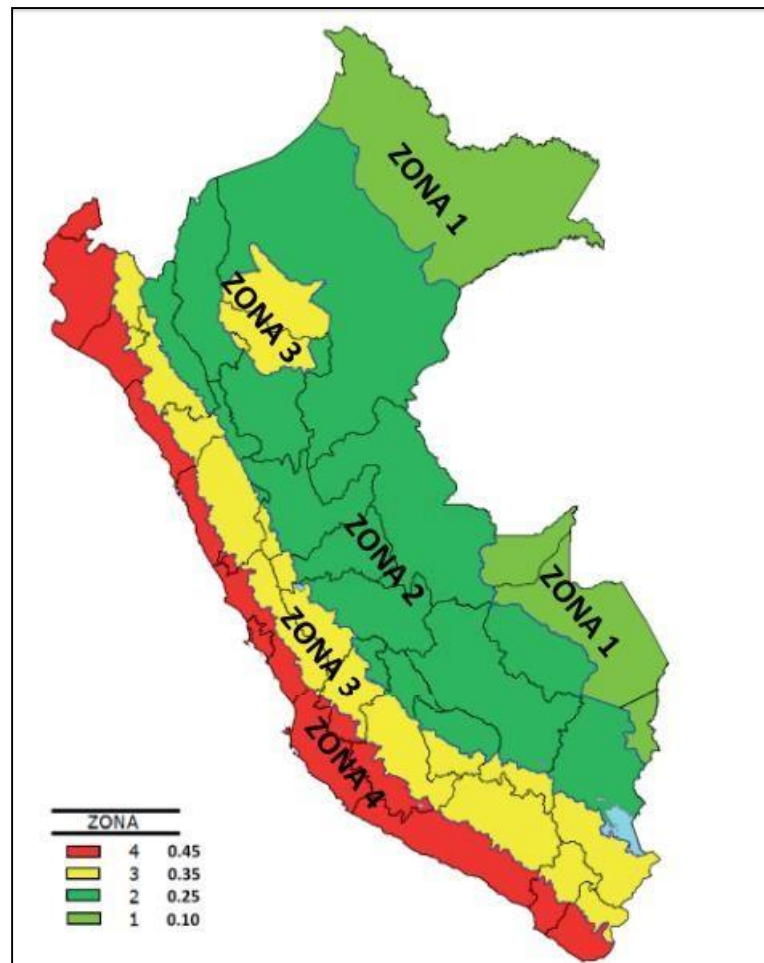


Figura 14: Zonificación Sísmica del Perú (Norma Técnica E-030, 2015).

## CAPÍTULO VI: PROCESAMIENTO Y CÁLCULOS

### 6.1. PROPIEDADES FÍSICAS

De las muestras obtenidas de las calicatas se realizaron ensayos estándar de laboratorio con fines de caracterizar y clasificar, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.). Las propiedades índices de los suelos ensayados se resumen en la siguiente tabla.

**Tabla 8: Propiedades Físicas.**

| Calicata | Profundidad<br>(m) | Contenido<br>de<br>Humedad<br>(%) | Peso<br>Específico<br>de Sólidos | S.U.C.S. |
|----------|--------------------|-----------------------------------|----------------------------------|----------|
| C-1      | 3                  | 6,43                              | 2.812                            | GP-GM    |
| C-2      | 3                  | 6,32                              | 2,869                            | GW-GC    |
| C-3      | 2.1                | 6,06                              | 2,866                            | SM       |
| C-4      | 1.7                | 6,05                              | 2,792                            | SM       |
| C-5      | 3                  | 2,60                              | ---                              | SW-SM    |
| C-6      | 3.3                | 9,91                              | ---                              | GM       |
| C-7      | 3.2                | ---                               | ---                              | ---      |
| C-8      | 3                  | 7,67                              | 2,805                            | GM       |
| C-9      | 3                  | ---                               | ---                              | GM       |

**Fuente: Elaboración propia.**

## **6.2. PARÁMETROS DE RESISTENCIA**

Los parámetros de resistencia de la matriz fina del material del desmonte y de la cimentación, se obtuvieron a partir de los resultados de los ensayos triaxiales drenados (CD).

### **6.2.1. MATRIZ FINA DEL MATERIAL DE DESMONTE**

Los resultados de los ensayos triaxiales CD efectuados para la parte fina del material de desmonte, se resumen en las figuras 15 a la 17.

La figura 15 se observa un comportamiento tensión-deformación, característico de materiales sueltos, ya que no se identifica en ninguna de las 3 curvas un esfuerzo máximo a bajos niveles de deformaciones, el esfuerzo máximo (peak) se obtiene alrededor del 10% de deformación.

En la figura 16 se aprecia un comportamiento contractivo de la parte fina del material de desmonte, pero pasado el 8% de la deformación axial, se observa una disminución en los niveles de contracción, debido a la alta

resistencia de las partículas al fenómeno de rotura sumado a la trabazón que se produce entre las partículas

En la figura 17 se muestra la trayectoria de tensiones correspondientes al ensayo triaxial CD. Expresadas a través de un diagrama  $p' - q$  (lambe), el cual nos muestra la línea de rotura del criterio de Mor Colulomb, a partir de este gráfico se obtienen los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción interna) del material de desmonte.

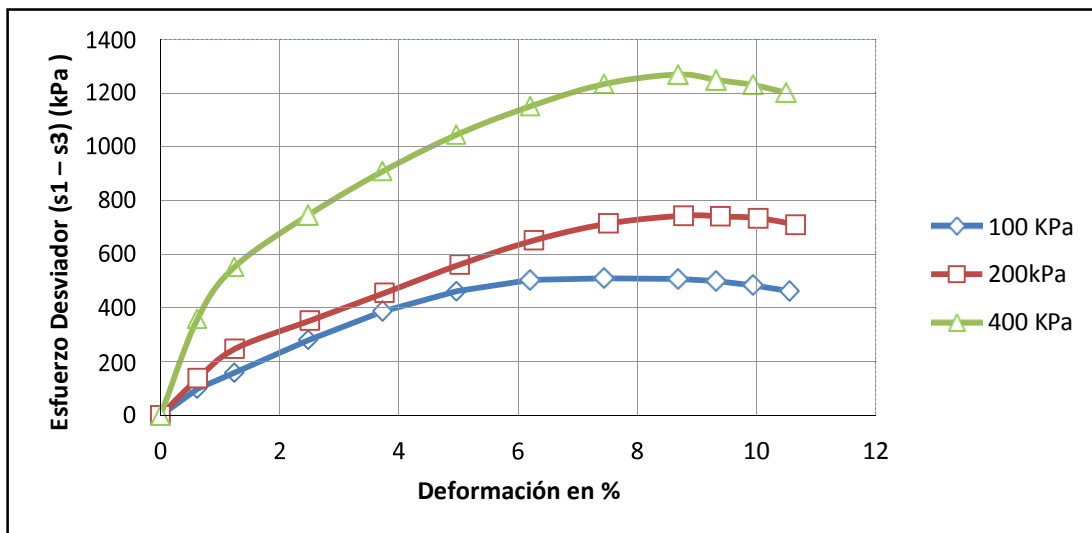


Figura 15: Curva Esfuerzo – Deformación de la matriz fina (fuente propia).

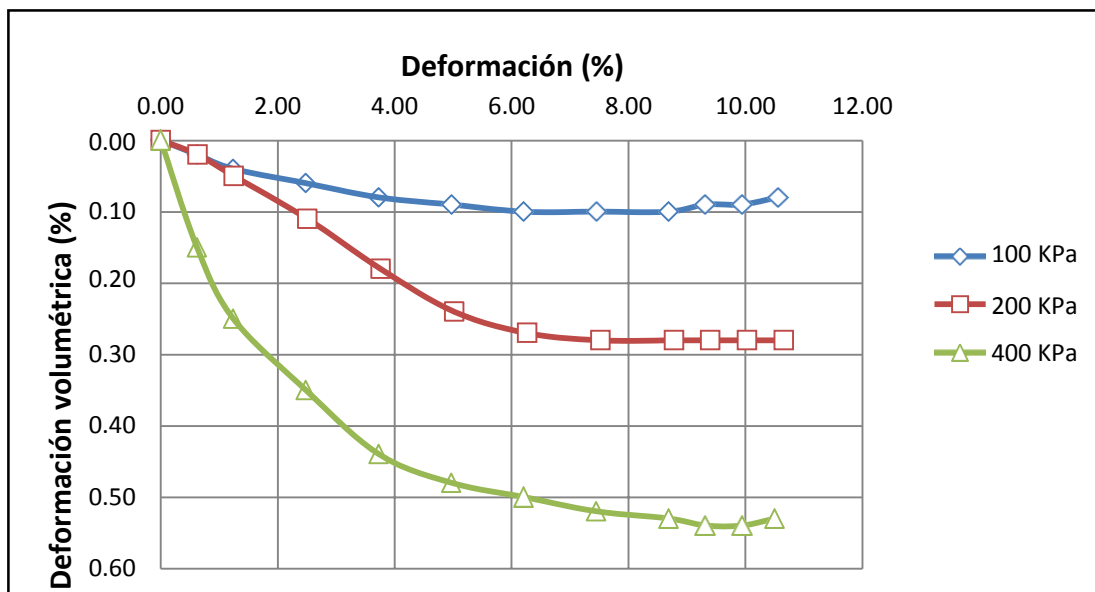


Figura 16: Curva Deformación Axial - Deformación volumétrica (fuente propia).

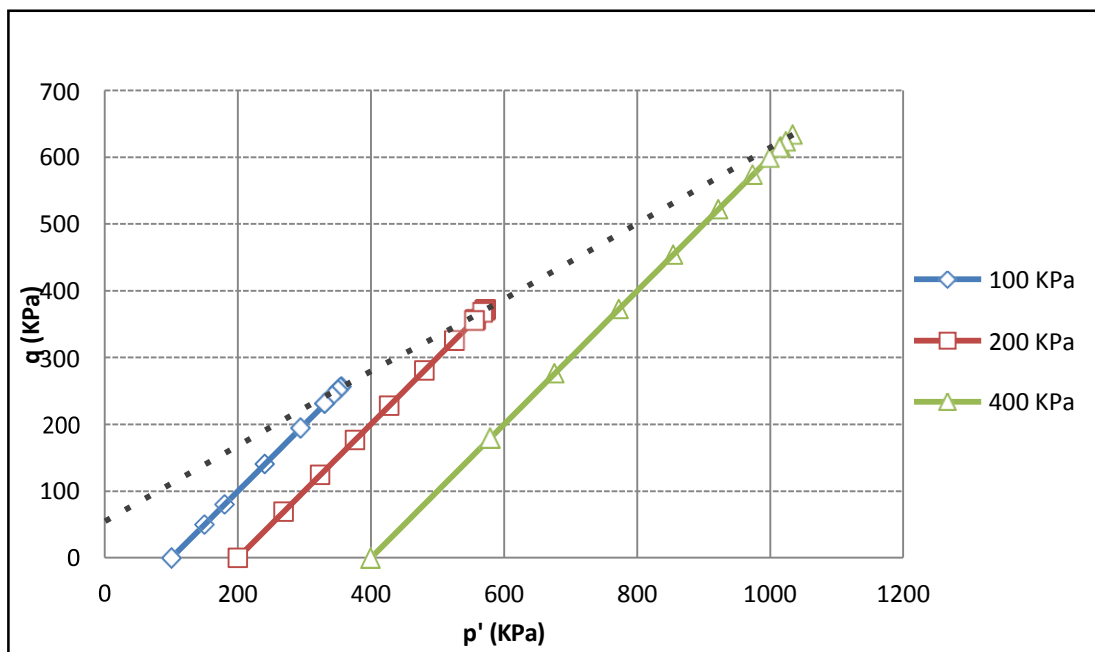


Figura 17: Curva  $p' - q$  de la matriz fina (fuente propia).

### **6.2.2. MATERIAL DE CIMENTACIÓN**

Los resultados de los ensayos triaxiales CD del material de cimentación, se manifiestan en las Figuras 18 a la Figura 20.

La figura 18 presenta un comportamiento esfuerzo deformación característico de los materiales frágiles, ya que se observa esfuerzos máximos (peak) a bajos niveles de deformación, alrededor del 4% de deformación.

La figura 19 se observa un comportamiento contractivo del material de cimentación hasta el 5% de deformación axial, a partir de este, los niveles de contracción van disminuyendo en especial en la primera muestra, donde es notorio un cambio de pendiente. Este fenómeno es producto de la alta resistencia de las partículas y de la baja presión de confinamiento; este caso nos indica que la presión de confinamiento influye directamente en el reacomodo y rotura de partículas.

La figura 20 muestra las trayectorias de los esfuerzos correspondiente al ensayo triaxial que se realizó al material de cimentación. A partir de este diagrama  $p' - q$  se determinan los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción) del criterio Mohr – Coulomb.

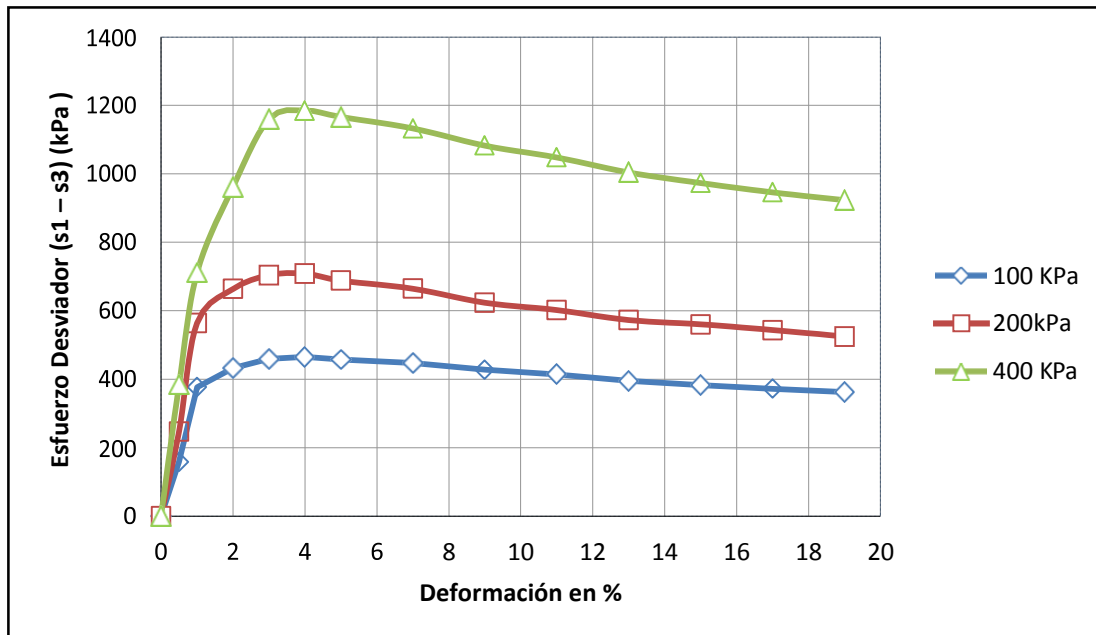


Figura 18: Curva Esfuerzo – Deformación de la cimentación (fuente propia).

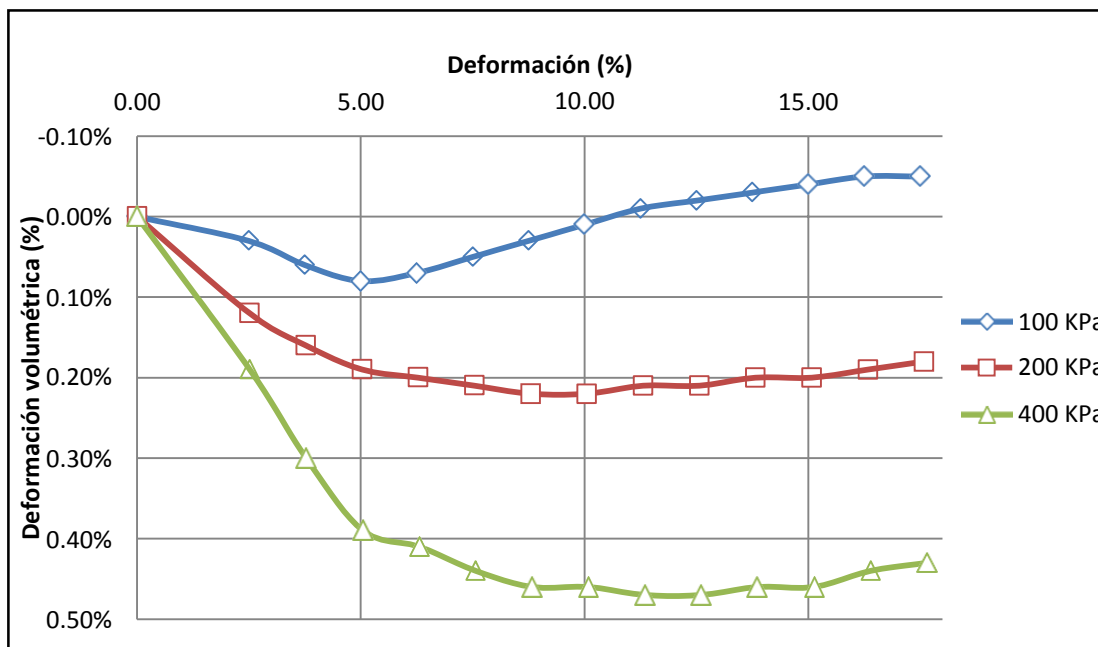


Figura 19: Curva Deformación Axial - Deformación volumétrica (fuente propia).

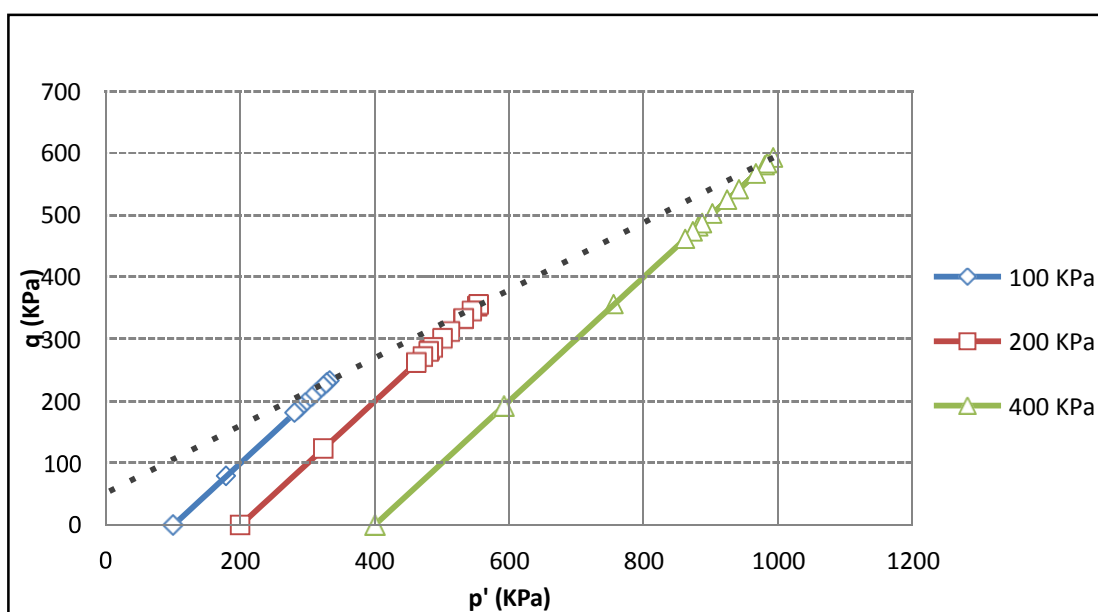


Figura 20: Curva  $p' - q$  del material de cimentación (fuente propia).

Los parámetros de resistencia y los parámetros elásticos obtenidos de las curvas de los ensayos triaxiales CD realizados a la fracción fina del material de desmonte y el material de cimentación, son resumidos en la siguiente tabla.

**Tabla 9: Parámetros de resistencia de la matriz fina del material de desmonte.**

| Material    | Densidad Natural (gr/cm <sup>3</sup> ) | Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> ) | Parámetros de Resistencia |         | Parámetros Elásticos                 |       |
|-------------|----------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------|---------|--------------------------------------|-------|
|             |                                        |                                     | C' (kPa)                  | $\phi'$ | E <sub>50</sub> (KN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ |
| Matriz Fina | 2,034                                  | 1,9                                 | 65,9                      | 34      | 20320                                | 0,35  |

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 10: Parámetros de resistencia del material donde se va a ubicar el depósito de desmonte.**

| Material    | Densidad Natural (gr/cm <sup>3</sup> ) | Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> ) | Parámetros de Resistencia |         | Parámetros Elásticos                 |       |
|-------------|----------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------|---------|--------------------------------------|-------|
|             |                                        |                                     | C' (kPa)                  | $\phi'$ | E <sub>50</sub> (KN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ |
| Cimentación | 2,17                                   | 2,056                               | 61,8                      | 33      | 53315                                | 0,30  |

Fuente: Elaboración propia.

Para la obtención de los parámetros de resistencia (C,  $\phi$ ) del material de desmonte, se empleó las formulaciones del enfoque empírico conceptual de Sonmez (2009), el cual consiste en homogenizar las propiedades de

resistencia de la matriz fina con los bloques de roca. A través de las siguientes expresiones:

$$\varphi_{BIMROCK} = \varphi_{MATRIZ} + \frac{1000 \left( \frac{\tan(\alpha)}{\tan \varphi_{MATRIZ}} \right)^{VBP} - 1}{1000 + 5 \left( (1-VBP)/15 \right)} \times \frac{VBP}{VBP + 1}$$

$$[ \quad ]$$

$$UCS_{BIMROCK} = \frac{(A - A^{(VBP/100)})}{(A - 1)} UCS_{MATRIZ}$$

$$C_{BIMROCK} = \frac{UCS_{BIMROCK} (1 - \sin(\varphi_{BIMROCK}))}{2 \cos(\varphi_{BIMROCK})}$$

Donde:

VBP= Proporción volumétrica de los bloques

$\alpha$  = ángulo de reposo de los bloques (45°)

A = constante que depende de las propiedades de los bloques y la matriz = 0 (ya que no existe adhesión entre la matriz fina y los bloques de roca).

Por lo tanto, utilizando el enfoque empírico conceptual de Sonmez, (2009) obtenemos:

$$C_{BIMROCK} = 0$$

$$\varphi_{BIMROCK} = 43^\circ$$

### 6.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Los datos de entrada que se utilizaron para el análisis de estabilidad estático y pseudoestático por el método de equilibrio límite son los siguientes:

**Tabla 11: Datos de entrada para el modelamiento por el método de Equilibrio Límite.**

| Material             | Densidad Natural<br>(gr/cm <sup>3</sup> ) | Densidad Seca<br>(gr/cm <sup>3</sup> ) | Parámetros de Resistencia |         |
|----------------------|-------------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------|---------|
|                      |                                           |                                        | C' (kPa)                  | $\phi'$ |
| Depósito de desmonte | 2,034                                     | 1,9                                    | 0                         | 43°     |
| Cimentación          | 2,17                                      | 2,056                                  | 61,8                      | 33      |

Fuente: Propia.

#### 6.3.1. CONDICIONES ESTÁTICAS

El análisis de estabilidad se realizó utilizando los métodos de Morgenstern & Price y Spencer, estos métodos se eligieron entre otros porque estos cumplen con todas las ecuaciones de equilibrio, disminuyendo así la incertidumbre que se originaría al utilizar métodos que no cumplen con

todas las ecuaciones de equilibrio. En la figura 21 se muestra el análisis de estabilidad mediante el método de Morgenstern & Price, donde el factor de seguridad es similar al obtenido mediante el método de Spencer (figura 22).

Los datos de entrada que se utilizaron para el análisis de estabilidad estático por el método de equilibrio límite son los siguientes:

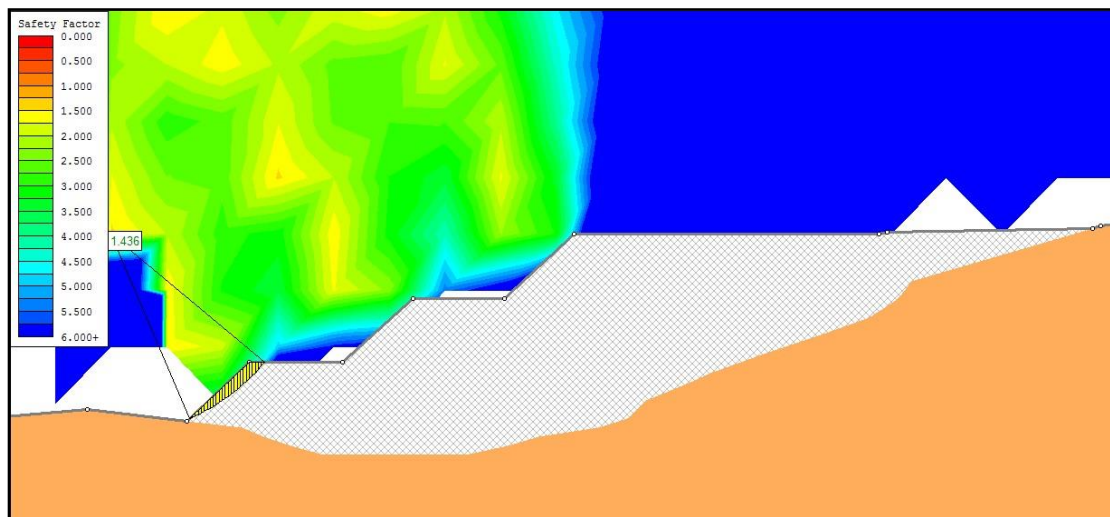


Figura 21: Factor de seguridad obtenido mediante el método de Morgenstern & Price con el software SLIDE v. 6.0 (fuente propia).

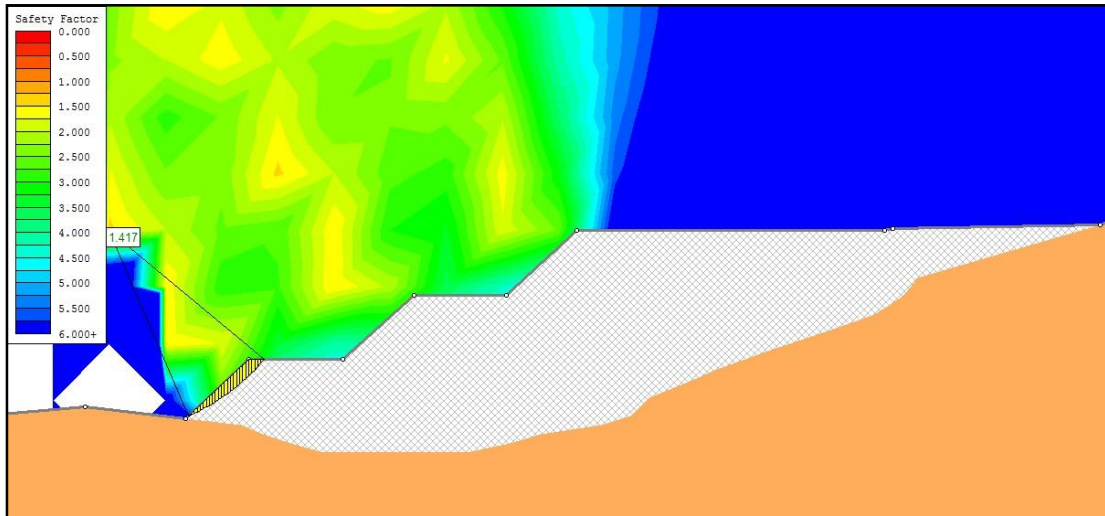


Figura 22: Factor de seguridad obtenido mediante el método de Spencer con el software SLIDE v. 6.0 (fuente propia).

El análisis por los métodos de equilibrio límite, nos muestran que la superficie potencial de falla se encuentra en el pie del talud del depósito de desmonte.

**Tabla 12: Factores de seguridad determinados por los métodos de equilibrio límite en condiciones estáticas.**

| MÉTODO              | FS    |
|---------------------|-------|
| MORGENSTERN y PRICE | 1,436 |
| SPENCER             | 1,438 |

Fuente: Elaboración propia.

### 6.3.2. CONDICIONES PSEUDOESTÁTICAS

Para el análisis pseudoestático se ha utilizado un coeficiente sísmico horizontal de 0,20. Los resultados del análisis pseudoestático con el software SLIDE se muestran en la figura. 23 y figura. 24.

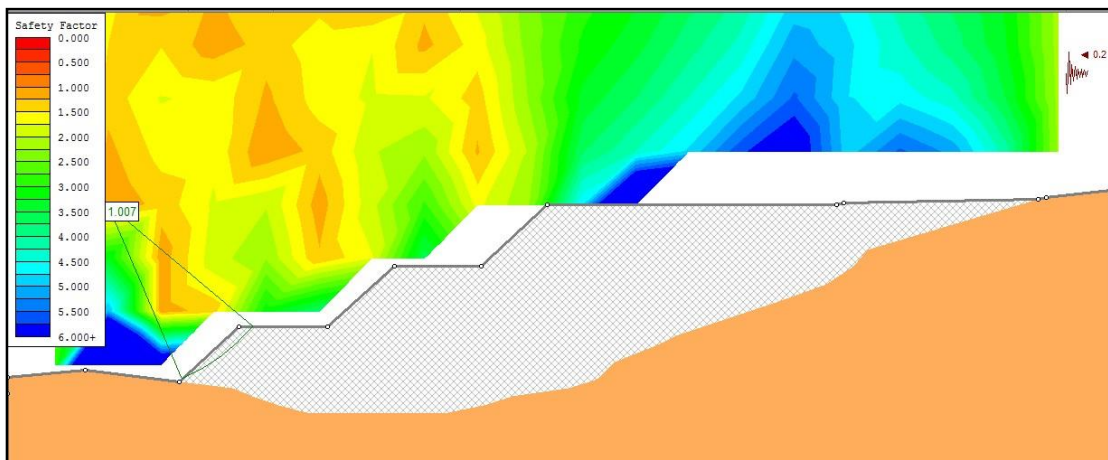


Figura 23: Factor de seguridad obtenido en condiciones pseudoestáticas mediante el método de Morgenstern & Price con el software SLIDE v. 6.0 (fuente propia).

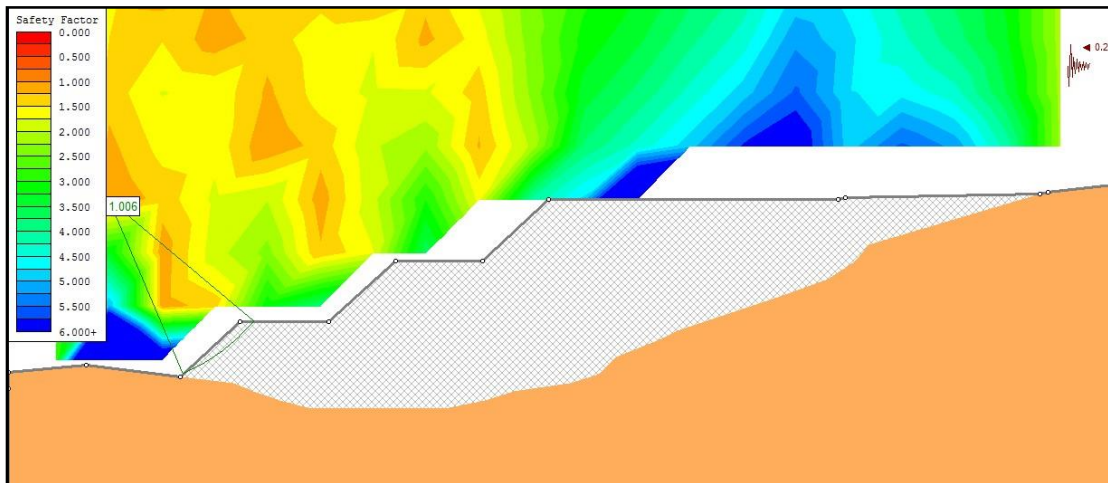


Figura 24: Factor de seguridad obtenido en condiciones pseudoestáticas mediante el método de Spencer con el software SLIDE v. 6.0 (fuente propia).

**Tabla 13: Factores de seguridad determinados por los métodos de equilibrio límite en condiciones pseudoestáticas.**

| MÉTODO              | FS    |
|---------------------|-------|
| MORGENSTERN y PRICE | 1,007 |
| SPENCER             | 1,006 |

Fuente: Elaboración propia.

#### 6.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Los datos de entrada que se utilizaron para el análisis de estabilidad estático y pseudoestático por el método de esfuerzo-deformación son los siguientes:

**Tabla 14: Datos de entrada para el modelamiento por el método de Equilibrio Límite.**

| Material             | Densidad Natural (gr/cm3) | Densidad Seca (gr/cm3) | Parámetros de Resistencia |         | Parámetros Elásticos    |       |
|----------------------|---------------------------|------------------------|---------------------------|---------|-------------------------|-------|
|                      |                           |                        | C' (kPa)                  | $\phi'$ | E <sub>50</sub> (KN/m2) | $\nu$ |
| Depósito de desmonte | 2,034                     | 1,9                    | 0                         | 43°     | 20320                   | 0,35  |
| Cimentación          | 2,17                      | 2,056                  | 61,8                      | 33      | 53315                   | 0,30  |

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a las condiciones de contorno, se han restringido los movimientos de la frontera inferior y las fronteras laterales del modelo, y en la parte superior donde se emplazará el depósito de desmonte se ha permitido el libre movimiento. (Ver Figura 25).

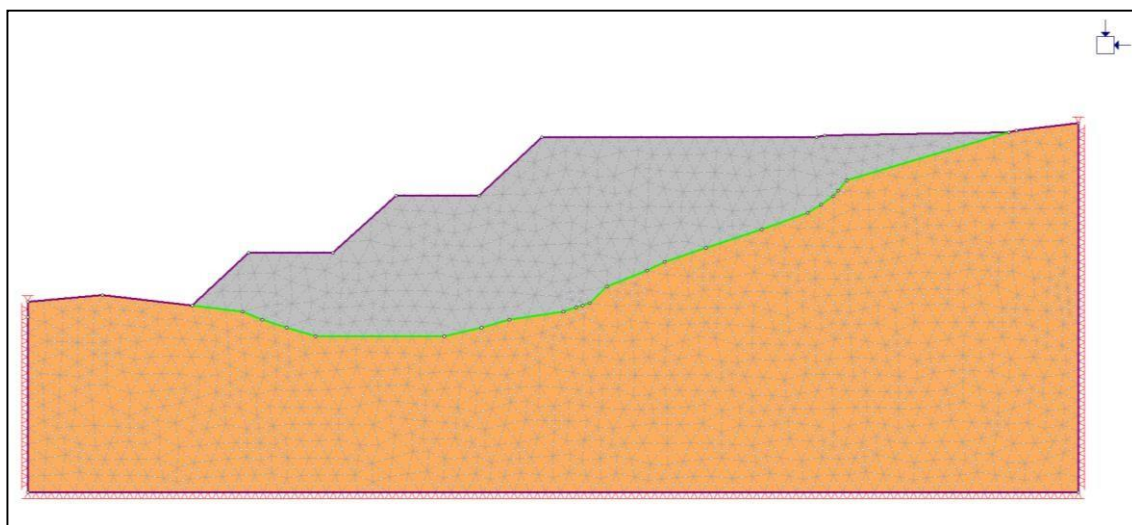


Figura 25: Mallado de elementos finitos y condiciones de contorno.

Se ha seleccionado elementos triangulares de 6 nodos como se muestra en la figura 25. El resultado de la discretización del modelo es de 2361 elementos triangulares y 4898 nodos.

### 6.4.1. CONDICIONES ESTÁTICAS

El análisis por el método de esfuerzo–deformación, se realizó mediante la técnica de reducción de los parámetros de resistencia (Phi – C reduction), para tal caso se utilizó el software PHASE2 v. 8.0 y Plaxis.

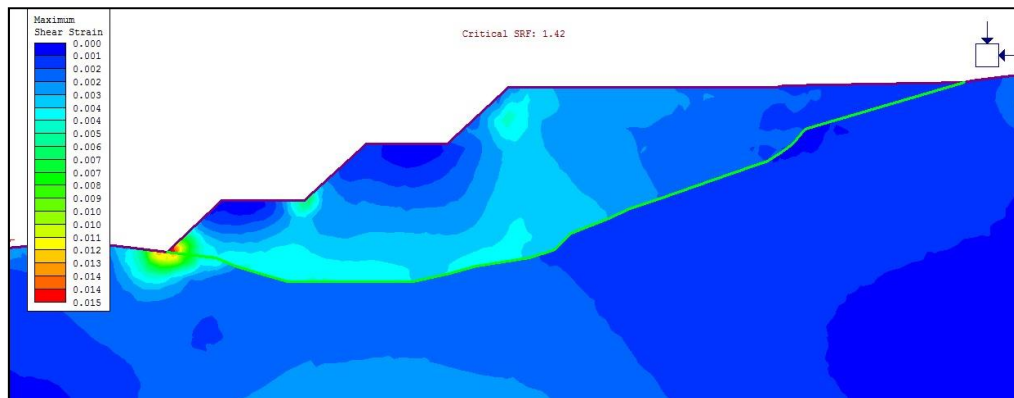


Figura 26: Factor de seguridad obtenido en condiciones estáticas mediante el método de phi –c reduction con el software Phase2 8.0 (fuente propia).

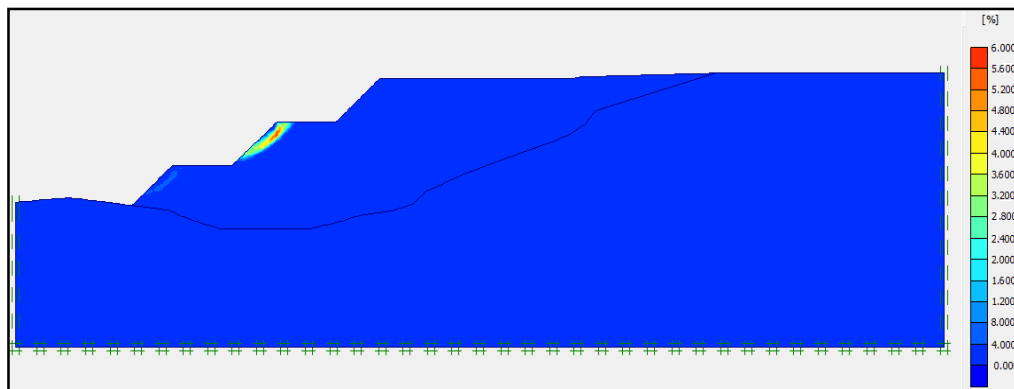


Figura 27: Factor de seguridad obtenido en condiciones estáticas mediante el método de phi –c reduction con el software Plaxis (fuente propia).

La figura 25, nos muestra que las máximas deformaciones se generan al pie del depósito de desmontes, en donde se producen deformaciones que llegan al 9 %, el cual origina un factor de seguridad de 1,420.

Del mismo modo que el análisis de estabilidad realizado con el software Phase2, se realizó el análisis de estabilidad mediante el software PLAXIS, utilizando la misma técnica de reducción de los parámetros de resistencia (phi – c reduction).

Debido a la concentración de esfuerzos cortantes, se genera una superficie potencial de falla que se encuentra representado en la figura 26, en donde las deformaciones máximas alcanzan niveles de deformación de hasta un 6%, originando así un Factor de seguridad de 1,354, el cual es menor con respecto al obtenido con el software Phase2.

**Tabla 15: Factores de seguridad determinados por los métodos de phi-c reduction en condiciones estáticas**

| <b>SOFTWARE</b> | <b>FS</b> |
|-----------------|-----------|
| PHASE 2         | 1,420     |
| PLAXIS          | 1,354     |

Fuente: Elaboración propia.

### 6.4.2. CONDICIONES PSEUDOESTÁTICAS

Para el análisis pseudoestático del depósito de desmontes, se utilizó un coeficiente horizontal de 0,20g (Ver capítulo III, sección 3.6). Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

**Tabla 16: Factores de seguridad determinados por los métodos de phi-c reduction en condiciones pseudoestáticas**

| SFTWARE | FS    |
|---------|-------|
| Phase2  | 1.080 |
| Plaxis  | 0.923 |

Fuente: Elaboración propia.

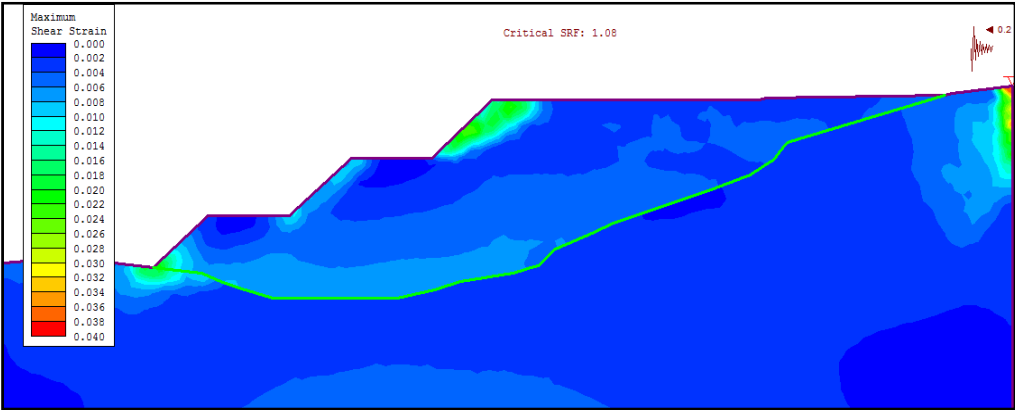


Figura 28: Factor de seguridad obtenido en condiciones pseudoestáticas mediante el método de phi –c reduction con el software Phase2 8.0 (fuente propia).

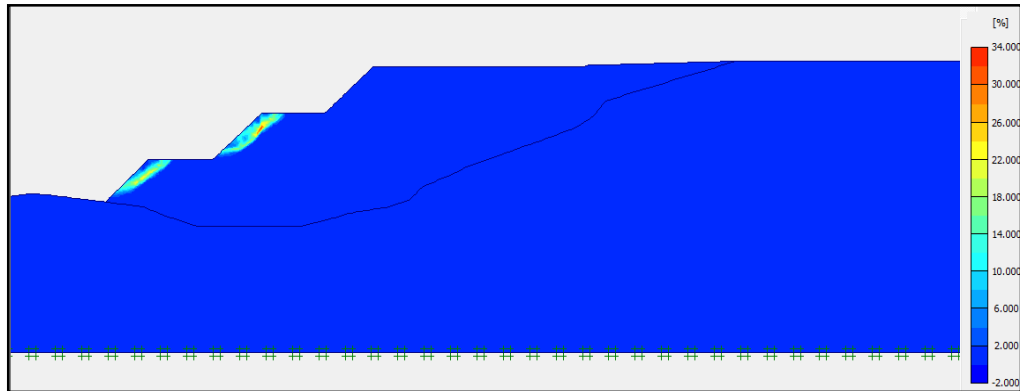


Figura 29: Factor de seguridad obtenido en condiciones pseudoestáticas mediante el método de phi –c reduction con el software Plaxis (fuente propia).

En el análisis con el software Phase2 (figura 28), se aprecia que la superficie potencial de falla, se ubica en las zonas superficiales de los 3 taludes que componen el depósito de desmonte, alcanzando deformaciones máximas de 28%. Mientras que en el análisis con el software Plaxis (Figura 33), las deformaciones que se generan llegan al 34 % y la superficie potencial de falla que se genera, se ubica en los dos primeros taludes del depósito de desmonte.

## **CAPÍTULO VII: INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

### **7.1. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS ENTRE LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE**

El análisis de estabilidad de taludes del depósito de desmonte se ha llevado a cabo con los métodos de equilibrio límite, los cuales se basan en los principios del equilibrio estático de fuerzas y de momentos. Según Fredlund (1993), los métodos de equilibrio límite son ampliamente utilizados por dos razones:

- Los métodos han demostrado ser razonablemente fiables al evaluar la estabilidad de los taludes
- El método requiere pocos datos de entrada.

En la tabla 17, se muestran los factores de seguridad calculados por los métodos de equilibrio límite.

**Tabla 17: Factores de seguridad (Métodos de equilibrio límite)**

| Método                       | Factor de Seguridad |                |
|------------------------------|---------------------|----------------|
|                              | Estático            | Pseudoestático |
| Fellenius                    | 1,417               | 0,983          |
| Bishop                       | 1,441               | 1,007          |
| Janbu Simplificado           | 1,416               | 0,978          |
| Janbu Corregido              | 1,440               | 1,005          |
| <b>Spencer</b>               | <b>1,438</b>        | <b>1,006</b>   |
| Corp of Engineers            | 1,440               | 0,997          |
| Corp of Engineers 2          | 1,445               | 1,002          |
| <b>Morgenstern&amp;Price</b> | <b>1,436</b>        | <b>1,007</b>   |

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar la variación entre los métodos de equilibrio limite, se compararon los factores de seguridad, con respecto al factor de seguridad obtenido por el método de Morgenstern&Price.

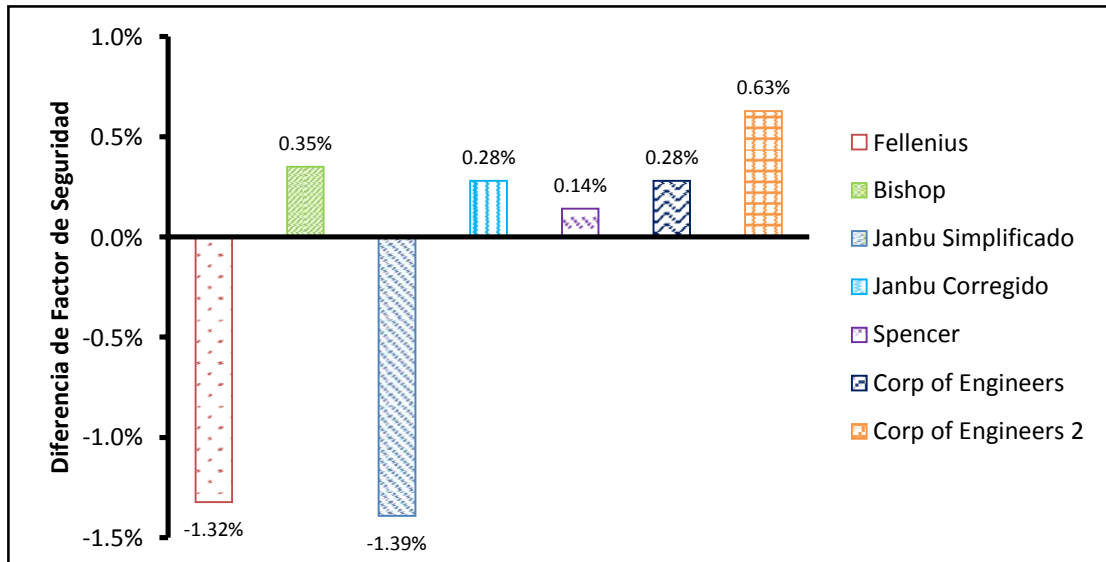


Figura 30: Comparación entre los métodos de equilibrio límite con respecto al método de Morgenstern & Price (fuente propia).

De la figura 29, podemos apreciar que los valores de factor de seguridad varían en el rango de 0 – 1,4 % con respecto al Factor de Seguridad obtenido por el método de Morgenstern&Price. Por lo tanto, este rango de variación es considerando como una variación marginal.

## 7.2. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS ENTRE LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE Y EL MÉTODO ESFUERZO DEFORMACIÓN.

Los factores de seguridad obtenidos de los análisis realizados con los métodos esfuerzo-deformación o numéricos, los cuales fueron realizados con la misma técnica ( $\phi - c$  reducción), muestran una diferencia entre sí del 4,6 %. Aunque ambos softwares utilizan el método de elementos finitos para la resolución del problema, existe una diferencia entre ambos softwares, la cual radica en la etapa de discretización del medio continuo a pesar que ambos softwares utilizan el mismo elemento triangular, no utilizan la misma cantidad de nodos (puntos donde se realizan los cálculos), mientras que el software phase2 utiliza un elemento triangular con 6 nodos, el software Plaxis utiliza un elemento triangular con 15 nodos.

Por tal motivo el software Plaxis, al considerar una mayor cantidad de nodos, obtiene resultados más precisos.

Las diferencias entre los métodos de equilibrio limite y los métodos esfuerzo deformación son fundamentalistas, mientras que una considera el equilibrio de fuerzas y de momentos la otra considera la relación esfuerzo-deformación.

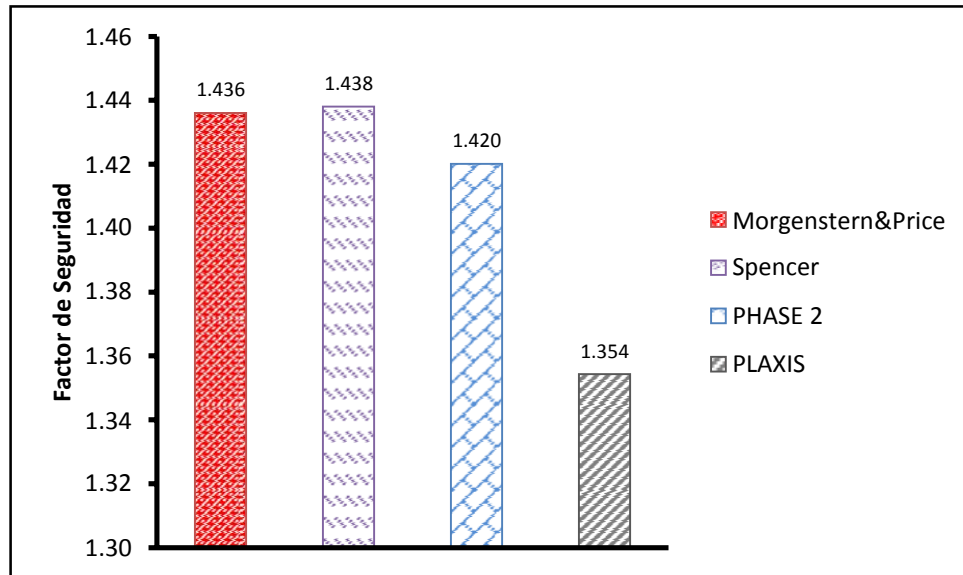


Figura 31: Factores de seguridad (fuente propia).

Los resultados obtenidos por ambos métodos, nos muestran que los factores de seguridad obtenidos con los métodos de equilibrio límite sobreestiman el factor de seguridad a comparación del obtenido con el método de esfuerzo-deformación.

## **CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **8.1. CONCLUSIONES**

- En esta tesis, los valores de los factores de seguridad evaluados por el método de esfuerzo-deformación y de equilibrio límite, mostraron razonable concordancia. La semejanza en los valores de Factor de Seguridad, no necesariamente implica que la misma superficie potencial de falla sea obtenida en ambas metodologías. Por tal motivo, considerando el proceso progresivo de falla del método de esfuerzo deformación con elementos finitos. Podemos concluir que a pesar que ambas metodologías obtengan valores similares de Factor de Seguridad, el método de esfuerzo deformación con elementos finitos es el que nos brinda una superficie potencial de falla más precisa y confiable. Para el análisis de estabilidad del depósito de desmonte de la mina Colquisiri, solo se considerará al análisis estático, ya que esta estructura geotécnica es considerada como una estructura temporal. Por lo tanto, según el análisis estático del depósito de desmonte, se

concluye que ambas metodologías obtienen como resultados Factores de seguridad mayores a 1,3. Por lo tanto el depósito de desmontes se mantendrá en condiciones estables en su etapa final de construcción.

| MÉTODO            | SOFTWARE            | FS    |
|-------------------|---------------------|-------|
| ELEMENTOS FINITOS | PHASE 2             | 1,420 |
|                   | PLAXIS              | 1,354 |
| EQUILIBRIO LÍMITE | MORGENSTERN y PRICE | 1,436 |
|                   | SPENCER             | 1,438 |

- La homogenización de los parámetros de resistencia ( $c', \phi$ ), del material de desmonte, a través del enfoque empírico conceptual de Sonmez (2009) ,nos dio valores mayores en comparación a los valores de los parámetros de resistencia obtenidos de los ensayos triaxiales drenadas (CD) de la matriz fina. Ya que al homogenizar los parámetros de resistencia del material de desmonte (fracción gruesa y fina), incluimos la resistencia que nos proporciona la fracción gruesa del material de desmonte.

$$C_{BIMROCK} = 0$$

$$\phi_{BIMROCK} = 43^{\circ}$$

- Los factores de seguridad obtenidos a través de los métodos de equilibrio límite rigurosos (Spencer y Morgenstern&Price) son similares, debido a que estos métodos consideran las tres ecuaciones de equilibrio existentes y no realizan simplificaciones en el proceso de cálculo.

| MÉTODO              | FS    |
|---------------------|-------|
| MORGENSTERN y PRICE | 1,436 |
| SPENCER             | 1,438 |

- Los factores de seguridad evaluados por el método de esfuerzo deformación con elementos finitos, nos muestra resultados semejantes a los obtenidos con los métodos de equilibrio límite. Sin embargo, la ubicación y la forma de la superficie potencial de falla es más precisa y confiable que otros métodos, ya que estas se dan de forma implícita en el proceso de cálculo del método esfuerzo deformación con elementos finitos. Para la resolución de los métodos de esfuerzo deformación con elementos finitos se utilizaron dos softwares PHASE 2 y el PLAXIS, de los cuales ambos utilizan la

misma técnica de reducción del esfuerzo cortante (Shear Strenght Reduction) para el cálculo del factor de seguridad, pero se diferencian en el número de nodos que utilizan en sus elementos, mientras que el software Phase2 utiliza un elemento triangular con 6 nodos, el software Plaxis utiliza un elemento triangular con 15 nodos, esta diferencia afecta el resultado final, ya que al contar con más nodos en los elementos el resultado es más preciso y confiable. Por lo tanto, para esta investigación se consideran como válidos los resultados obtenidos con el software Plaxis, es decir, el factor de seguridad, la ubicación y forma de la superficie potencial de falla.

Se concluye, por lo tanto, que, si es posible caracterizar al material de desmonte considerando su naturaleza heterogénea y de esta manera calcular el FS de estabilidad de los taludes a través del método que mejor se adecue a las condiciones del talud del depósito de desmonte, de acuerdo a la hipótesis planteada en la presente tesis.

## **8.2. RECOMENDACIONES**

- Para futuros estudios de estabilidad física de estructuras geotécnicas en la mina Colquisiri, se deben utilizar ambos métodos ya que a pesar que el método de esfuerzo-deformación nos da resultados más precisos, en una primera instancia es recomendable utilizar los métodos de equilibrio límite ya que, por su sencillez, rapidez y por la necesidad de pocos datos de entrada, nos permite obtener resultados rápidamente.
- Se recomienda utilizar modelos constitutivos más refinados, que considere el cambio de rigidez con respecto al cambio de confinamientos, para obtener así resultados más precisos, como por ejemplo el modelo constitutivo de hardening soil.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abramson, L., Sharma, S., & Boyce, G. (2002). *Slope stability concepts*. San Francisco, California: John Wiley.
- Bernal, C. (2010). *Metodología de la Investigación*. Colombia: Pearson Educación.
- Bishop, A. (1955). *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. European Conference on Stability of Earth Slopes (págs. 7-17). Stockholm: Geotechnique.
- Chugh, A. (1986). *Variable factor of safety in slope stability analysis*. Denver: Geotechnique.
- Cornforth, D. (2005). *Landslides in Practice: Investigation, Analysis and Remedial/Preventative Options in Soils*. New York: Wiley Publishers.
- De Campos, T. (1985). *Análise de Estabilidade: Métodos, parâmetros e pressões neutras*. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil.
- Drucker, D., Greenberg, H., & Prager, W. (1951). *The safety factor of an elastic-plastic body in plane strain*. J. Appl. Mech.
- Duncan, M., Wright, S., & Brandon, T. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. New Jersey: Wiley Publishers.
- Fellenius, W. (1936). *Calculation of the stability of earth dams*. Second Congress on Large Dams, (págs. 445-463). Washington.
- Goodman, R., & Medley, E. (1994). *Estimating the block volumetric proportions of melanges and similar block in matrix rock (bim rock)*.

Proceedings of the 1st North American Mechanis Symposium, (págs. 851-857). Rotterdam.

Hammah, R., & Yacoub, T. (2005). *The shear strenght reduction method for the generalized Hoek-Broen criterion. 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS): Rock Mechanics for Energy, Mineral and Infrastructure Development in the Northern Regions* (págs. 1-6). Alaska: held in Anchorage.

Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. (2014). *Metodología de la Investigación*. México: Mc Graw Hill / Interamericana Editores.

Janbu, N. (1954). *Application of composite slip surfaces for stability analysis. European Conference on Stability of Earth Slopes* (págs. 43-49). Stockholm: Geotechnique.

Janbu, N. (1973). *Slope stability computations. Embankment dam - engineering*. Hirsch Field (págs. 47-86). New York: Ronald H.

Lai, W., Rubin, D., & Krempf, E. (1994). *Introduction to continuum mechanics*. USA: Butterworth Heinemann Ltda.

Lindquist, E., & Goodman, R. (1944). *The strength and deformation properties of model melange. Proceedings 1st North American Rock Mechanics Conference* (págs. 843-850). Texas: Nelson.

Marcuson, W. (1981). *Moderator's report for session on earth dams and stability of slopes under dynamic loads. International Conference on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic*, (pág. 1175). Missouri.

Medina, V. (1995). *Estabilidade de taludes de grande altura em minas a céu aberto*. Río de Janeiro: Dissertao de MAestrado Departamento de Engenharia Civil.

- Medley, E. (1994). *Using stereological methods to estimate the volumetric proportions of blocks in melanges and similar block matrix rock (Bimrock). Proceedings Seventh International Congress International Association of Engineering Geology*, (págs. 1031-1039). USA.
- Mendelson, A. (1968). *Plasticity; theory and applications*. California: Macmillan.
- Ministerio de Energia y Minas. (2004). *Guía para la elaboración de planes de cierre de pasivos ambientales mineros*. Lima: Sub-Sector Minería.
- Morgenstern, N., & Price, V. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces*. London: Geotechnique.
- Nash, D. (1987). *Comprehensive review of limit equilibrium methods of stability analysis*. Anderson and Richards.
- Norma Técnica E-030. (2015). *Diseño Sismoresistente*. Lima.
- Pita Olalla, E., & Vásquez, J. (2007). *Análisis de Estructuras Bidimensionales mediante programa de estabilidad de taludes*. Madrid: U.C.M.
- Plaxis Company. (2002). *Tutorial Manual V. 8.0*. The Netherlands: Computerlaan 14.
- Prager, W. (1949). *Recent developments of the mathematical theory of plasticity*. J. Appl. Phys.
- Santos, I., & Jacay, J. (2000). *Facies volcano-sedimentaria del grupo Casma, sector occidental (valle del río Chillón)*. X Congreso Peruano de Geología (pág. 235). Lima: SGP .
- Skempton, A., & Hutchinson, J. (1969). *Stability of natural slopes and embankment foundations. Seventh International Conference on soil mechanics and ion engineering*, (págs. 290-340). Mexico.

- Sonmez, H., Kasapoglu, K., Coskun, A., Tunusluoglu, C., Medley, E., & Zimmerman, R. (2009). *A conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded bimrocks. ISRM Regional Symposium Rock Eng. in Difficult Ground Conditions, Soft Rock and Karst*, (págs. 717-729). Dubrovnik.
- Spencer, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankment assuming parallel inter-slice forces*. Manchester: Geotechnique.
- Suarez, J. (2002). *Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga: Ingeniería de suelos Ltda.

## **ANEXOS**

## **A. REGISTRO DE CALICATAS**

**MINERA COLQUISIRI S.A.**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD DE TALUDES  
CASO DEPOSITO DE DESMONTES**

**REGISTRO DE EXCAVACION**

Investigación : Calicata                      Elaborado por : Ing Alex Chambe  
Identificación : C-01                        Revisado por :  
Ubicación : Desmontera                    Aprobado por :

Coordenada N : 8 729 537.002  
Coordenada E : 251 289.083  
Cota (msnm) : 187  
Ancho (m) : 2.5  
Largo (m) : 3  
Profundidad (m) : 3  
Nivel Freático (m) :  
Fecha : 12/09/2016



| (m)  | PROF. | MUESTRA | HUMEDAD (%) | DENSIDAD (gr/cm <sup>3</sup> ) |       | (% ) LIMITE LIQUIDO | (% ) INDICE PLASTICO | PERMEABILIDAD K (cm/s) | GRANULOMETRI |         |         | GRÁFICO | SUCS  | DESCRIPCIÓN                                                                                                                                         |
|------|-------|---------|-------------|--------------------------------|-------|---------------------|----------------------|------------------------|--------------|---------|---------|---------|-------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|      |       |         |             | Dh                             | Ds    |                     |                      |                        | % GRAVA      | % ARENA | % FINOS |         |       |                                                                                                                                                     |
| 3.00 | C-01  | 3.94    | 2.274       | 19.77                          | 13.53 |                     |                      |                        |              |         |         |         | GP-GM | Cantos subangulosos de hasta 60cm de diametro, de color gris claro envuelto en una matriz de material fino de color gris oscuro, de densidad media. |

**OBSERVACIONES:**

## ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD DE TALUDES CASO DEPOSITO DE DESMONTES

|                    |                 |               |                   |                                                                                     |
|--------------------|-----------------|---------------|-------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Investigación      | : Calicata      | Elaborado por | : Ing Alex Chambe |  |
| Identificación     | : C-02          | Revisado por  | :                 |                                                                                     |
| Ubicación          | : Desmontera    | Aprobado por  | :                 |                                                                                     |
| Coordenada N       | : 8 729 524.143 |               |                   |                                                                                     |
| Coordenada E       | : 251 311.669   |               |                   |                                                                                     |
| Cota (msnm)        | : 180           |               |                   |                                                                                     |
| Ancho (m)          | : 3             |               |                   |                                                                                     |
| Largo (m)          | : 3.5           |               |                   |                                                                                     |
| Profundidad (m)    | : 3             |               |                   |                                                                                     |
| Nivel Freático (m) | :               |               |                   |                                                                                     |
| Fecha              | : 12/09/2016    |               |                   |                                                                                     |

| (m)  | PROF. | MUESTRA | HUMEDAD (%) | DENSIDAD (gr/cm3) |      | (% LIMITE LIQUIDO | (% INDICE PLASTICO | PERMEABILIDAD K (cm/s) | GRANULOMETRIA |         |         | GRÁFICO | SUCS  | DESCRIPCIÓN                                                                                                  |
|------|-------|---------|-------------|-------------------|------|-------------------|--------------------|------------------------|---------------|---------|---------|---------|-------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|      |       |         |             | Dh                | Ds   |                   |                    |                        | % GRAVA       | % ARENA | % FINOS |         |       |                                                                                                              |
| 3.00 | C-02  | 4.31    |             | 2.268             | 20.4 | 13.63             |                    |                        |               |         |         |         | GW-GC | gravas mal graduadas de 30 cm de diametro de color gris verdoso y arena limosa, material medianamente denso. |

**OBSERVACIONES:**

## ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD DE TALUDES CASO DEPOSITO DE DESMONTES

|                    |                      |               |                   |                                                                                     |
|--------------------|----------------------|---------------|-------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Investigación      | : Calicata           | Elaborado por | : Ing Alex Chambe |  |
| Identificación     | : C-03               | Revisado por  | :                 |                                                                                     |
| Ubicación          | : Talud Cerro Mina 2 | Aprobado por  | :                 |                                                                                     |
| Coordenada N       | : 8 729 511.354      |               |                   |                                                                                     |
| Coordenada E       | : 251 216.976        |               |                   |                                                                                     |
| Cota (msnm)        | : 185                |               |                   |                                                                                     |
| Ancho (m)          | : 2                  |               |                   |                                                                                     |
| Largo (m)          | : 1,8                |               |                   |                                                                                     |
| Profundidad (m)    | : 1.7                |               |                   |                                                                                     |
| Nivel Freático (m) | :                    |               |                   |                                                                                     |
| Fecha              | : 12/09/2016         |               |                   |                                                                                     |

[illegible]**OBSERVACIONES:**

## ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD DE TALUDES CASO DEPOSITO DE DESMONTES

|                    |                 |               |                   |                                                                                     |
|--------------------|-----------------|---------------|-------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Investigación      | : Calicata      | Elaborado por | : Ing Alex Chambe |  |
| Identificación     | : C-04          | Revisado por  | :                 |                                                                                     |
| Ubicación          | :               | Aprobado por  | :                 |                                                                                     |
| Coordenada N       | : 8 729 568.086 |               |                   |                                                                                     |
| Coordenada E       | : 251 328.273   |               |                   |                                                                                     |
| Cota (msnm)        | : 168           |               |                   |                                                                                     |
| Ancho (m)          | : 2.5           |               |                   |                                                                                     |
| Largo (m)          | : 2             |               |                   |                                                                                     |
| Profundidad (m)    | : 2.1           |               |                   |                                                                                     |
| Nivel Freático (m) | :               |               |                   |                                                                                     |
| Fecha              | : 12/09/2016    |               |                   |                                                                                     |

[illegible]**OBSERVACIONES:**

**MINERA COLQUISIRI S.A.**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD DE TALUDES  
CASO DEPOSITO DE DESMONTES**

**REGISTRO DE EXCAVACION**

Investigación : Calicata      Elaborado por : Ing Alex Chambe  
Identificación : C-05      Revisado por :  
Ubicación : Deposito N°04      Aprobado por :

Coordenada N : 8,729,550  
Coordenada E : 251,727.73  
Cota (msnm) :  
Ancho (m) : 5.00  
Largo (m) : 2.00  
Profundidad (m) : 3.00  
Nivel Freático (m) :  
Fecha : 12/09/2016



| (m)  | PROF. | MUESTRA | HUMEDAD (%) | DENSIDAD (gr/cm <sup>3</sup> ) |    | (% LIMITE LIQUIDO | (% INDICE PLASTICO | PERMEABILIDAD K (cm/s) | GRANULOMETRIA |         |         | GRÁFICO | SUCS | DESCRIPCIÓN                                                                                                    |
|------|-------|---------|-------------|--------------------------------|----|-------------------|--------------------|------------------------|---------------|---------|---------|---------|------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|      |       |         |             | Dh                             | Ds |                   |                    |                        | % GRAVA       | % ARENA | % FINOS |         |      |                                                                                                                |
| 3.00 |       |         |             |                                |    |                   |                    |                        |               |         |         |         | GM   | Grava limosa, color beige, ligeramente humedo, angulosas, con bloques de roca andesítica de 3" a 8" en un 30%. |

OBSERVACIONES:

MINERA COLQUISIRI S.A.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD DE TALUDES  
CASO DEPOSITO DE DESMONTES

REGISTRO DE EXCAVACION

EJE DEL DIQUE

Coordenada N : 8729605.076  
Coordenada E : 251,645.97  
Cota (msnm) :  
Ancho (m) : 2.00  
Largo (m) : 4.00  
Profundidad (m) : 3.30  
Nivel Freático (m) :  
Fecha : 12/09/2016



| (m)  | PROF. | MUESTRA | HUMEDAD (%) | DENSIDAD (gr/cm <sup>3</sup> ) |                | (% LIMITE LIQUIDO) | (% INDICE PLASTICO) | PERMEABILIDAD K (cm/s) | GRANULOMETRIA |         |         | GRÁFICO | SUCS | DESCRIPCIÓN                                                                                         |
|------|-------|---------|-------------|--------------------------------|----------------|--------------------|---------------------|------------------------|---------------|---------|---------|---------|------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|
|      |       |         |             | D <sub>h</sub>                 | D <sub>s</sub> |                    |                     |                        | % GRAVA       | % ARENA | % FINOS |         |      |                                                                                                     |
|      |       |         |             |                                |                |                    |                     |                        |               |         |         |         | GM   | Grava limosa, color beige, ligeramente húmeda, con bloques de roca andesítica de tamaño de 3" a 5". |
| 1.20 |       |         |             |                                |                |                    |                     |                        |               |         |         |         | ROCA | Bloques de rocas andesíticas en un 80%, con material limoso, color beige, con oxidaciones.          |
| 2.20 |       |         |             |                                |                |                    |                     |                        |               |         |         |         | GM   | Grava limosa, color beige, moderadamente consolidado, con roca andesítica oxidada.                  |

3.3  
OBSERVACIONES:

**MINERA COLQUISIRI S.A.**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD DE TALUDES  
CASO DEPOSITO DE DESMONTES**

**REGISTRO DE EXCAVACION**

Investigación : Calicata      Elaborado por : Ing Alex Chambe  
Identificación : C-07      Revisado por :  
Ubicación : Deposito N°04      Aprobado por :



Coordenada N : 8,729,416,426  
Coordenada E : 251,755.48  
Cota (msnm) :  
Ancho (m) : 3.00  
Largo (m) : 6.00  
Profundidad (m) : 3.20  
Nivel Freático (m) :  
Fecha : 12/09/2016

| (m)  | PROF. | MUESTRA | HUMEDAD (%) | DENSIDAD (gr/cm <sup>3</sup> ) |    | (% LIMITE LIQUIDO | (% INDICE PLASTICO | PERMEABILIDAD K (cm/s) | GRANULOMETRIA |         |         | GRÁFICO | SUCS | DESCRIPCIÓN                                                                                                     |
|------|-------|---------|-------------|--------------------------------|----|-------------------|--------------------|------------------------|---------------|---------|---------|---------|------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|      |       |         |             | Dh                             | Ds |                   |                    |                        | % GRAVA       | % ARENA | % FINOS |         |      |                                                                                                                 |
|      |       |         |             |                                |    |                   |                    |                        |               |         |         |         | GP   | Grava mal graduada, angulosa a subangulosa, color plomo, ligeramente humedad.                                   |
| 1.00 |       |         |             |                                |    |                   |                    |                        |               |         |         |         | GM   | Grava limosa, color beige, ligeramente humedad, con bloques de roca andesítica de tamaños de 5" a 8" en un 30%. |
| 3.20 |       |         |             |                                |    |                   |                    |                        |               |         |         |         |      |                                                                                                                 |

OBSERVACIONES:

**MINERA COLQUISIRI S.A.**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD DE TALUDES  
CASO DEPOSITO DE DESMONTES**

**REGISTRO DE EXCAVACION**

Investigación : Calicata      Elaborado por : Ing Alex Chambe  
Identificación : C-08      Revisado por :  
Ubicación : Deposito N°04      Aprobado por :

Coordenada N : 8,729,533  
Coordenada E : 251,519.39  
Cota (msnm) :  
Ancho (m) : 5.00  
Largo (m) : 6.00  
Profundidad (m) : 3.00  
Nivel Freático (m) :  
Fecha : 12/09/2016



| (m)  | PROF. | MUESTRA | HUMEDAD (%) | DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> ) |    | (% LIMITE LIQUIDO | (% INDICE PLASTICO | PERMEABILIDAD K (cm/s) | GRANULOMETRIA |         |         | GRÁFICO | SUCS | DESCRIPCIÓN                                                                                                      |
|------|-------|---------|-------------|-------------------------------|----|-------------------|--------------------|------------------------|---------------|---------|---------|---------|------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|      |       |         |             | Dh                            | Ds |                   |                    |                        | % GRAVA       | % ARENA | % FINOS |         |      |                                                                                                                  |
| 3.00 |       |         |             |                               |    |                   |                    |                        |               |         |         |         | GM   | Grava limosa, color beige, ligeramente humedo, angulosas, con bloques de roca andesítica de 18" a 20" en un 40%. |

OBSERVACIONES:

**MINERA COLQUISIRI S.A.**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO EN ESTABILIDAD DE TALUDES  
CASO DEPOSITO DE DESMONTES**

**REGISTRO DE EXCAVACION**

Investigación : Calicata      Elaborado por : Ing Alex Chambe  
Identificación : C-09      Revisado por :  
Ubicación : Deposito N°04      Aprobado por :

Coordenada N : 8,729,423  
Coordenada E : 251,627,803.00  
Cota (msnm) :  
Ancho (m) : 2.00  
Largo (m) : 5.00  
Profundidad (m) : 3.00  
Nivel Freático (m) :  
Fecha : 12/09/2016

| (m)  | PROF. | MUESTRA | HUMEDAD (%) | DENSIDAD (gr/cm3) |    | (% LIMITE LIQUIDO | (% INDICE PLASTICO | PERMEABILIDAD K (cm/s) | GRANULOMETRIA |         |         | GRÁFICO | SUCS | DESCRIPCIÓN                                                                                                                         |
|------|-------|---------|-------------|-------------------|----|-------------------|--------------------|------------------------|---------------|---------|---------|---------|------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|      |       |         |             | Dh                | Ds |                   |                    |                        | % GRAVA       | % ARENA | % FINOS |         |      |                                                                                                                                     |
| 3.00 |       |         |             |                   |    |                   |                    |                        |               |         |         |         | GM   | Grava limosa, color beige, ligeramente humedo, angulosas, con bloques de roca andesítica de tamaño variado entre 4" y 8" en un 30%. |

**OBSERVACIONES:**

## **B. ENSAYOS DE LABORATORIO**

## RESULTADOS DE LABORATORIO

**PROYECTO** : Estudio de Estabilidad Física del Botadero  
de Desmonte  
**UBICACIÓN** : Cerro La Mina 2 - Huaral  
**CLIENTE** : MINERA COLQUISIRI S.A.  
**MUESTRA** : Indicada  
**FECHA** : SET.2014

## CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM-D-2216

| Calicata | w    |
|----------|------|
| Nº       | %    |
| C-1      | 3.94 |
| C-2      | 4.31 |

Muestras enviadas a nuestro laboratorio para su procesamiento.

EyP de Ingeniería S.R.L.

  
César A. Vica Ghezzi  
Ingeniero Civil  
C.I.P. 6314



**DE INGENIERIA** S.R.L.  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

## RESULTADOS DE LABORATORIO

**PROYECTO** : Estudio de Estabilidad Física del Botadero de Desmonte  
**UBICACIÓN** : Cerro La Mina 2 - Huaral  
**CLIENTE** : MINERA COLQUISIRI S.A.  
**MUESTRA** : Indicada  
**FECHA** : SET.2014

| Calicata    | Análisis granulométrico por tamices, vía húmeda, ASTM-D-422 |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------------|-------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|             | Porcentaje acumulativo que pasa en peso                     |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| Nº          | 1 1/2"                                                      | 1"    | 3/4"  | 1/2"  | 3/8"  | 1/4"  | Nº4   | Nº10  | Nº20  | Nº40  | Nº60  | Nº100 | Nº200 |
| C-1A y C-1B | 90.97                                                       | 79.44 | 73.76 | 63.33 | 56.19 | 43.87 | 39.90 | 28.56 | 18.37 | 13.63 | 10.88 | 9.03  | 7.45  |
| C-2A y C-2B | 94.56                                                       | 80.06 | 72.92 | 61.22 | 52.55 | 41.50 | 39.60 | 28.49 | 16.80 | 12.00 | 9.79  | 8.52  | 7.32  |
| C-3A y C-3B | 98.66                                                       | 94.84 | 92.96 | 89.39 | 86.19 | 81.39 | 77.09 | 65.37 | 56.20 | 50.42 | 44.96 | 38.80 | 31.46 |
| C-4A y C-4B | 100.00                                                      | 97.54 | 96.33 | 92.64 | 89.20 | 83.61 | 79.82 | 69.17 | 59.01 | 53.76 | 46.98 | 30.38 | 21.48 |

Muestras enviadas a nuestro laboratorio para su procesamiento.

EyP de Ingeniería S.R.L.

César A. Roca Ghezzi  
 Ingeniero Civil  
 C.I.P. 6314



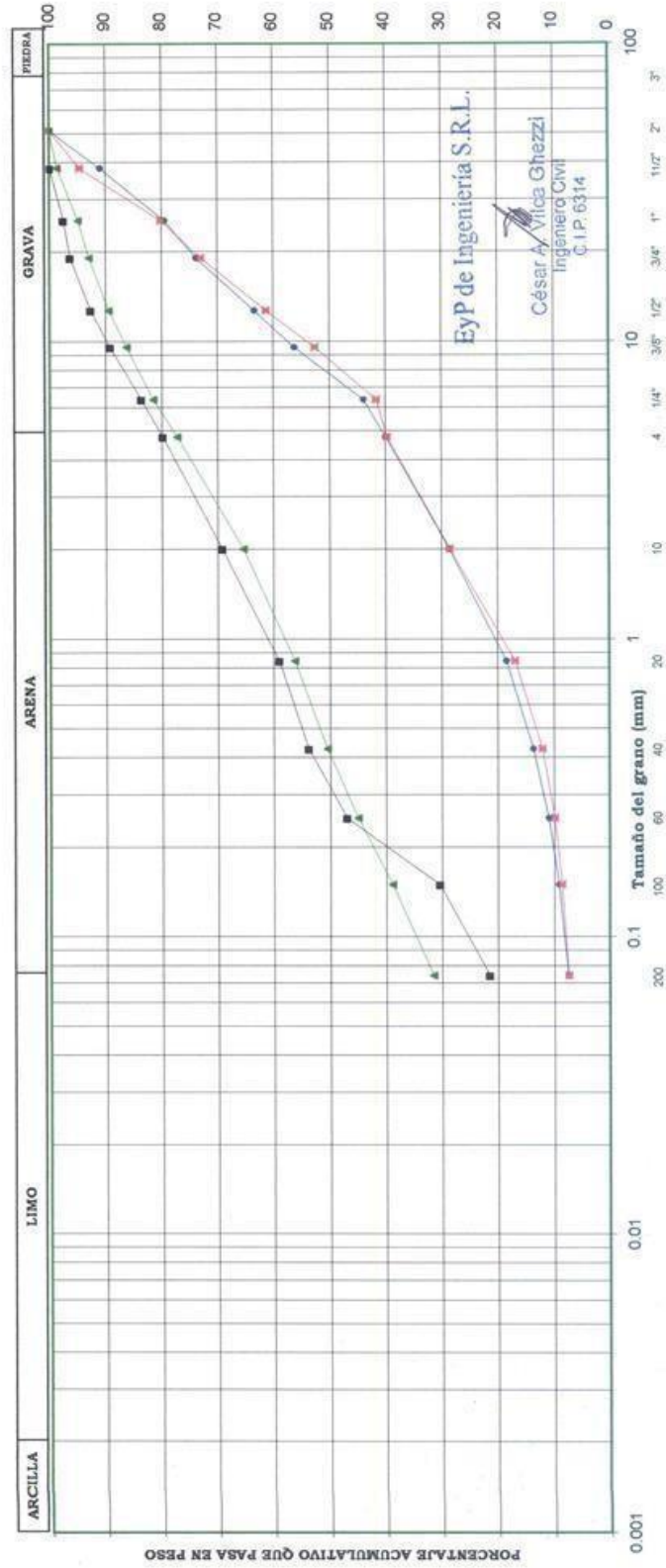
DE INGENIERIA S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO ASTM-D-422

UBICACIÓN : Cerro La Mina 2 - Huaral  
 CLIENTE : MINERA COLQUISIRI S.A.  
 FECHA : SET.2014

| N°          | SUCS  | AASHTO   |
|-------------|-------|----------|
| C-1A y C-1B | GP-GM | A-2-4(0) |
| C-2A y C-2B | GW-GC | A-2-4(0) |
| C-3A y C-3B | SM    | A-2-4(0) |
| C-4A y C-4B | SM    | A-2-4(0) |



## RESULTADOS DE LABORATORIO

**PROYECTO** : Estudio de Estabilidad Física del Botadero  
de Desmonte  
**UBICACIÓN** : Cerro La Mina 2 - Huaral  
**CLIENTE** : **MINERA COLQUISIRI S.A.**  
**MUESTRA** : Indicada  
**FECHA** : SET.2014

### PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS ASTM-D-854

| Calicata    |       |
|-------------|-------|
| Nº          | P.e.  |
| C-1A y C-1B | 2.812 |
| C-2A y C-2B | 2.869 |
| C-3A y C-3B | 2.866 |
| C-4A y C-4B | 2.792 |

Muestras enviadas a nuestro laboratorio para su procesamiento.

EyP de Ingeniería S.R.L.

César A. Wilca Ghezzi  
Ingeniero Civil  
C.I.P. 6314



DE INGENIERIA S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

## RESULTADOS DE LABORATORIO

**PROYECTO** : Estudio de Estabilidad Física del Botadero de Desmonte  
**UBICACIÓN** : Cerro La Mina 2 - Huaral  
**CLIENTE** : MINERA COLQUISIRI S.A.  
**MUESTRA** : Indicada  
**FECHA** : SET.2014

## GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN p.e.s.s.s.

| Calicata<br>N° | AGREGADO GRUESO ASTM-C-127         |                                       |                                |                | AGREGADO FINO ASTM-C-128           |                                       |                                |                |
|----------------|------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|----------------|------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|----------------|
|                | Gravedad<br>Específica<br>Aparente | Gravedad<br>Específica<br>Bulk s.s.s. | Gravedad<br>Específica<br>Bulk | Absorción<br>% | Gravedad<br>Específica<br>Aparente | Gravedad<br>Específica<br>Bulk s.s.s. | Gravedad<br>Específica<br>Bulk | Absorción<br>% |
| C-1A y C-1B    | 2.881                              | 2.810                                 | 2.771                          | 1.39           | 2.877                              | 2.818                                 | 2.786                          | 1.14           |
| C-2A y C-2B    | 2.875                              | 2.793                                 | 2.750                          | 1.58           | 2.886                              | 2.843                                 | 2.821                          | 0.81           |
| C-3A y C-3B    | 2.918                              | 2.852                                 | 2.818                          | 1.22           | 2.866                              | 2.804                                 | 2.770                          | 1.21           |
| C-4A y C-4B    | 2.842                              | 2.744                                 | 2.690                          | 1.98           | 2.823                              | 2.780                                 | 2.757                          | 0.85           |

Muestras enviadas a nuestro laboratorio para su procesamiento.

EyP de Ingeniería S.R.L.

  
 César A. Ylica Ghezzi  
 Ingeniero Civil  
 C.I.P. 6314



DE INGENIERIA S.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS



DE INGENIERIA S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

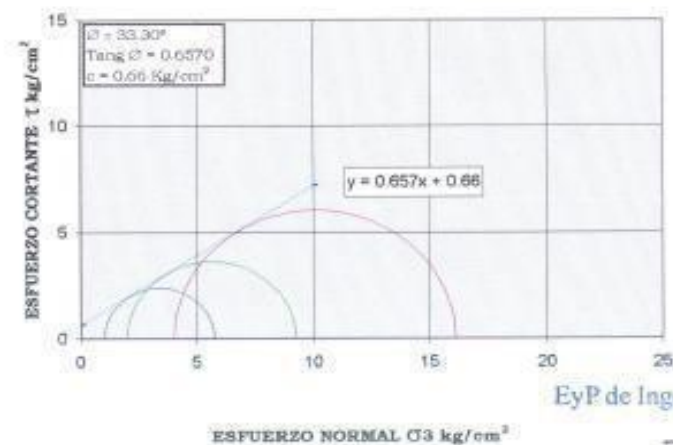
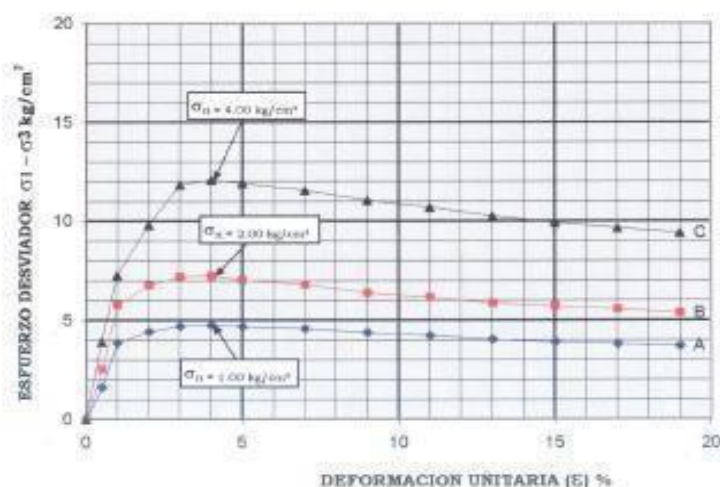
MANUEL GONZALES DE LA ROSA 435 LIMA 17 - PERU ☎ 461 8979 TELEFAX: 461 5353

E-mail: eypdengineeria@yahoo.com / eypdengineeria@speedy.com.pe

## ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL ASTM-D-2850

**PROYECTO** : Estudio de Estabilidad Física del Botadero de Desmonte  
**UBICACIÓN** : Cerro La Mina 2 - Huaral  
**CLIENTE** : MINERA COLQUISIRI S.A.  
**MUESTRA** : C-3A y C-3B  
**FECHA** : OCT. 2014

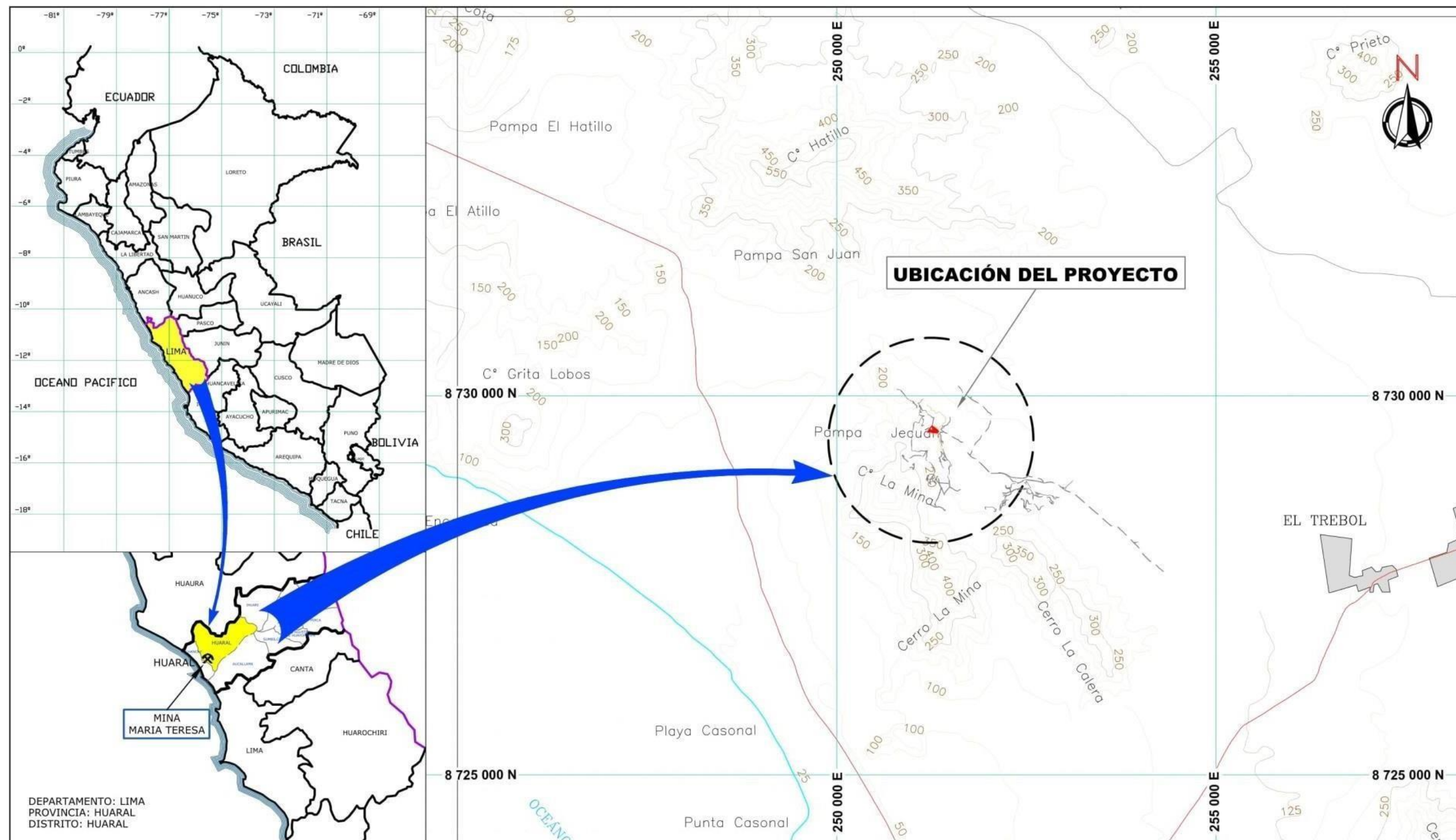
| ESPECIMEN                       | A     | B     | C     |
|---------------------------------|-------|-------|-------|
| $\sigma_3$ - kg/cm <sup>2</sup> | 1.0   | 2.0   | 4.0   |
| REMOLDEADA                      |       |       |       |
| $\delta_d$ - gr/cm <sup>3</sup> | 2.056 | 2.062 | 2.068 |
| w - %                           | 6.14  | 6.11  | 5.93  |



EyP de Ingeniería S.R.L.

César A. Vica Ghezzi  
Ingeniero Civil  
C.I.P. 6314

### **C. PLANOS**



### LEYENDA

- |  |                            |  |                                                |
|--|----------------------------|--|------------------------------------------------|
|  | CARRETERA PAVIMENTADA      |  | LÍNEA COSTERA                                  |
|  | CARRETERA AFIRMADA         |  | CUERPO DE AGUA PERENNE<br>(LAGO, LAGUNA, ETC.) |
|  | CURVAS DE NIVEL            |  | UNIDAD MINERA                                  |
|  | SUPERFICIE TERRENO NATURAL |  | COORDENADAS UTM PSAD-56                        |



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGIA GEOTECNIA

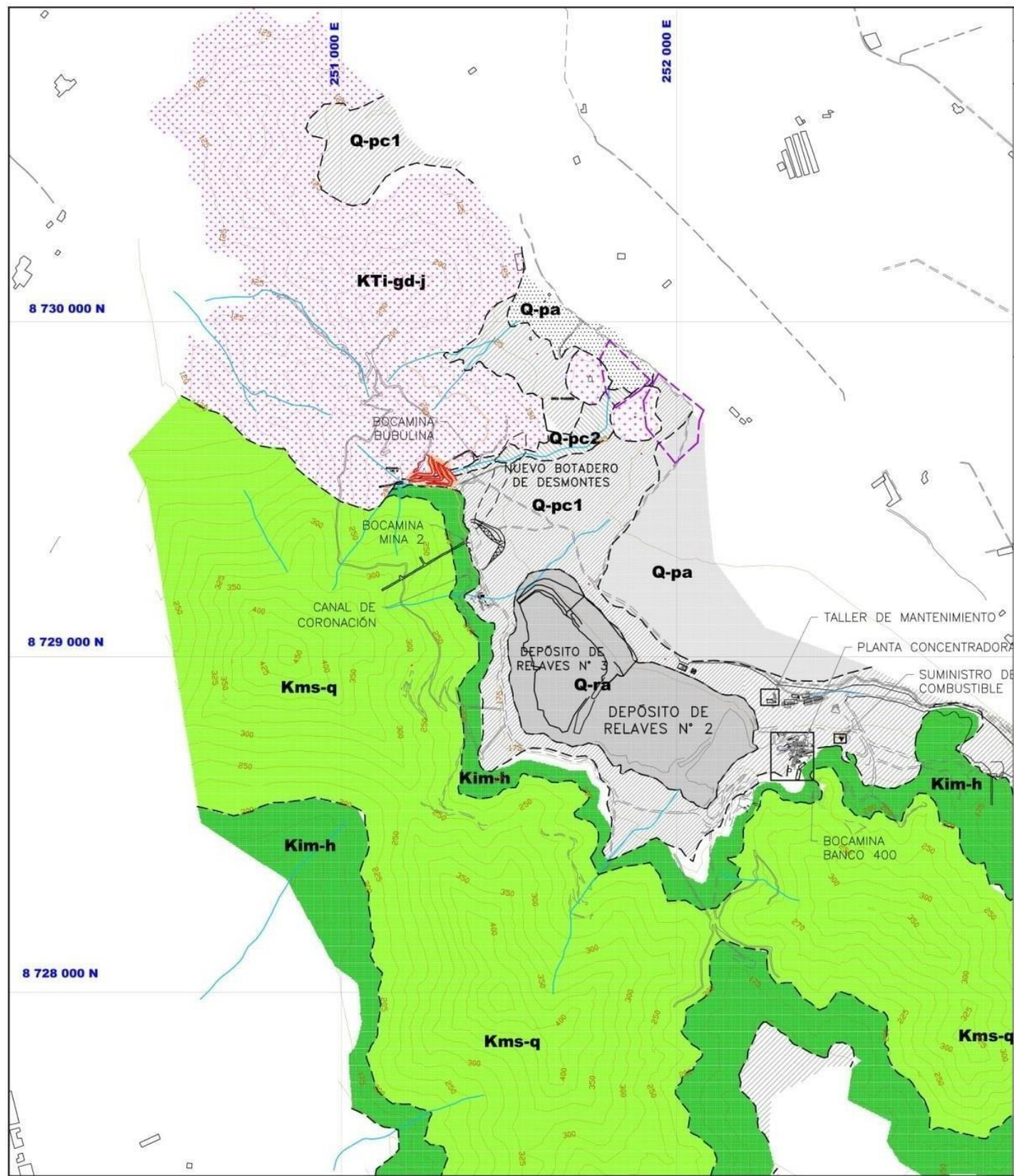
TOPOGRAFIA  
GEOLOGIA  
DIBUJO  
REVISOR

R. Lazo  
E. Pichardo  
A. Chambe

**Análisis Comparativo de los  
Métodos de Cálculo en Estabilidad de Taludes**  
PLANO DE UBICACION

PLANO : 01  
FECHA : DIC 2017  
ESC : 1/50000

07/Dec/2017 - 12:49 pm



| LEYENDA GEOLÓGICA |                  |                                             |  |                                   |
|-------------------|------------------|---------------------------------------------|--|-----------------------------------|
| EDAD              |                  | UNIDAD LITOESTRATIGRÁFICA                   |  | ROCAS INTRUSIVAS                  |
| CUATERNARIO       | HOLOCENO         | Depósitos de Relaves (Q-ra)                 |  | Granodiorita de Jecuan (KTi-gd-J) |
|                   | PLIOCENO         | Depósitos Coluviales Pleistocénicos (Q-pc1) |  |                                   |
|                   |                  | Depósitos Coluviales Pleistocénicos (Q-pc2) |  |                                   |
|                   |                  | Depósitos aluviales Pleistocénicos (Q-pa)   |  |                                   |
| CRETACEO          | SUPERIOR A MEDIO | Grupo Casma - Volcánico Quilmana (Kms-q)    |  |                                   |
|                   | MEDIO A INFERIOR | Grupo Casma - Volcánico Huarangal (Kim-h)   |  |                                   |

LEYENDA GEOLÓGICA

--- CONTACTO INFERIDO

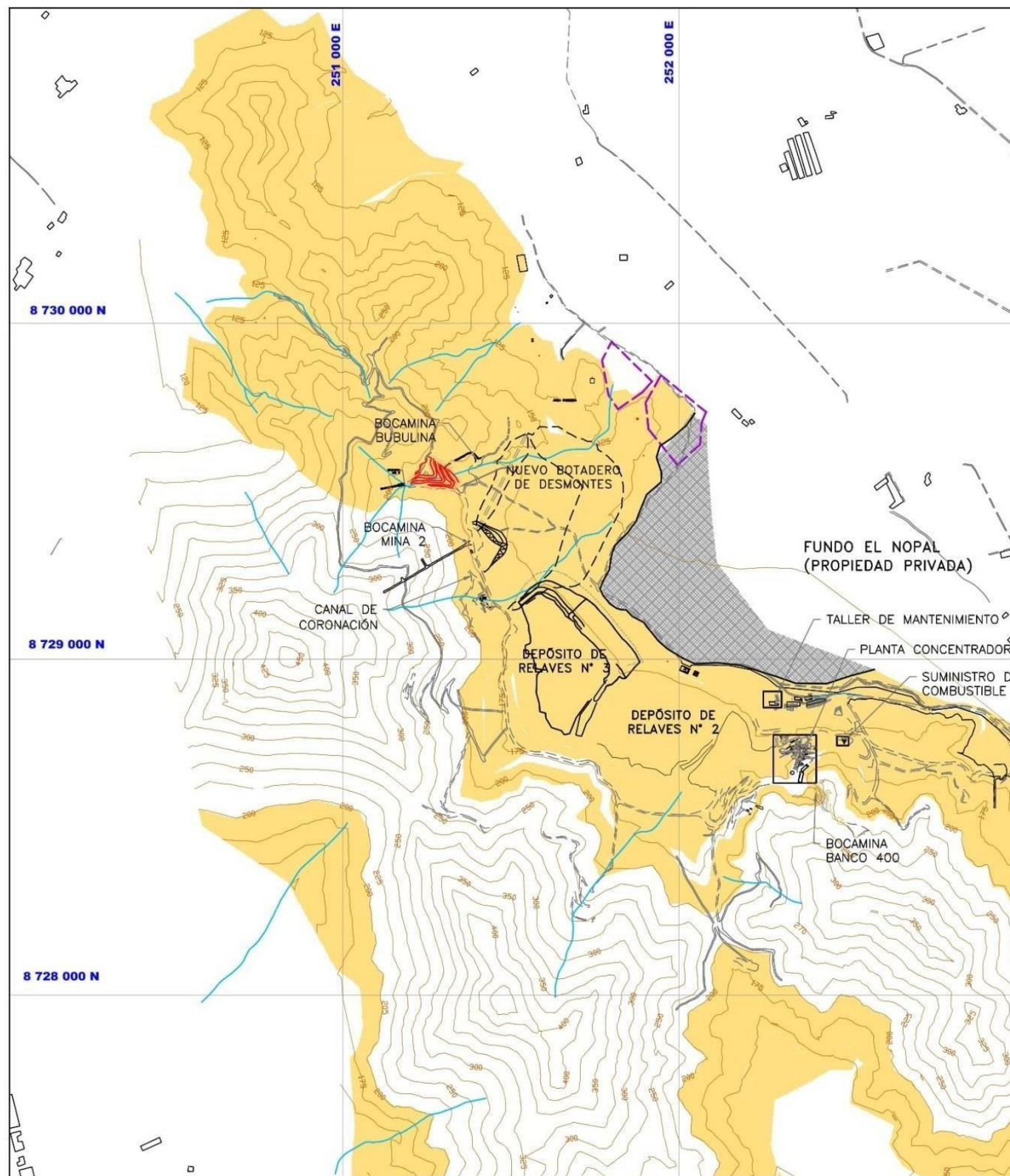
SIGNOS CONVENCIONALES

CURVAS DE NIVEL

SUPERFICIE TERRENO NATURAL

CAMINO DE ACCESO

CANAL, ACUEDUCTO O ACEQUIA



#### LEYENDA GEOMORFOLÓGICA

| UNIDAD GEOMORFOLÓGICA                   | DESCRIPCIÓN                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
|-----------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Planicies Costaneras y Conos Deyectivos | Zona comprendida entre el borde litoral y las estribaciones de la Cordillera Occidental, constituida por una franja paralela a la línea de costa, de gran amplitud en el valle del río Chancay. Constituyen amplias superficies cubiertas por gravas y arenas provenientes del transporte y sedimentación del río. |
| Lomas y Cerros testigos                 | Dentro de esta unidad se ha considerado a las colinas que bordean las estribaciones de la cordillera occidental, las cuales como cerros testigos, se encuentran dentro del cono aluvial del valle del río Chancay, apareciendo como remanentes de la labor erosiva del río.                                        |

#### LEYENDA GEOLÓGICA

CONTACTO DEFINIDO

#### SIGNOS CONVENCIONALES

|       |                                 |
|-------|---------------------------------|
| 25    | CURVAS DE NIVEL                 |
|       | SUPERFICIE TERRENO NATURAL      |
| ===== | CAMINO DE ACCESO                |
| ---   | CANAL, ACUEDUCTO O ACEQUIA      |
| ---   | LÍNEA DE CONCESIÓN DE BENEFICIO |



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA

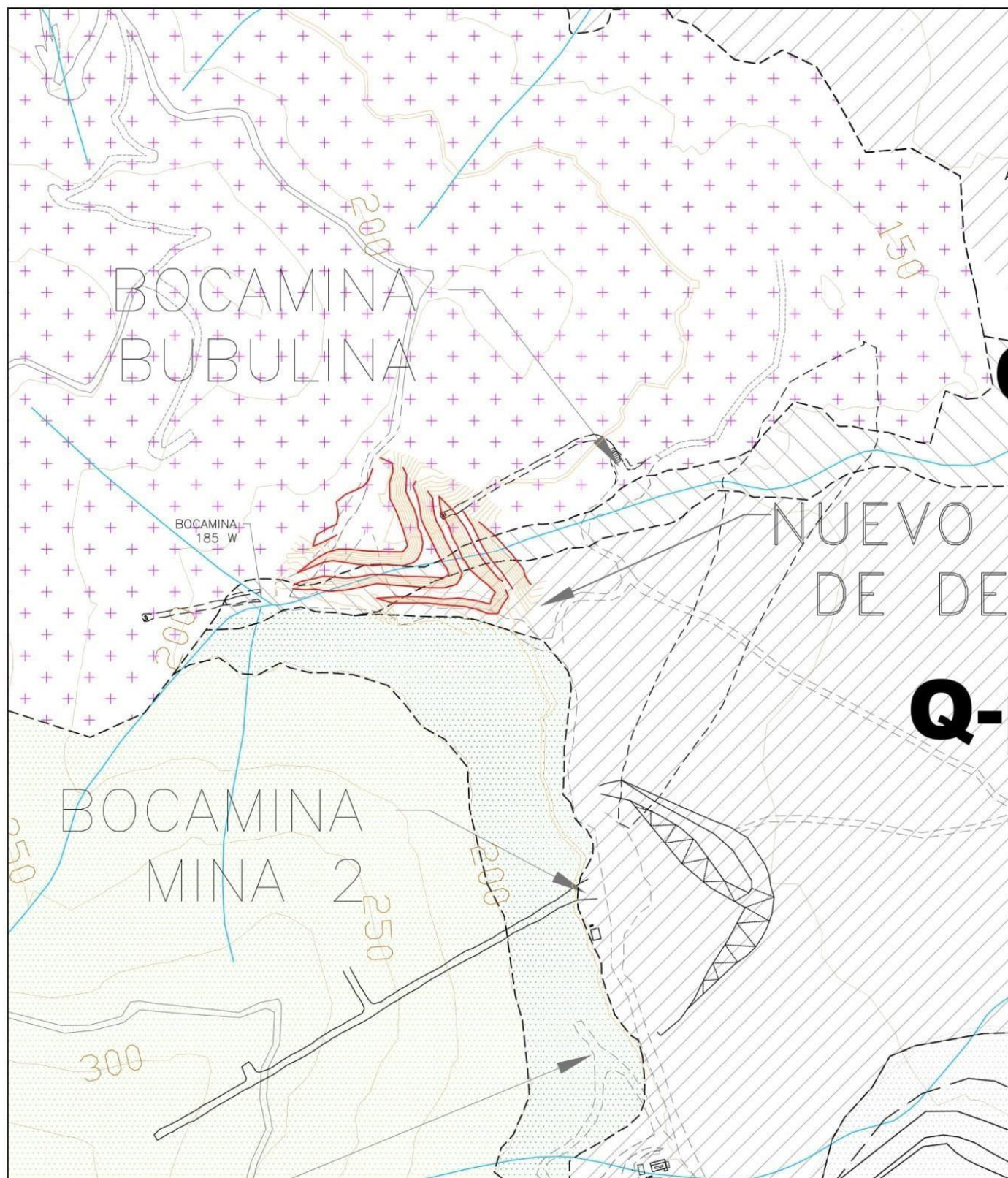
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGIA GEOTECNIA

|            |           |
|------------|-----------|
| TOPOGRAFIA | R. Lazo   |
| GEOLOGIA   | A. Chambe |
| DIBUJO     | A. Chambe |
| REVISOR    |           |

Análisis Comparativo de los  
Métodos de Cálculo en Estabilidad de Taludes  
**PLANO GEOMORFOLOGICO REGIONAL**

PLANO : 03  
FECHA : DIC 2017  
ESC : 1/10 000

C:\Users\USUARIO\Desktop\TESIS\PLANOS\PLANO 03.dwg -- A2.M  
07/Dic/2017 -- 12:53 pm



| LEYENDA GEOLÓGICA |                  |                                             |  |                                   |
|-------------------|------------------|---------------------------------------------|--|-----------------------------------|
| EDAD              |                  | UNIDAD LITOESTRATIGRÁFICA                   |  | ROCAS INTRUSIVAS                  |
| CUATERNARIO       | HOLOCENO         | Depósitos de Relaves (Q-ra)                 |  | Granodiorita de Jecuan (KTi-gd-J) |
|                   | PLIOCENO         | Depósitos Coluviales Pleistocénicos (Q-pc1) |  |                                   |
|                   |                  | Depósitos Coluviales Pleistocénicos (Q-pc2) |  |                                   |
|                   |                  | Depósitos aluviales Pleistocénicos (Q-pa)   |  |                                   |
| CRETACEO          | SUPERIOR A MEDIO | Grupo Casma – Volcánico Quilmana (Kms-q)    |  |                                   |
|                   | MEDIO A INFERIOR | Grupo Casma – Volcánico Huarangal (Kim-h)   |  |                                   |

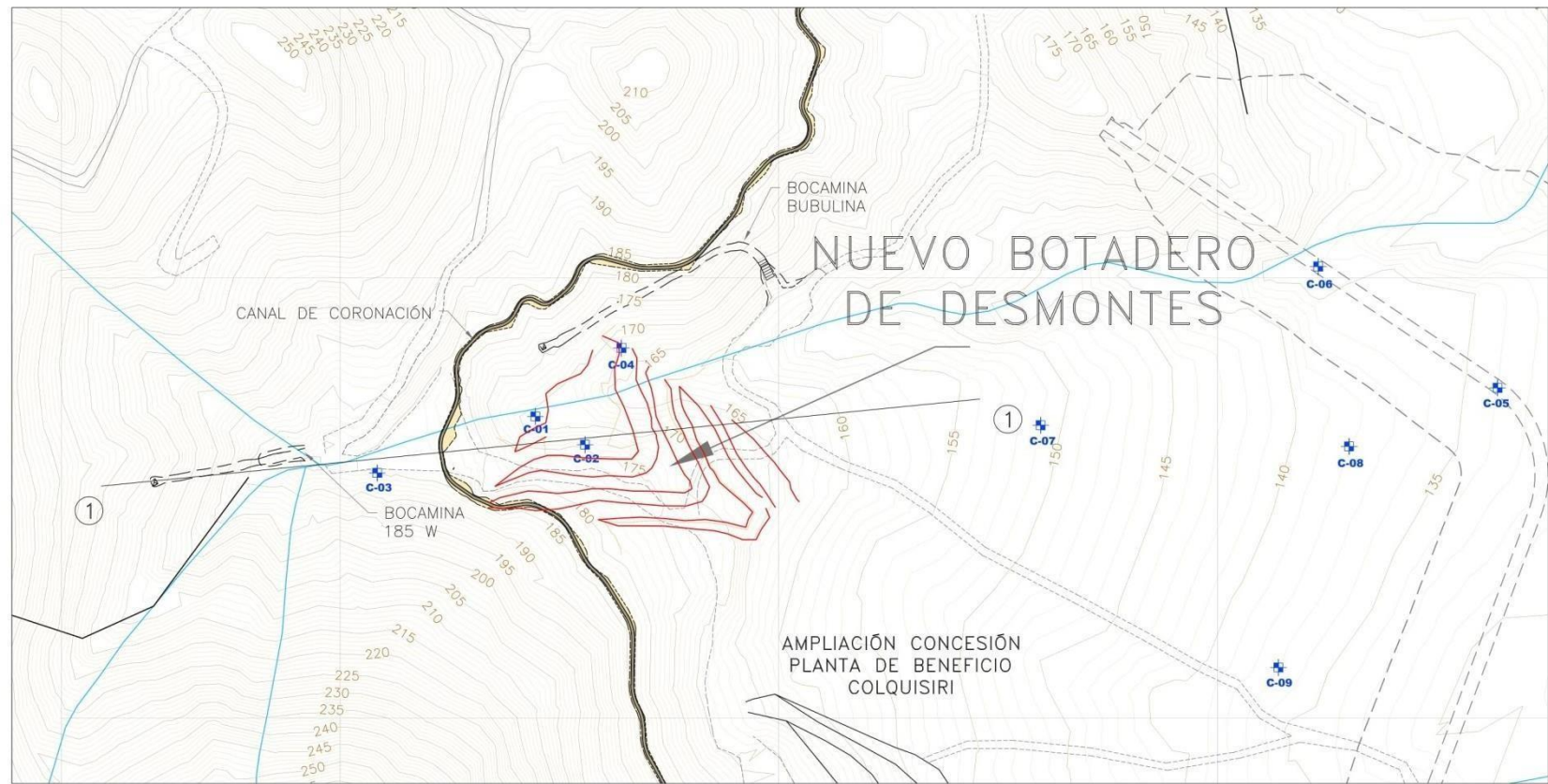
| LEYENDA GEOLÓGICA |                   |
|-------------------|-------------------|
|                   | CONTACTO INFERIDO |

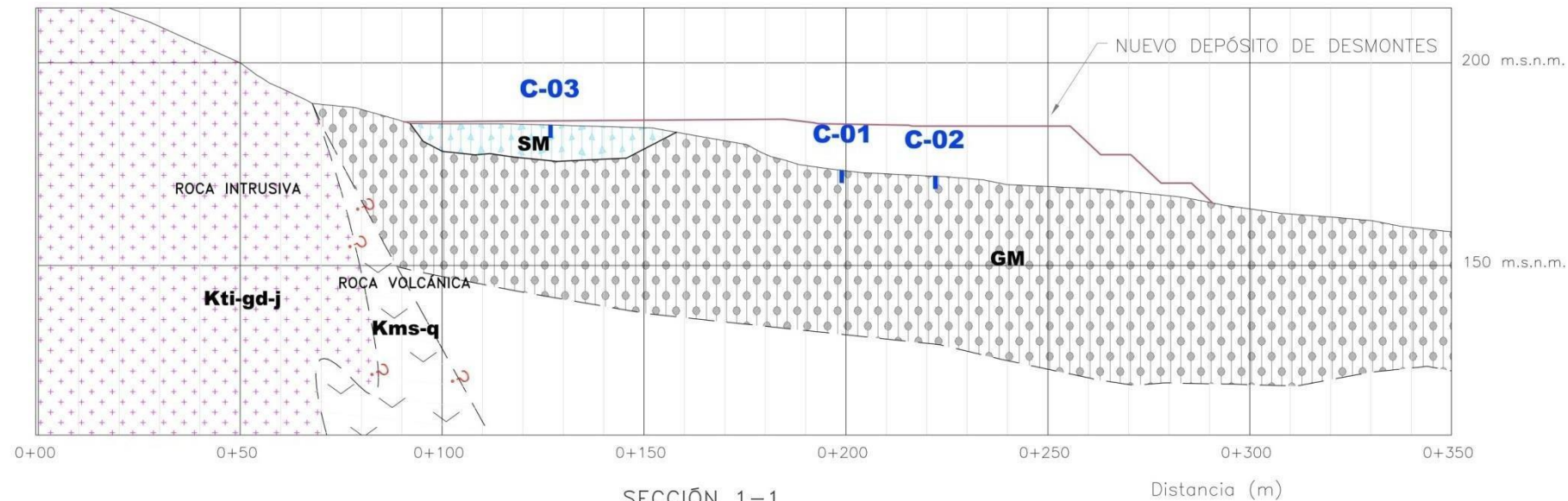
| SIGNOS CONVENCIONALES |                            |
|-----------------------|----------------------------|
|                       | CURVAS DE NIVEL            |
|                       | SUPERFICIE TERRENO NATURAL |
|                       | CAMINO DE ACCESO           |
|                       | CANAL, ACUEDUCTO O ACEQUIA |

|                                                        |           |                                                                                                             |                  |
|--------------------------------------------------------|-----------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|
|                                                        |           |                                                                                                             |                  |
| UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN            |           |                                                                                                             |                  |
| FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA |           |                                                                                                             |                  |
| ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGIA GEOTECNIA   |           |                                                                                                             |                  |
| TOPOGRAFIA                                             | R. Lozo   | Análisis Comparativo de los<br>Métodos de Cálculo en Estabilidad de Taludes<br><b>PLANO GEOLOGICO LOCAL</b> | PLANO : 04       |
| GEOLOGIA                                               | A. Chambe |                                                                                                             | FECHA : Dic 2017 |
| DIBUJO                                                 | A. Chambe |                                                                                                             | ESC : 1/2000     |
| REVISOR                                                |           |                                                                                                             |                  |

C:\Users\UGUARD\OneDrive\Documents\PLANS\PLANO GEOLOGICO LOCAL.dwg - A2.11  
07/06/2017 - 12:05 pm



VISTA DE PLANTA  
Escala: 1:2000



SECCIÓN 1-1  
Escala: 1:1000

| SIGNOS CONVENCIONALES |                            |
|-----------------------|----------------------------|
|                       | CURVAS DE NIVEL            |
|                       | SUPERFICIE TERRENO NATURAL |
|                       | CAMINO DE ACCESO           |
|                       | CANAL                      |

| INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS: CALICATAS<br>CUADRO DE COORDENADAS |       |             |            |                 |
|-----------------------------------------------------------------|-------|-------------|------------|-----------------|
| N°                                                              | PUNTO | NORTE       | ESTE       | PROFUNDIDAD (m) |
| 1                                                               | C-1   | 8729537.000 | 251289.083 | 3.00            |
| 2                                                               | C-2   | 8729524.140 | 251311.669 | 3.00            |
| 3                                                               | C-3   | 8729511.350 | 251216.976 | 2.10            |
| 4                                                               | C-4   | 8729568.090 | 251328.273 | 1.70            |
| 5                                                               | C-5   | 8729550.000 | 251727.730 | 3.00            |
| 6                                                               | C-6   | 8729605.080 | 251645.970 | 3.30            |
| 7                                                               | C-7   | 8729533.000 | 251519.390 | 3.20            |
| 8                                                               | C-8   | 8729523.380 | 251660.062 | 3.00            |
| 9                                                               | C-9   | 8729423.000 | 251627.803 | 3.00            |

| LEYENDA GEOTÉCNICA |                        |
|--------------------|------------------------|
|                    | ARENA LIMOSA           |
|                    | GRAVA LIMOSA           |
|                    | GRANODIORITA DE JECUAN |
|                    | GRUPO CASMA            |

| SIMBOLOGÍA GEOTÉCNICA |                   |
|-----------------------|-------------------|
|                       | CALICATA          |
|                       | CONTACTO DEFINIDO |
|                       | CONTACTO INFERIDO |



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGIA GEOTECNIA

TOPOGRAFIA R. Lazo  
GEOLOGIA A. Chambe  
DIBUJO A. Chambe  
REVISOR

Análisis Comparativo de los  
Métodos de Cálculo en Estabilidad de Taludes  
PLANO GEOTECNICO

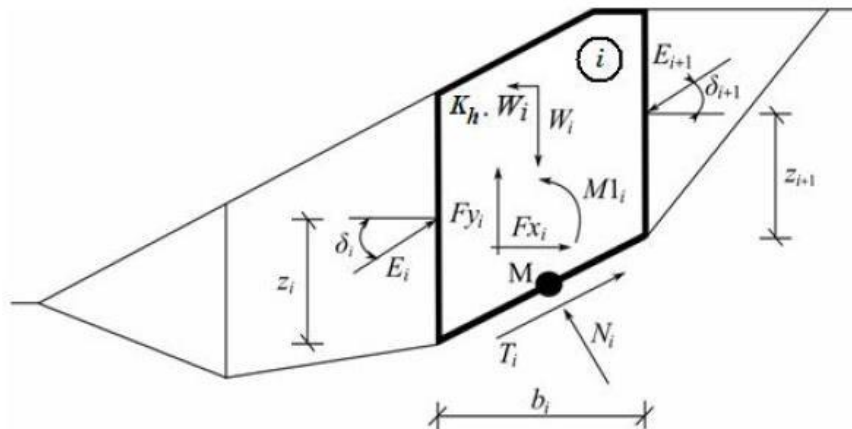
PLANO : 05  
FECHA : DIC 2017  
ESC : 1/2000

C:\Users\USUARIO\Desktop\TESIS\PLANOS\PLANO GEOTECNICO.dwg - 82\_H  
07/Dec/2017 - 12:56 pm

## **ANEXO D**

### **PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LOS METODOS DE MORGENSTERN – PRICE Y SPENCER.**

Para el Método de Janbú, Morgenstem – Price y Spencer, el peso de la rebanada ( $W$ ) se descompone en un empuje tangencial ( $W_T$ ) y otro vertical ( $W_N$ ), paralelo y normal, respectivamente, a la base de aquella.  $W_T$  origina una tensión cortante, a la que se opone la propia resistencia al corte ( $s$ ) del terreno, definida por la cohesión y la fuerza normal ( $W_N$ ) disminuida en la presión intersticial ( $u$ ). Las fuerzas  $V$  y  $H$ , con sus subíndices, definen la interacción entre rebanadas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos. Si las circunstancias así lo requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través del macizo, así como las acciones sísmicas.



**Figura 08: Esquema estático Método Morgenstern-Price (Fuente: Morgenstern and Price, 1965)**

Cada bloque se asume para contribuir a las siguientes fuerzas:

$W_i$ : Peso del bloque incluyendo material de sobrecarga que tenga el carácter del peso incluyendo la influencia del coeficiente vertical  $K_v$ .

$K_h W_i$ : Fuerza de inercia horizontal que representa el efecto del sismo,  $K_h$  es el factor de la aceleración horizontal durante el sismo.

$N_i$ : Fuerza normal en la superficie de deslizamiento.

$T_i$ : Fuerza de corte en la superficie de deslizamiento.

$E_i, E_{i+1}$ : Fuerzas ejercidas por cuerpos vecinos, inclinados desde el plano

horizontal por el ángulo  $\delta_i$  resp.  $\delta_{i+1}$  y yacen a la altura  $z_i$  respecto a  $z_{i+1}$  sobre la superficie de deslizamiento.

$F_{xi}, F_{yi}$ : Otras fuerzas horizontales y verticales actuando en el bloque.

$M_i$ : Momento desde las fuerzas  $F_{xi}, F_{yi}$  rotando sobre un punto M, el cual es el centro del segmento de la superficie  $i^{th}$ .

$U_i$ : Presión de poro resultante en el segmento de la superficie  $i^{th}$ .

$$N_i = N'_i + U_i \quad \text{ec. 1}$$

$$T_i = (N_i - U_i) \tan j_i + \frac{b_i}{\cos a_i j} = N_i \tan j_i + c_i \frac{b_i}{\cos a_i} \quad \text{ec. 2}$$

2

$$N'_i + U_i - W_i \cos a_i + K_h W_i \sin a_i + F_{yi} \cos a_i - F_{xi} \sin a_i + E_{i+1} \sin(a_i - d_{i+1}) -$$

$$E_i \sin(a_i - d_i) = 0 \quad \text{ec.3}$$

$$N_i \frac{\tan j_i}{FS} - \frac{\tan j_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \frac{b_i}{\cos a_i} - W_i \sin a_i - K_h W_i \cos a_i + F_{yi} \sin a_i + F_{xi} \cos a_i - \dots$$

$$\dots - E_{i+1} \cos(a_i - d_{i+1}) + E_i(a_i - d_i) = 0 \quad \text{ec.4}$$

$$E_{i+1} \cos d_{i+1} (z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan a_i) - E_{i+1} \sin d_{i+1} \frac{b_i}{2} - E_i \cos d_i (z_i - \frac{b_i}{2} \tan a_i) - \dots$$

$$\dots - E_i \sin d_i \frac{b_i}{2} + M_i - K_h W_i (y_{gi} - y_M) = 0 \quad \text{ec.5}$$

La **ecuación 1** no es más que la relación entre los valores de la tensión efectiva y total de la fuerza normal actuando en la superficie de deslizamiento. **Ecuación 2** corresponde a las condiciones Mohr - Coulomb representando la relación entre la fuerza normal y la fuerza de corte en un segmento dado de la superficie de deslizamiento. Representa **ecuación 3** la ecuación de la fuerza de equilibrio en dirección a la normal al segmento  $i^{\text{th}}$  en la superficie de deslizamiento. Mientras que la **ecuación 4** representa el equilibrio a lo largo del segmento  $i^{\text{th}}$  en la superficie de deslizamiento, FS es el factor de seguridad, el cual es utilizado para reducir los parámetros del suelo. **Ecuación 5** corresponde a la ecuación de momento de equilibrio sobre el punto M, donde  $y_{gi}$  es la coordenada vertical en el punto de aplicación del peso del bloque y  $y_M$  es la coordenada vertical del punto M.

Modificando la fuerza de equilibrio de la ecuación (4) y (5) se obtiene la siguiente fórmula:

$$E_{i+1} = \frac{[(W_i - Fy_i) \cos \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \sin \alpha_i - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i)] \frac{\tan \phi_i}{FS} + \dots}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \frac{\tan \phi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} + \dots + \frac{c_i}{FS \cos \alpha_i} - (W_i - Fy_i) \sin \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \cos \alpha_i + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i) \quad \text{ec.6}$$

Esta fórmula permite calcular todas las fuerzas  $E_i$  actuando entre los bloques para un valor dado de  $\delta_i$  y FS y asume, que en el origen de la superficie de deslizamiento el valor E es conocido e igual a  $E_i = 0$ .

La fórmula para calcular los ángulos  $\delta_i$  (**ecuación 7**) proviene de la ecuación de equilibrio (5) como:

$$z_{i+1} = \frac{\sum_{i=1}^n [E_{i+1} (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \tan \alpha_i) + E_i (\sin \delta_i - \cos \delta_i \tan \alpha_i)] + E_i z_i \cos \delta_i - M_i (y_M - y_{gi})}{E_{i+1} \cos \delta_{i+1}} \quad \text{ec.7}$$

Ésta fórmula permite calcular todos los brazos  $z_i$  de las fuerzas actuando entre los bloques para un valor dado de  $\delta_i$ , conociendo el valor del lado izquierdo en el origen de la superficie de deslizamiento, donde  $z_1=0$ .

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

1. Los valores iniciales de los ángulos  $\delta_i$  se determinan por la función

$$\delta_i = \lambda * f(x_i)$$

2. El factor de seguridad FS para los valores dados de  $\delta_i$  deduce de la ecuación 6, asumiendo el valor de  $E_{n+1}=0$  en el extremo de la superficie de deslizamiento.
3. El valor de  $\delta_i$  está dado por la ecuación 7 utilizando los valores de  $E_i$  determinados en el paso previo con el requisito de tener el momento en el 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 7 no provee el valor de  $z_{n+1}$  ya que éste es igual a cero. Éste valor se satisface con la ecuación de momento de equilibrio 5.
4. El paso 2 y 3 se repiten hasta que el valor de  $\delta_i$  (parámetro  $\lambda$ ) no cambia.

Es necesario evadir las soluciones inestables para que el proceso de iteración sea exitoso. Estas inestabilidades ocurren cuando toma lugar la división por cero en la expresión 6 y 7. En la ecuación 7 dividir por cero se encuentra por  $\delta_i = \pi/2$ . Por lo que, el valor del ángulo  $\delta_i$  debe ser encontrado

dentro del intervalo  $(-\pi/2; \pi/2)$ .

La división por cero en la expresión (6) aparece cuando:

$$FS = \tan \varphi_i \tan(\delta_{i+1} - \alpha_i) \quad \text{ec.8}$$

Otra comprobación para prevenir inestabilidad numérica es la verificación de parámetros  $m_\alpha$  se satisface siguiendo las siguiente condición.

$$m_\alpha = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \delta_i}{FS} > 0.2 \quad \text{ec.9}$$