



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA



TESIS

**DISEÑO GEOTÉCNICO DE CONTENEDORES DE RELAVE EN EL
TAJO DE MINA - UNIDAD MINERA TACAZA - CIEMSA**

PRESENTADA POR:

AGUSTIN PEREZ QUISPE

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE:

MAGISTER SCIENTIAE EN GEOTÉCNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

PUNO, PERÚ

2019



DEDICATORIA

Dedico este trabajo a...

A mi esposa, Ruth Lucy, quien me brinda su amor, su cariño y su apoyo constante.

¡Gracias mi amor!

A mis adoradas hijas Válery Mirka, Mía Valentina, Luna Alejandra a quienes quité el tiempo que le pertenecía para terminar este trabajo y me motivó siempre con sus palabras cariñosas, "papi". ¡Gracias mis amores!

A mis padres, Silverio, Emeteria, hermanos Miguel, Eduarda, Samuel y Sandra quienes me enseñaron desde pequeño a luchar para alcanzar mis metas, a mis sobrinos.

Mi triunfo es el de ustedes, ¡los amo!



AGRADECIMIENTOS

- Agradezco a Dios por brindarme la alegría de una linda familia y por estar a mi lado en el largo camino de la vida, por ayudarme a concretar mis sueños y anhelos.
- A la Universidad Nacional del Altiplano, por darme la oportunidad para mis estudios de maestría y ostentar el respectivo grado académico.
- A la Escuela de Profesional de Ingeniería de Minas.
- Mi reconocimiento a la plana docente de la Maestría Geotecnia y Geomecánica Minera quienes dieron sus conocimientos y experiencias para sus alumnos abiertamente y sea motivo de investigaciones.
- Por último a todos mis amigos y docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas quienes me apoyaron con sugerencias y contribuyeron grandemente en la finalización de la investigación.



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE GENERAL	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE ANEXOS	xiii
RESUMEN	xiv
INTRODUCCIÓN	1

CAPITULO I REVISIÓN LITERARIA

1.1. Marco teórico	2
1.1.1. Estabilidad de Taludes.	2
1.1.2. Factor de seguridad	3
1.1.3. Factores Influyentes en la Estabilidad.	4
1.1.3.1. Mecanismos de falla	5
1.1.3.2. Fallamiento	7
1.1.3.3. Criterios para el diseño de los taludes	8
1.1.3.4. Cálculo de la estabilidad	8
1.1.3.5. Modelos de deslizamiento	9
1.1.3.6. Rotura planar	9
1.1.3.7. Deslizamiento plano o falla plana	10
1.1.3.8. Deslizamiento rotacional	10
1.1.3.9. Deslizamiento por bloques	11
1.1.3.10. Métodos de Equilibrio Límite	12
Fuente: (Herrera, 2000).	13
1.2. Antecedentes	14



CAPITULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1. Identificación del problema.	27
2.2. Enunciados del problema.	27
2.2.1. Problema general.	27
2.2.2. Problemas específicos.	28
2.3. Justificación.	28
2.4. Objetivos de la investigación.	29
2.4.1. Objetivo general	29
2.4.2. Objetivos específicos	29
2.5. Hipótesis.	29
2.5.1. Hipótesis general.	29
2.5.2. Hipótesis específicas	30

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Lugar de estudio.	31
3.1.1. Geología del yacimiento minero.	32
3.1.1.1. Geología Regional.	32
3.1.1.2. Geología Local.	33
3.1.1.3. Condiciones Geológicas del Tajo en la Unidad Mniera Tacaza.	34
3.1.1.4. Geología Económica.	35
3.1.1.5. Alteración y mineralización.	36
3.1.2. Geomorfología.	37
3.1.3. Programa de explotación y proyección del tajo.	37
3.2. Población	38
3.3. Muestra	38
3.3.1. Fuente de recolección de datos	39
3.4. Método de Investigación	39
3.5. Descripción detallada de métodos por objetivos específicos	39



CAPÍTULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Caracterización hidrológica.	41
4.1.1. Consideraciones geomorfológicas de la subcuenca.	41
4.1.2. Clima y meteorología.	42
4.1.3. Descripción de Aguas Superficiales	52
4.2. Caracterización de riesgo sísmico.	55
4.2.1. Historia sísmica del área de estudio.	55
4.2.2. Sismo – tectonica regional.	57
4.2.3. Determinación de las aceleraciones básicas de diseño.	59
4.3. Caracterización geofísica.	60
4.3.1. Especificaciones del levantamiento de tomografía geoelectrica	64
4.3.2. Líneas Tomográficas.	65
Línea de Tomografía LTG-1	65
4.3.3. Interpretación de las secciones de tomografía geoelectrica	72
4.3.4. Planos de Interpretación.	73
4.3.5. Interpretación General.	76
4.4. Caracterización hidrogeológica.	76
4.4.1. Perforación Diamantina.	76
4.4.2. Ensayos de Permeabilidad.	77
4.4.3. Instalación de Piezómetros Hidráulicos.	80
4.4.4. Monitoreo de Niveles Freáticos en piezómetros hidráulicos instalados	80
4.4.5. Condiciones Hidrogeológicas	81
4.5. Caracterización del estudio reologico de relaves.	82
4.5.1. Metodología	82
4.5.2. Relaves espesados	82
4.5.3. Granulometría.	84
4.5.4. Velocidad de Sedimentación.	85
4.5.5. Producción de relaves espesados	87
4.5.6. Ensayos de espesamiento	87
4.5.7. Alternativas de tratamiento para relaves.	88
4.5.8. Criterios técnicos para la selección.	89



4.5.9. Análisis preliminar de selección	89
4.6. Caracterización geotécnica.	91
4.6.1. Calicatas.	91
4.6.2. Evaluación geotécnica de la cimentación.	93
4.6.3. Parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad física contra deslizamiento.	95
4.6.4. Perforaciones Diamantinas.	96
4.6.5. Ensayos de Permeabilidad.	99
4.6.6. Instalación de Piezómetros.	101
4.7. Caracterización geomecánica.	101
4.8. Evaluación de cantera.	103
4.8.1. Ensayos de laboratorio.	104
4.9. Análisis de estabilidad contra deslizamiento.	105
4.9.1. Factores de Seguridad Admisibles	115
4.9.2. Factores de Seguridad Calculados	116
CONCLUSIONES	117
RECOMENDACIONES	119
BIBLIOGRAFÍA	120
ANEXOS	125

Puno, 27 de diciembre de 2019

ÁREA: Especialidad.

TEMA: Geotecnia.

LÍNEA: Estabilidad de Taludes y Ladera.



ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
1. Distancia al Área de la Unidad Minera Tacaza.	32
2. Parámetro Geomorfológicos de la Subcuenca.	41
3. Precipitación Promedio Mensual Completa (mm)	42
4. Evaporación Total Mensual Completa.	43
5. Temperatura Promedio Mensual Completa en °C	44
6. Precipitación Máxima en 24 Horas en (mm).	45
7. Precipitación Máxima en 24 horas para Diferentes Periodos de Retorno	47
8. Características de la Subcuenca de Drenaje	48
9. Coeficiente de Escorrentía (Benites et. al, 1980)	49
10. Coeficiente de Escorrentía Seleccionado	50
11. Tiempo de Concentración	50
12. Intensidad de Precipitación para Diferentes Periodos de Retorno	51
13. Caudales Máximos por el Método Racional en m ³ /s	51
14. Caudales de Diseño en m ³ /s	52
15. Inventario de Fuentes de Agua Superficial.	53
16. Aceleraciones Básicas de Diseño	59
17. Aceleraciones de Diseño para Periodos de Retorno.	60
18. Líneas de Tomografía Geoeléctrica Ejecutada	61
19. Ubicación de Perforaciones Diamantinas.	77
20. Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 1	78
21. Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 2	78
22. Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 3	79
	vii



23. Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 4	79
24. Piezómetros Hidráulicos Instalados.	80
25. Monitoreo de Niveles Freáticos	80
26. Características de Relave Seco	84
27. Características del Relave Convencional y el Relave Espesado.	84
28. Análisis Granulométrico por Tamizado para Relave Convencional	85
29. Análisis Granulométrico por Tamizado para Relave Espesado .	85
30. Tiempo y Altura de Sedimentación	86
31. Característica del Relave Espesado.	88
32. Perfil Estratigráfico M – 1	92
33. Clasificación de Suelo Según Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) con Ensayo Estándar, en Material de Desmonte Mina.	92
34. Ensayo Proctor Modificado - Desmonte de Mina.	92
35. Parámetros Geotécnicos con Ensayos de Laboratorio Especiales - Desmonte de Mina.	93
36. Ensayo Estándar en Roca - Cimentación.	93
37. Ensayo de Laboratorio Especial (consolidado no drenado) - Desmonte en Mina.	93
38. Parámetros de Resistencia - Presa Principal.	96
39. Parámetros de Resistencia - Presa Secundaria.	96
40. Registro Litológico Perforación PZ-1	97
41. Registro Litológico Perforación PZ -2	98
42. Registro Litológico Perforación PZ – 3.	98
43. Registro Litológico Perforación PZ – 4	99
44. Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ -1	99



45. Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 2	100
46. Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 3	100
47. Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 4	100
48. Piezómetros Hidráulicos Instalados	101
49. Evaluación Geomecánica en Campo - Perforación PZ – 1	102
50. Evaluación Geomecánica en Campo - Perforación PZ-2	102
51. Evaluación Geomecánica en Campo - Perforación PZ-3	102
52. Evaluación Geomecánica en Campo - Perforación PZ-4	102
53. Ubicación - Cantera de Mina	103
54. Ensayo Estándar - Desmonte de Mina	105
55. Ensayo de Compactación - Desmonte de Mina	105
56. Ensayo de Permeabilidad y Resistencia - Desmonte de Mina	105
57. Análisis de Estabilidad de Taludes.	115
58. Factores Mínimos de Seguridad.	116
59. Factores de Seguridad-Método de Bishop Modificado.	116



ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
1. Equilibrio o Desequilibrio de Fuerzas en un Talud.	5
2. El Efecto de Deterioro.	6
3. Evolución de un Deslizamiento en la Roca Fracturada al Profundizarse en un Cauce por Erosión Permanente.	8
4. Rotura Planar	10
5. Esquema que Muestra la Modalidad de Deslizamiento Rotacional.	11
6. Esquema que Muestra la Modalidad de Deslizamiento de Bloques.	11
7. Diferentes Métodos de Cálculo.	13
8. Ubicación de la Unidad Minera	31
9. Plano Geología Regional.	33
10. Vista Panorámica de la Unidad Minera Tacaza.	35
11. Vista Panorámica de la Estructura Mineralizada del Yacimiento.	36
12. Programa de Explotación Tajo Central y Gran Tajo Norte.	38
13. Precipitación Promedio Mensual.	43
14. Evaporación Total Mensual Completa.	44
15. Temperatura Promedio Mensual Completa.	45
16. Inventario de Fuentes de Agua Superficial.	53
17. Escorrentía Superficial Gran Tajo Norte.	54
18. Escorrentía Superficial Tajo Central.	55
19. Mapa Sismotectónico del Perú. (Alva 2006).	57
20. Ubicación de las Líneas Geofísicas en Terreno	62



21. Ubicación de Líneas Geofísicas en Plano	63
22. Adquisición de los Datos de Campo con el Receptor Iris ElRec Pro y Transmisor GDD.	65
23. Plano de Interpretación de Líneas Geofísicas - Resistividad.	74
24. Plano de Interpretación de Líneas Geofísicas - Isovalores.	75
25. Plano de Ubicación de Piezómetros.	77
26. Líneas Isohipsas en Tajo Norte y Central.	82
27. Curva Velocidad de Sedimentación	86
28. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Abajo, Dique Principal Primera Etapa.	106
29. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Abajo, Dique Principal Primera Etapa.	107
30. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Arriba, Dique Principal Primera Etapa	107
31. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Arriba, Dique Principal Primera Etapa.	107
32. Estabilidad Física Estático en Operación Aguas Abajo, Dique Principal Primera Etapa.	108
33. Estabilidad Física Sísmico en Operación Aguas Abajo, Dique Principal Primera Etapa.	108
34. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Abajo, Dique Principal Segunda Etapa.	109
35. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Abajo, Dique Principal Segunda Etapa.	109
36. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Arriba, Dique Principal Segunda Etapa.	110



37. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Arriba, Dique Principal Segunda Etapa.	110
38. Estabilidad Física Estático en Operación Aguas Abajo, Dique Principal Segunda Etapa.	111
39. Estabilidad Física Sísmico en Operación Aguas Abajo, Dique Principal Segunda Etapa.	111
40. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Abajo, Dique Secundario.	112
41. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Abajo, Dique Secundario.	112
42. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Arriba, Dique Secundario.	113
43. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Arriba, Dique Secundario.	113
44. Estabilidad Física Estático en Operación Aguas Abajo, Dique Secundario.	114
45. Estabilidad Física Sísmico en Operación Aguas Abajo, Dique Secundario.	114



ÍNDICE DE ANEXOS

	Pág.
1. Anexo 1: Perforación Diamantina	126
2. Anexo 2: Análisis de Permeabilidad	128
3. Anexo 3: Hidrografía	129
4. Anexo 4: Clasificación de Macizo Rcoso	130
5. Anexo 5: Ensayos de Laboratorio	134
6. Anexo 6: Resultados de Laboratorio	135
7. Anexo 7: Ensayo Proctor Modificado	136
8. Anexo 8: Ensayos de Compresión Triaxial	137

RESUMEN

El presente trabajo de investigación “Diseño Geotécnico de Contenedores de Relave en Tajo de Mina, Unidad Minera Tacaza - CIEMSA”, fue una necesidad imperante para la empresa debido a que los existentes ya están bordeando los límites permitidos por las autoridades es por ello la investigación es de tipo cuantitativo, descriptivo y aplicativo realizado en dicha unidad, teniendo como objetivos si durante su construcción y operación con los materiales empleados sería estable los diques teniendo como requisito necesario cumplir los factores de seguridad establecidos por las autoridades respectivas. Los ensayos de laboratorio, análisis y simulación de dichos contenedores con software Slide nos permite visualizar que los resultados si son aceptables como son : la caracterización del macizo rocoso en la que se construyó es del tipo de roca mala clase IV según la clasificación geomecánica RMR de Bieniawski (1979), la permeabilidad del material empleado es medianamente permeable (0.000019 a 0.000048 cm/s), su deformabilidad se encuentra en un rango de 2 a 4 cm, la cohesión para el dique en etapas de construcción y operación sea en la primera etapa como en la segunda en condiciones estáticas y seudoestáticas en terrenos con presencia de cenizas volcánicas (arenas limosas) es de 10 KPa y en rocas volcánicas es de 75 KPa, el ángulo de fricción para el dique principal y secundario durante su construcción y operación, varía si son aguas arriba y aguas abajo con rangos entre 31° a 35°. Por lo analizado los factores de seguridad para los diques principal y secundario en condiciones estáticas y seudoestáticas varían de 1.2 a 1.9 que son superiores a las normas establecidas, por lo tanto indica que la construcción de dichos contenedores si son permitidos realizarlos.

Palabras clave: Contenedor, dique, diseño geotécnico, tajo, seguridad.



ABSTRACT

The present research entitled "Geotechnical Design of Tailing Containers in Mine Pit, Tacaza Mining Unit - CIEMSA", was an imperative necessity for the company because the existing ones are already bordering the limits allowed by the authorities. The research is quantitative, descriptive and applicative and was carried out in this mining unit. The objective of this study was to determine if these dams would be stable during their construction and operation with the materials used, having as a requirement to comply with the safety factors established by the respective authorities. The laboratory tests, analysis and simulation of these containers with the Slide software, allow us to determine that the results are acceptable, such as: the characterization of the rock massif in which it was built is of the bad rock type and class IV according to the RMR Bieniawski's geomechanical classification (1979), the permeability of the material used is moderately permeable (0.000019 to 0.000048 cm/s), its deformability is in the range of 2 to 4 cm, the cohesion for the dam in the construction and operation stages in both the first and second stages in static and pseudo-static conditions in soils with volcanic ash (silty sands) is 10 KPa and in volcanic rocks it is 75 KPa, the friction angle for the main and secondary dams during construction and operation varies between upstream and downstream with ranges between 31° and 35° . According to the analysis, the safety factors for the main and secondary dikes in static and pseudo-static conditions vary from 1.2 to 1.9, which are higher than the established standards. Therefore, it is concluded that the construction of these containers is allowed.

Keywords: Container, dike, geotechnical design, pit, safety.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación “Diseño Geotécnico de Contenedores de Relave en Tajo de Mina, Unidad Minera Tacaza - CIEMSA”, se desarrolla en base a tener nuevas áreas de almacenamiento de relaves espesados por que las actuales ya no tienen capacidad para seguir almacenando en la actualidad, éstas se encuentra próximo a la cota máxima de almacenamiento declarado y permitido ante el ente fiscalizador como es el Ministerio de Energía y Minas, esta problemática se acrecienta considerando que la mina tiene previsto incrementar su capacidad de tratamiento en la planta metalúrgica, así como la limitación topográfica de la zona para la proyección de un nuevo depósito de relaves.

El trabajo consta de varios capítulos, los cuales se describen muy sucintamente.

El Capítulo I, comprende el marco teórico conceptual donde se considera los antecedentes, las teorías referentes al trabajo de investigación considerando varios trabajos realizados y nos permita plantear la hipótesis.

El Capítulo II, comprende el planteamiento del problema a desarrollar, formulando objetivos e hipótesis para el trabajo de investigación.

En el Capítulo III, trata sobre la metodología a seguir en el trabajo, tipo de investigación, ubicando el área en estudio.

El Capítulo IV, comprende el desarrollo de los resultados y análisis sobre los datos que se obtuvo, dando conformidad a lo que se estableció como objetivo y comprobando con la hipótesis.

Finalmente, se establecen las conclusiones y recomendaciones como resultado de la investigación. También se hace referencia de la bibliografía consultada y como complemento un anexo de datos auxiliares que se han requerido para la culminación del trabajo.

CAPITULO I

REVISIÓN LITERARIA

1.1. Marco teórico

1.1.1. Estabilidad de Taludes.

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

Los análisis a posteriori de taludes se realizan una vez que la rotura se ha producido, y, por tanto, se conoce el mecanismo, modelo y geometría de la inestabilidad. Es un análisis muy útil para la caracterización geomecánica de los materiales involucrados, para el estudio de los factores influyentes en la rotura y para conocer el comportamiento mecánico de los materiales del talud; los resultados obtenidos pueden ser extrapolados a otros taludes de similares características. Estos análisis consisten en determinar, a partir de los datos de campo necesarios (geometría, tipos de materiales, modelos de rotura, presiones hidrostáticas, etc.), los parámetros resistentes del terreno, generalmente pares de valores c y ϕ , que cumplen la condición de equilibrio estricto del talud (es decir, $F=1,0$), a lo largo de la superficie de rotura, para las condiciones reales en que esta tuvo lugar (Gonzales, 2002).

Así mismo cuando se realiza análisis de estabilidad de taludes se tocan temas de rotura de masa de suelos, indicando que son agentes externos responsables de la inestabilidad, expresado por una fuerza de masa, el peso y ocasionalmente las filtraciones de agua que debe añadirse (Pérez, 2005).

La estabilidad de un talud no saturado en terreno natural se evalúa a partir de la variación de la tensión de succión en la capa de suelo inducida por la lluvia, por lo tanto, la estabilidad de la pendiente infinita de un talud en terreno natural puede evaluarse en tiempo real estimando el esfuerzo de succión en el suelo no saturado debido a las precipitaciones, cuando el contenido volumétrico de agua o la succión matricial en el suelo se están controlando en el campo (Young *et al.*, 2016)

1.1.2. Factor de seguridad

El estado tensional de la totalidad de la masa de suelo, a lo largo de la aplicación de la carga es obtenido mediante el análisis por elementos finitos donde las tensiones normales y de corte son computadas en relación a una superficie de falla seleccionada, utilizando un procedimiento para combinar un análisis de tensiones por elementos finitos en un talud con los conceptos del método de análisis por equilibrio límite, obteniendo un factor de seguridad general que expresa la estabilidad del talud basándose en las tensiones calculadas en la masa de suelo (Yulindasari, 2015).

Las tensiones calculadas por elementos finitos son usadas para calcular las tensiones normales y de corte en la superficie de falla. Las tensiones efectivas del paso de carga analizado son usadas para calcular los factores de seguridad locales en el centro de la base de cada faja así como el factor de seguridad general de toda la superficie de deslizamiento.

El factor de seguridad general se define en concordancia con el método de elementos finitos para estabilidad de taludes descrito por Kulhawy *et al.*, (1969) y se expresa como la relación entre la suma de la resistencia incremental de la fuerza cortante S_r , y la suma de la fuerza movilizadora al corte, S_m , a lo largo de la superficie de falla (Duncan, 2018):

$$F_{fem} = \frac{\sum S_r}{\sum S_m}$$

1.1.3. Factores Influyentes en la Estabilidad.

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) (Kanda, 2016).

La condición de los factores citados puede determinar la condición de rotura a lo largo de una o varias superficies, y que sea cinemáticamente posible el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo o roca. La posibilidad de rotura y los mecanismos y modelos de inestabilidad de los taludes están controlados principalmente por factores geológicos y geométricos.

Los factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos se consideran factores condicionantes, y son intrínsecos a los materiales naturales. En los suelos la litología, estratigrafía y las condiciones hidrogeológicas determinan las propiedades resistentes y el comportamiento del talud. En el caso de macizos rocosos competentes el principal factor condicionante es la estructura geológica: la disposición y frecuencia de las superficies de discontinuidad y el grado de fracturación; en materiales blandos, la litología y el grado de fracturación juegan también un papel preponderante.

Junto a los factores condicionantes de la estabilidad de los taludes (también denominados pasivos), los factores desencadenantes o activos provocan la rotura una vez que se cumplen una serie de condiciones. Estos últimos son factores externos que actúan sobre los suelos o macizos rocosos, modificando sus características y propiedades y las condiciones de equilibrio del talud. El conocimiento de todos ellos permitirá un correcto análisis del talud, la evaluación del estado de estabilidad del mismo y, en su caso, el diseño de las medidas que deberán ser adoptadas para evitar o estabilizar los movimientos. (Gonzales, 2002).

1.1.3.1. Mecanismos de falla

La ocurrencia de una falla obedece a un proceso, el cual comprende una gran cantidad de factores, en el espacio y en el tiempo.

a) Condiciones Originales del Talud (Susceptibilidad)

Todo talud tiene unas propiedades o características físicas como son el relieve, geología, propiedades mecánicas de los materiales y perfiles, condiciones ambientales, cobertura vegetal, etc. Estas condiciones determinan una susceptibilidad al deterioro, a la acción de los factores detonantes y al fallamiento. (Suarez, s. f.).

b) Equilibrio o Desequilibrio de Fuerzas (Factor de seguridad)

En un talud estable hay un equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, entre las cuales es determinante la fuerza de gravedad. En la figura 3, se muestran las masas que tratan de producir el movimiento y las masas que tratan de contrarrestarla.

Si se colocan cargas adicionales en la parte superior del talud o se remueven en el pie, se puede producir la inestabilidad de éste. Igualmente, la inestabilidad puede ocurrir por el aumento de la pendiente del talud (Suarez, s.f.).

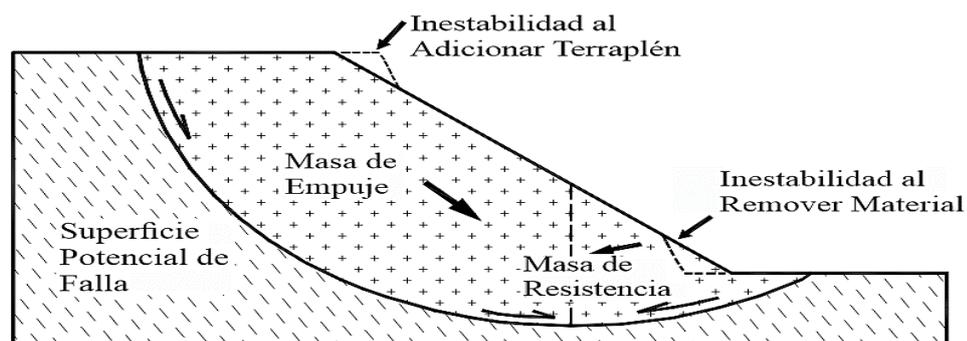


Figura 1. Equilibrio o Desequilibrio de Fuerzas en un Talud.

Fuente: Suarez (s.f.)

c) El Deterioro (Modificación de las condiciones originales)

El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción. Esto incluye la alteración mineral, los

efectos de relajación y la abrasión. Los efectos del deterioro pueden ser lentos o rápidos y se acumulan hasta producir la falla en forma progresiva.

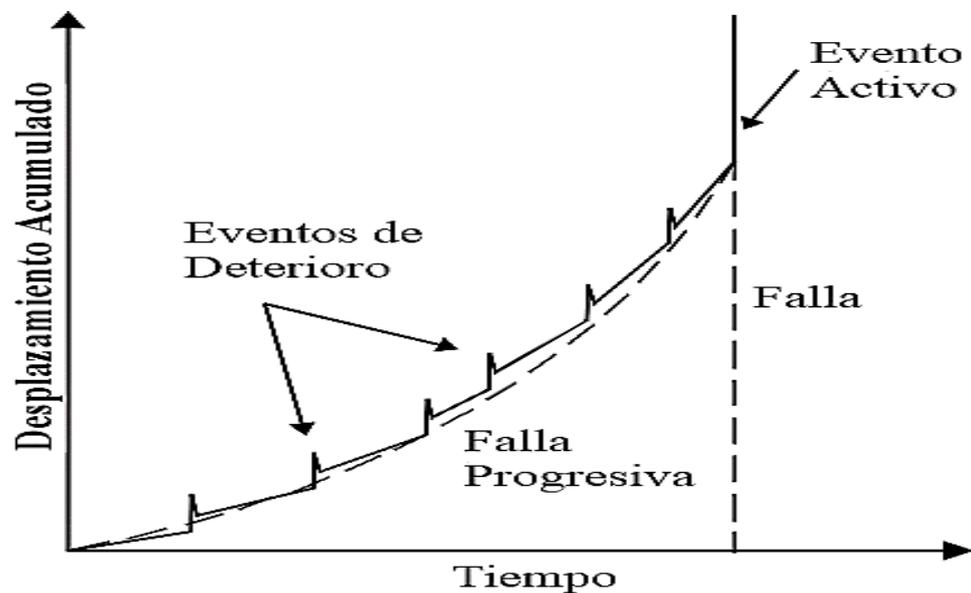


Figura 2. El Efecto de Deterioro.

Fuente: Suarez (s.f.)

Cuando se corta un talud, para la construcción de una vía o de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiándose la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado. La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud.

El resultado del deterioro es una disminución en la resistencia al cortante del material, falla progresiva por expansión o fisuración, deformación al cortante, inclinación, desmoronamiento, etc. Igualmente se puede producir descomposición por desecación, reducción de la cohesión, lavado y remoción de los cementantes, disolución, erosión interna o sifonamiento. El deterioro, con el tiempo, da lugar a la necesidad de mantenimiento o construcción de obras de estabilización (Suarez, s.f.).

d) Factores Detonantes (Activación del movimiento)

En el fenómeno de detonación o activación de un deslizamiento, actúa una serie compleja de procesos, los cuales, ocasionalmente, se traslapan con los factores de deterioro. Los deslizamientos pueden activarse en forma instantánea o en forma progresiva. El resultado generalmente es un aumento en los esfuerzos de cortante. Estos esfuerzos aumentan a lo largo de la superficie de falla hasta que ocurre el movimiento (Suarez, s.f.).

Los elementos externos más comunes que pueden generar la activación de un deslizamiento son los siguientes:

- ✓ Corte del soporte en el pie del talud por acción de la erosión o de actividades humanas, como la construcción de carreteras.
- ✓ Lluvias intensas o prolongadas y/o fluctuaciones fuertes del nivel de aguas subterráneas (Liu, 2015).
- ✓ Sismos o vibraciones fuertes.
- ✓ Colocación de cargas sobre el talud.
- ✓ Combinación de algunos de los elementos anteriores.

1.1.3.2. Fallamiento

El proceso de fallamiento después de que interviene el factor detonante, por lo general es un fenómeno físico, en el cual las condiciones de esfuerzo y deformación juegan un papel preponderante (Azizi, 2000).

Para el análisis de un deslizamiento o para la determinación de niveles de amenaza y riesgo, es esencial que se tenga claridad sobre los procesos de evolución que generan un deslizamiento, la susceptibilidad, los procesos de deterioro y los factores detonantes, así como el proceso de fallamiento propiamente dicho (Suarez, s.f.).

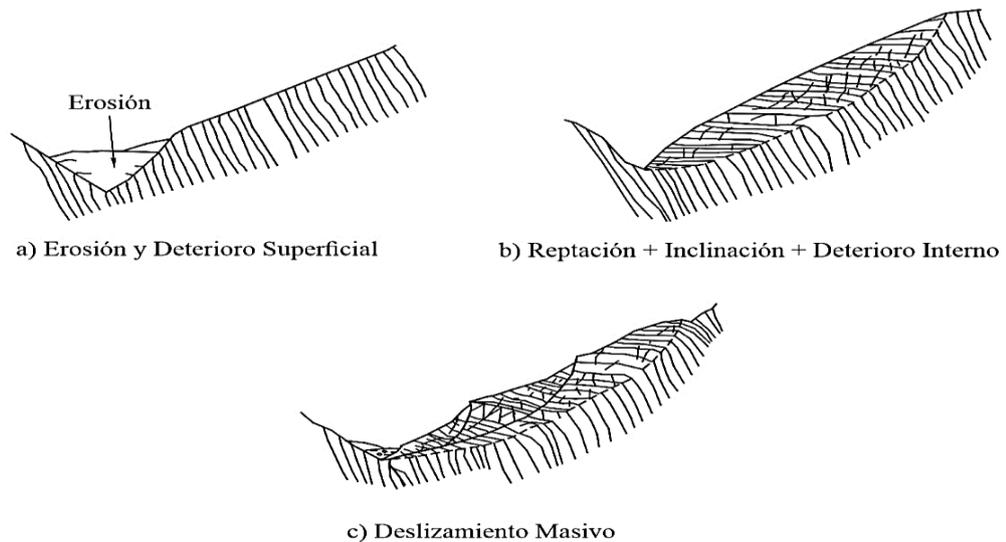


Figura 3. Evolución de un Deslizamiento en la Roca Fracturada al Profundizarse en un Cauce por Erosión Permanente.

Fuente: (Suarez, s.f.)

1.1.3.3. Criterios para el diseño de los taludes

La estabilidad de los taludes en una explotación a cielo abierto tiene una gran importancia para la seguridad y efectividad económica de la misma por lo que debe ser considerada desde el inicio del proceso de diseño.

Los aspectos más importantes que afectan la seguridad en los frentes y operaciones son los siguientes (Watson, 2005):

- Caída o deslizamiento de rocas sueltas.
- Colapso parcial de un banco.
- Colapso general de un bordo de la cantera.

1.1.3.4. Cálculo de la estabilidad

Los métodos de cálculo, para definir la estabilidad, establecer un mecanismo cinemático de falla, extraído naturalmente de la experiencia, con base en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producir el movimiento como fuerzas de gravedad, filtración, presión de agua, etc.(fuerzas motoras), las cuales se han de comparar por algún procedimiento con las fuerzas que son capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca como resistencia del terreno, raíces y otras (fuerzas resistentes). Es decir que la estabilidad se entiende

como la seguridad de una masa de tierra contra la falla o el movimiento. Así todos los métodos de cálculo en boga están ligados a un mecanismo cinemático de falla sea del tipo que se considera. (De Matteis, 2003).

1.1.3.5. Modelos de deslizamiento

El deslizamiento de un talud se produce por la rotura y posterior desplazamiento de una cuña de suelo a lo largo de un plano de debilidad, lo que ocasiona un desmoronamiento total o parcial de dicho talud. Las causas que producen este deslizamiento son muy diversas filtraciones de agua, vibraciones, socavaciones lo que hace difícil su encuadre analítico.

El Ingeniero sueco Pettersson, tras estudiar con detenimiento este problema, concluye que el deslizamiento de un suelo se produce a lo largo de una superficie de curvatura variable, que posteriormente asimilo a un arco de circunferencia da su mayor simplicidad de cálculo, en honor a la nacionalidad de su descubridor, estas superficies de rotura reciben el nombre de óculos suecos. (Bañon, 2006).

1.1.3.6. Rotura planar

Se llama rotura planar o plana a aquella en la que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana. Es la más sencilla de las formas de rotura posibles y se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud. Frecuentemente se trata de fallas que interceptan al talud (Lain, 2000).

También puede producirse en terrenos granulares en los que, entre dos terrenos de buenas características resistentes, se intercala un estrato de poco espesor de material con menos resistencia. Este tipo de rotura no es muy frecuente, ya que deben darse las dos condiciones siguientes: Los rumbos o trazas horizontales del plano del talud y del plano de deslizamiento deben ser paralelos o casi paralelos, formando entre sí un ángulo máximo de 20°. (Herrera, 2000).

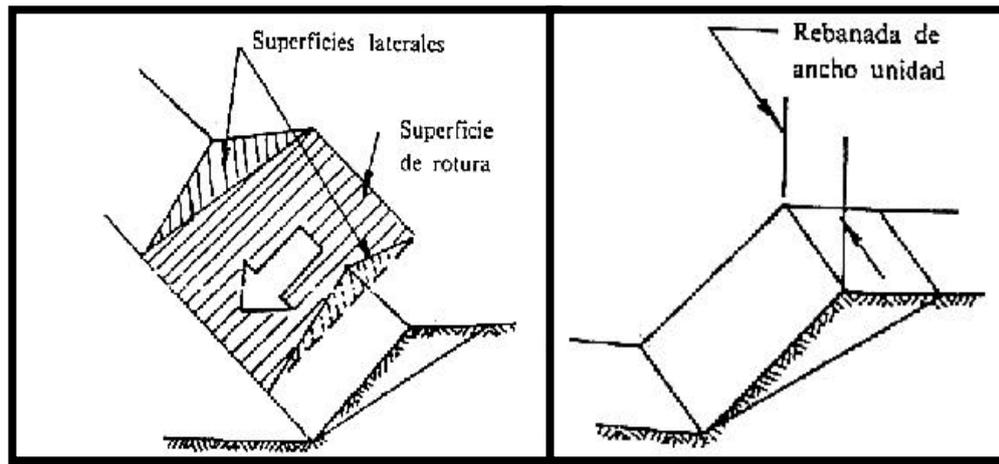


Figura 4. Rotura Planar

Fuente: (Herrera, 2000)

1.1.3.7. Deslizamiento plano o falla plana

La falla plana se produce a favor de la superficie preexistente, que puede ser una estratificación, una junta tectónica, una falla u otro tipo de discontinuidad. Este deslizamiento se puede producir a lo largo de una superficie plana. Hoek y Bray (1981) establecen las condiciones cinemáticas y mecánicas que deben cumplirse para que se produzca este tipo de falla. Primero, la superficie de falla corresponde a un plano continuo que debe tener un rumbo paralelo o casi paralelo a la superficie del talud, sin diferir en más de $\pm 20^\circ$. Segundo, la superficie de falla debe buzarse hacia el exterior del talud, es decir, el buzamiento de la superficie de falla ψ , debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud ψ . Tercero, el buzamiento de la superficie de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción en este plano, en el caso de no haber cohesión. Y cuarto, las superficies laterales que separan el plano deslizante deben tener una resistencia despreciable frente al conjunto talud y plano de falla. (Sobarzo, 2011).

1.1.3.8. Deslizamiento rotacional

El caso más común de deslizamiento rotacional, se da en taludes de suelos arcillosos homogéneos o de roca finamente triturada. En este tipo de material, se forman grietas de tensión que generan planos de deslizamiento en forma de cuchara

con superficie cóncava hacia arriba. En los deslizamientos, el movimiento es más o menos rotacional sobre un eje que es paralelo al talud. (Herrera, 2000).

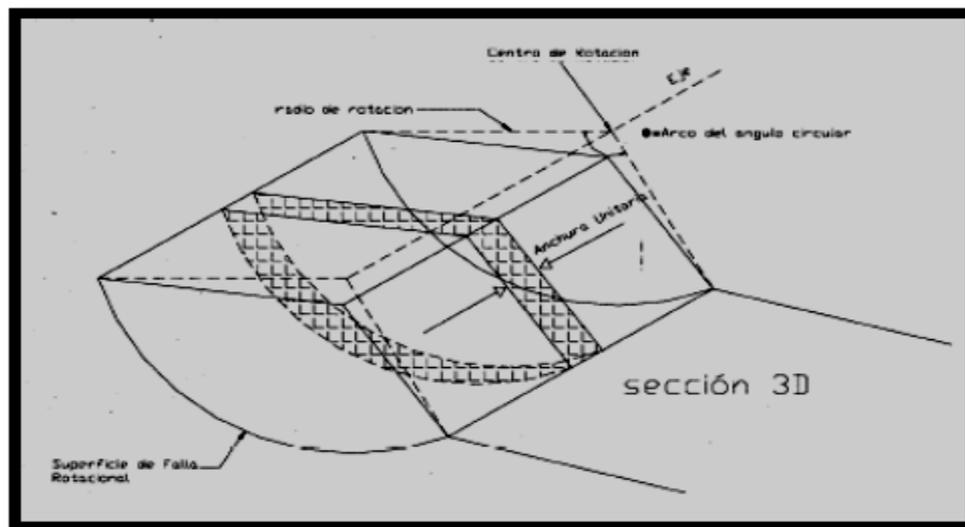


Figura 5. Esquema que Muestra la Modalidad de Deslizamiento Rotacional.

Fuente: (Herrera, 2000).

1.1.3.9. Deslizamiento por bloques

El deslizamiento por bloques ocurre cuando el vector de peso de un bloque de roca que descansa en un plano inclinado cae afuera de la base del bloque. (Herrera, 2000).

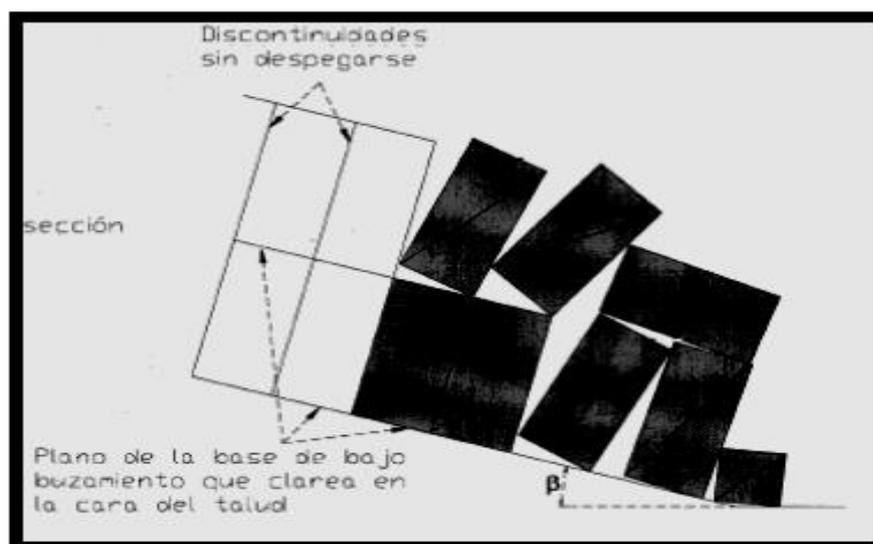


Figura 6. Esquema que Muestra la Modalidad de Deslizamiento de Bloques.

Fuente: (Herrera, 2000)

1.1.3.10. Métodos de Equilibrio Límite

Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable, teniendo una aplicación limitada por que no pueden predecir ni la deformación ni el alcance de la deformación del talud (Call, 2009). No tienen en cuenta las deformaciones del terreno, suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte (Herrera, 2000), también es aplicable el criterio básico de resistencia de Hoek-Brown (Cheng, 2008).

Se pueden clasificar a su vez en dos grupos: métodos exactos y métodos no exactos.

- a) **Métodos exactos:** La aplicación de las leyes de la estática proporcionan una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas.
- b) **Métodos no exactos:** En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

Los métodos de las dovelas o rebanas pueden clasificarse en dos grupos:

- **Métodos aproximados:** no cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado (Weber, 2010).

- Métodos precisos o completos: cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop Riguroso.

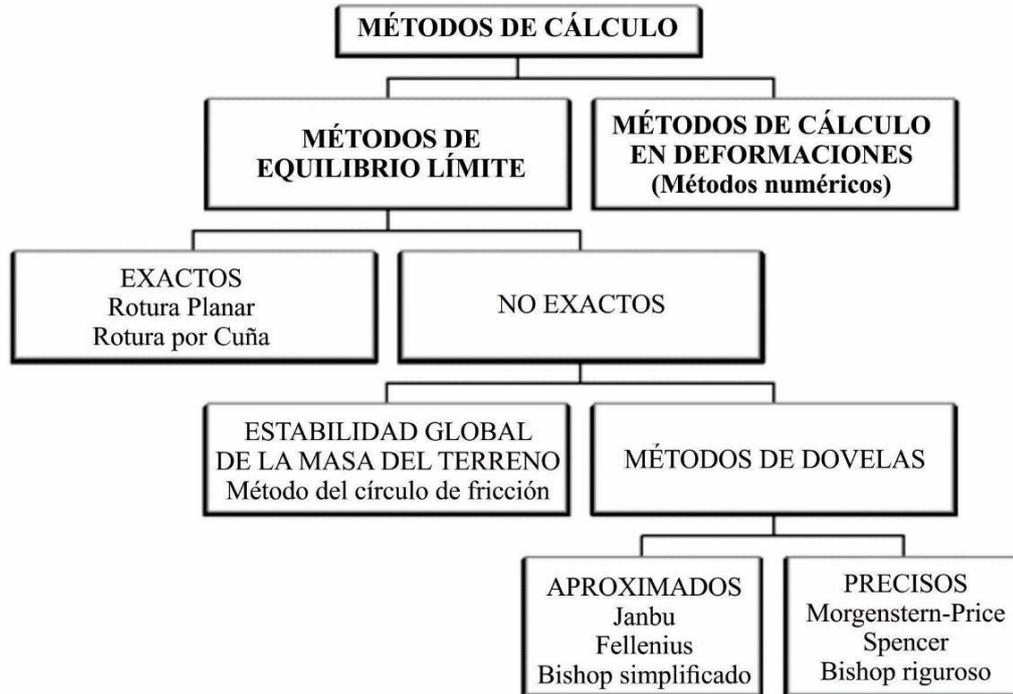


Figura 7. Diferentes Métodos de Cálculo.

Fuente: (Herrera, 2000).

1.2. Antecedentes

Rivera (2009), menciona que el estudio del tipo de suelos que se encuentra en la zona, requiere de la estabilización del talud, que permitirá determinar los parámetros necesarios para verificar la estabilidad con el fin de establecer medidas de control que garanticen el óptimo funcionamiento de las diferentes obras que se realizan durante su periodo de vida útil. Debido a la cantidad y variedad de deslizamiento existentes en las diferentes zonas alrededor del talud, o estabilizar en la ciudad y de las pérdidas económicas que provoca el colapso total o parcial de la obra y es necesario realizar una exhaustiva evaluación de los deslizamientos producidos en la zona con el fin de emprender una serie de análisis que nos permitan determinar soluciones viables e inmediatas que garanticen la estabilidad de las estructuras existentes. Demostrar cuál es el estado de arte de la ingeniería geotécnica ante un problema relacionado con esta norma como es el deslizamiento de taludes y estabilización de los mismos.

Para Baeza (1994), la existencia de peligros respecto a la rotura y movilidad, que ayudan a la mejor caracterización de las condiciones de estabilidad de las laderas y de este modo la peligrosidad potencial de la determinación de la peligrosidad de deslizamiento. Establecer tipologías morfológicas y geométricas de los movimientos en masa de una amplia zona del Perineo Oriental utilizando como una base de datos para el análisis estadístico de los factores relativos a la estabilidad y evolución de las laderas como la preparación posterior de los mapas de susceptibilidad. Implementar el análisis de la estabilidad y la estimación de la susceptibilidad a escala regional y los metodológicamente diferentes a los de un estado local.

La clasificación automática utilizando índice morfométricas ha permitido la agrupación de movimientos con características semejantes y comprobar la existencia de una distinta movilidad según el mecanismo de progresión y establecer las diversas tipologías por separado.

Manrique (2010), indica lo siguiente:

- Los deslizamientos preexistentes se reactivan, son dinámicas e inestables, producen constantes deslizamientos durante las operaciones mineras.
- La potencia promedio del material deslizado alcanza más de 100 m.

- La falla Roxana y las estructuras de cizalla buzan hacia el lado sur, por lo tanto los fluidos mineralizantes provienen del lado sur, restringido por rocas de composición andesítica y flujos dómicos QFP, alcanza su máxima mineralización y diseminación en tobas de composición ácida.
- Todo material ubicado sobre la paleo superficie Lupe, tiene un comportamiento de roca blanda o suelo, por lo tanto los estudios y análisis posterior debe ser como tal; por ejemplo, un análisis estructural o micro tectónico no sería aplicable, porque todo el material está movido por deslizamientos formaciones de talud y actuales provocados por las operaciones mineras; mientras tanto, para los materiales ubicados debajo de la paleo superficie, debe ser considerado para rocas muy fracturadas.

Según Romero (2011), el origen de las fallas en los taludes es la variación de condición que sufren las laderas anualmente o derivado de los procesos constructivos. Otros factores que contribuyeron a la falla de taludes son el riesgo de cultivos en la cresta de taludes, tuberías rotas, la ubicación de pozos de absorción los cuales producen infiltración creando presiones intersticiales, por lo tanto se puede decir que en el año 2008, particularmente en el tramo: Tecpán – Los Encuentros, el comportamiento de lluvia fue casi parejo, con la particularidad que los cortes en los taludes se acaban de llevar a cabo, lo que trajo consigo que los materiales que habían quedado sueltos derivados de los cortes y con las lluvias de ese año, se produjeran deslizamientos y derrumbes. Si se evalúa la estabilidad de taludes para cualquier proyecto ya sea este de cualquier magnitud, una manera de trabajar es mediante la sectorización de la vía en zonas homogéneas, pero es un trabajo dispendioso que requiere contar con la participación de al menos un geólogo y un geotecnista experimentado.

De León (1988), indica que la experiencia ha demostrado que durante el periodo de construcción la probabilidad de falla es menor que al terminar la presa y desde luego, las primeras son de carácter mucho menos catastrófico; sin embargo, es común que las presiones neutrales alcancen en la construcción valores mayores que en el inicio o subsecuente. Por la primera razón, en esta etapa del análisis cabe ser relativamente altas; por la segunda, el análisis debe realizarse siempre. Este tipo de análisis ha demostrado ser especialmente necesario en presas sobre terrenos de cimentación blandos. En terraplenes compuestos total o parcialmente por suelos impermeables con un alto contenido de agua, de tal manera que no llegan a considerarse durante el periodo de

construcción, los esfuerzos cortantes de diseño se determinan a partir de ensayos, UU, realizados sobre muestras no saturadas compactadas, tratando de anticipar los contenidos de agua y densidades del material del terraplén. También son usados en estratos de fundaciones lo suficientemente gruesos como para que la consolidación sea significativa. En los casos en que la consolidación durante la construcción es significativa, el efecto puede estimarse realizando el análisis de estabilidad usando valores de esfuerzo intermedios entre las envolventes UU y en, como se muestra para un caso particular.

Romero (2011), expresa que en el país no se cuenta con métodos estandarizados para evaluar la inestabilidad de los taludes, ni se tiene la práctica de analizar taludes en la fase de diseños de carreteras. Debido a la poca experiencia que se tiene en el país sobre fallas en taludes, rellenos, laderas, etc., y al cambio significativo del clima, se notó un aumento en los problemas de inestabilidad de taludes, en el proyecto en mención, en virtud de tal situación, se implementó empíricamente un procedimiento para identificar las posibles causas de fallas de los taludes y así realizar trabajos tanto preventivos como correctivos adecuados a cada talud.

Espinoza (2013), indica que el contenido de agua presente en la masa del suelo contribuye a la disminución de la estabilidad de taludes, ya que saturan los suelos disminuyendo la cohesión de sus partículas. Esto es observable en la marcada diferencia del factor de seguridad entre el estado de carga final de construcción y operación. En el primer caso, donde no hay incremento de humedad en el cuerpo del terraplén se tiene taludes más seguros debido a que la cohesión del cuerpo de la presa no se ve afectada. No existe un procedimiento que proporcione un factor de seguridad totalmente confiable, por lo que se realizó el análisis de estabilidad usando varios métodos, para obtener un rango de valores en los que el más conservador fue derivado del método de Janbu y el más alto fue otorgado por el método de Bishop, por ende, el resto de factores se encuentran en este intervalo.

Granados (2006), indica que la solución adoptada en este proyecto propone una solución integral al problema de estabilidad global y vegetalización de la Costa Verde; sin embargo, soluciones de este tipo representan montos elevados, por lo que se estimó necesario realizar el presupuesto del proyecto para poder tener un orden de magnitud

del costo en caso se realicen obras de este tipo. En el siguiente capítulo se calcula el presupuesto. Luego de ejecutar el movimiento de tierras será necesario la colocación de tierra vegetal para favorecer el crecimiento de césped que controle la estabilidad local (caída eventual de piedras) y represente una solución paisajísticamente atractiva. Según el análisis realizado, una solución para estabilizar la capa de 0.15m de terreno vegetal será la aplicación de geomallas y geomantas para la mejor adaptación del césped.

Gonzáles (2007), indica que para poder obtener una interpretación más certera de ambos sistemas constructivos en el aspecto económico, es recomendable realizar una comparación en términos de costos totales cuando hay variabilidad en la altura del muro. En el tercio inferior de la altura para un muro de contención, se recomienda colocar una mayor densidad de refuerzos. Para tierra armada, colocando escamas (cinco arranques para plenita). Para Terramesh System, colocando cestas de 0,5m de altura. Cuando se trate de obras en las que se exijan que los tiempos de ejecución sean cortos, se recomienda tierra armada por su alto rendimiento respecto al Terramesh System.

Johari (2016), señala que el deslizamiento de las pendientes naturales generalmente se rige por la combinación de los parámetros del suelo y las características del terremoto. La variabilidad inherente de estos parámetros que afectan la estabilidad de la pendiente sísmica dicta que el problema es de naturaleza probabilística en lugar de ser determinista. El análisis estocástico de la estabilidad sísmica de taludes ha recibido atención en la literatura y se ha utilizado como una herramienta eficaz para evaluar la incertidumbre que prevalece en las variables. En esta investigación, el método de variables aleatorias distribuidas conjuntamente se utiliza como método analítico para el análisis estocástico y la evaluación de la fiabilidad de la estabilidad sísmica de pendientes infinitas sin infiltración. Los parámetros estocásticos seleccionados son el ángulo de fricción interna, la cohesión y la unidad de peso del suelo, que se modelan utilizando una función de densidad de probabilidad normal truncada y el coeficiente sísmico horizontal que se considera que tiene una función de densidad de probabilidad exponencial truncada. Los parámetros geométricos como la altura y el ángulo de la pendiente con respecto a una horizontal se consideran parámetros constantes. Los resultados se comparan con la simulación de Monte Carlo. La comparación de los resultados indica un rendimiento superior del enfoque propuesto para la evaluación de la confiabilidad. (p.17).

Zhuang (2017), basado en el principio de equilibrio final y la idea básica del método Bishop, dividimos la masa del deslizamiento de una pendiente cóncava en tiras y realizamos un análisis mecánico, incorporamos la presión lateral del suelo en una columna 3D en una fórmula de cálculo del coeficiente de estabilidad y deducimos una estabilidad 3D Método de análisis aplicable a deslizamientos de arco de laderas cóncavas. El radio de curvatura de una pendiente cóncava es un factor clave que influye en el ángulo de la pendiente. El ajuste de las alturas del arco superior e inferior de una pendiente cóncava no solo puede realizar la variación del ángulo y la curvatura de una pendiente cóncava, sino que también puede causar variación en la presión lateral. En virtud del análisis mecánico, hemos revelado adecuadamente el efecto de mejora de la estructura cóncava en la estabilidad de la pendiente. Los resultados del análisis de estabilidad muestran que durante la fase de transición de una pendiente plana a una pendiente cóncava, el coeficiente de estabilidad presentó un crecimiento lineal a medida que se eleva la altura del arco superior, y presentó una regla de cambio de función cuadrática, primero aumentando y luego disminuyendo a medida que el grado de sangría fue ampliado, y había un coeficiente óptimo de estabilidad de la pendiente de creación de dimensión que alcanzó un valor máximo; La amplitud de una estructura cóncava que eleva el coeficiente de estabilidad disminuye a medida que aumenta la altura de la pendiente.

Leong (2012), menciona un talud residual del suelo, el talud Bukit Batok, en Singapur, se ha vuelto a analizar utilizando SVSlope 3D, un software de análisis de estabilidad de pendiente tridimensional. Se realizaron análisis de estabilidad de pendiente 2D y 3D para establecer los parámetros representativos de resistencia al corte para usar en los análisis y examinar las diferencias en los resultados. El talud residual del suelo experimentó una falla en 1989 y fue reparada. Posteriormente, en 1991, se detectaron deslizamientos poco profundos en el talud y se tomaron medidas correctivas para bajar la capa freática y reducir los flujos superficiales. Los resultados de los análisis de talud coincidieron con las observaciones de que la pendiente falló debido a las altas posiciones de la capa freática en ambas ocasiones. La condición de infiltración de lluvia simplificada se puede simular suponiendo una succión matricial constante por encima de una succión máxima para la zona sobre la capa freática. Los resultados ilustraron cómo los análisis 3D de estabilidad de taludes se han vuelto menos

desalentadores para realizar y pueden incorporarse en los diseños de taludes de rutina (p. 87).

Seboong (2014), indica presentamos dos estudios de caso de fallas inducidas por la lluvia en pendientes diseñadas. Los métodos tradicionales de equilibrio límite y elementos finitos se expanden a condiciones insaturadas utilizando un marco de tensión efectivo generalizado. Debido a que el esfuerzo efectivo está representado por la curva característica de estrés por succión (SSCC), y el SSCC y la curva de retención de agua del suelo (SWRC) se han unificado con el mismo conjunto de parámetros hidromecánicos, el marco expandido requiere solo tres parámetros hidromecánicos además de aquellos utilizado para análisis de estabilidad de pendiente saturada. Utilizando la lluvia registrada, los parámetros medidos de resistencia al corte y el SWRC, y la geología del sitio, se realizan análisis transitorios de estabilidad de taludes para reconstruir los eventos de falla. Encontramos que, a pesar de las diferencias en la geometría de la pendiente, las propiedades hidromecánicas, la resistencia al corte y el historial de precipitaciones, la falla real ocurrió cuando el factor de seguridad simulado se acerca a su mínimo por debajo de 1.0. Se muestra que el marco hidromecánico bajo el esfuerzo efectivo basado en el esfuerzo de succión puede conciliar el tiempo observado de falla. Presentamos dos estudios de caso de fallas en pendientes cortadas por ingeniería debido a la lluvia en Corea. El análisis tradicional de LE con un esquema de elementos finitos se expande a condiciones insaturadas utilizando un marco de tensión efectivo generalizado. El marco implica dos mejoras principales en el análisis LE previo con métodos de elementos finitos: (1) implementar un esfuerzo efectivo unificado para todas las saturaciones, y (2) tener en cuenta el cambio de humedad y el estrés efectivo debido al flujo transitorio insaturado. Debido a que el SSCC representa la tensión efectiva, y el SSCC y el SWRC se han unificado recientemente por el mismo conjunto de parámetros hidromecánicos, la metodología expandida de equilibrio límite solo requiere la adición de unos pocos parámetros hidromecánicos. Específicamente, además de la cohesión drenada c' y el ángulo de fricción ϕ' para la resistencia al corte, la porosidad θ_s y la Fig. 7. Resultados simulados en el sitio de Pohang: (a) presión de agua de poro el 31 de marzo de 2011, y (b) poro presión del agua el 26 de junio de 2011. Fig. 8. Resultados simulados en el sitio de Pohang: (a) el grado efectivo de saturación frente al tiempo, (b) tensión de succión frente al tiempo y (c) factor de seguridad frente al tiempo. 102 S. Oh, N. Lu / Engineering Geology 184 (2015) 96–103

conductividad hidráulica saturada k_s , solo se necesitan tres parámetros hidromecánicos insaturados para conducir la estabilidad de la pendiente en condiciones de saturación variable.

Los tres parámetros hidromecánicos insaturados son los siguientes: contenido de humedad residual θ_r , presión de entrada de aire u_b y parámetro de tamaño de poro n . Estos tres parámetros, junto con la porosidad θ_s y la conductividad hidráulica saturada k_s , son suficientes para definir el SWRC, HCF y SSCC de un material. El marco hidromecánico basado en el esfuerzo de succión se usa para reconstruir eventos de falla de dos pendientes cortadas por ingeniería en Corea para examinar su validez, aplicabilidad y precisión. Utilizando datos de lluvia registrados, datos de resistencia al corte y SWRC medidos, y geología del sitio, se realizó un análisis de equilibrio de límite transitorio implementado en un marco de elementos finitos para la reconstrucción de los eventos de falla en cada una de las dos pendientes. En los sitios de Hadong y Pohang, se produjeron fallas en las pendientes después de varios días de lluvias inusualmente fuertes y dos días de fuertes lluvias cuando las condiciones a lo largo de toda la superficie de falla estuvieron casi saturadas. La variación de la humedad del suelo y el estrés efectivo podría simularse con base en SWRC y SSCC, en los cuales el grado de saturación aumenta y el estrés efectivo disminuye a lo largo de la superficie de falla debido a la lluvia. En ambos casos, los cambios en la presión del agua de los poros o el estrés de succión o de ~ 80 kPa son responsables de la falla de la pendiente. Encontramos que, a pesar de las diferencias en la geometría de la pendiente, las propiedades hidromecánicas, la resistencia al corte y el historial de precipitaciones, la falla ocurre bajo condiciones saturadas variables cuando el factor de seguridad se acerca a su mínimo o 1.0. En los dos sitios, el marco es capaz de predecir los tiempos de falla reales en cuestión de días y el factor de seguridad dentro de un pequeño porcentaje del estado LE (FOS = 1.0). Con base en los estudios de caso de los dos eventos de falla, se concluye que el marco hidromecánico expandido puede usarse para analizar y predecir con precisión la falla de las pendientes de ingeniería no saturadas en condiciones de lluvia transitoria. La metodología tradicional de diseño de pendientes proporciona el peor de los casos que emplea la resistencia al corte saturada y la ubicación conservadora de la capa freática subterránea cerca de la superficie de la pendiente. Si los ingenieros determinan la inclinación estable de la pendiente con base en el principio de tensión efectiva para el suelo insaturado en el análisis y diseños de estabilidad de taludes, las

pendientes diseñadas pueden diseñarse de manera más precisa o menos conservadora que la metodología tradicional (p.17).

Guilherme (2017), en este artículo dice presentamos un marco estocástico para investigar el papel de la incertidumbre en la superficie de la roca madre y las propiedades hidráulicas en la estabilidad geotécnica de una ladera de manto de suelo variablemente saturado. Este marco combina la simulación de Monte Carlo de un modelo tridimensional de flujo de agua de elementos finitos del dominio del lecho rocoso con análisis de límite numérico para calcular los intervalos de confianza del factor de seguridad (SF) de la ladera durante un período histórico de eventos de lluvia. Se utilizaron tres estudios de caso para ilustrar nuestra metodología con un modelo de profundidad de regolito de una ladera natural insaturada en Río de Janeiro, Brasil. Nuestro modelo de profundidad hasta el lecho de roca predijo mediciones distribuidas con precisión de la profundidad del lecho de roca, proporcionando así un medio para cuantificar, a través del análisis bayesiano, la incertidumbre topográfica del lecho de roca. El primer estudio de caso evalúa esta incertidumbre de la profundidad del lecho rocoso en la estabilidad de la pendiente utilizando una caracterización hidráulica fija de nuestro dominio de pendiente de suelo. Nuestros resultados demuestran que los intervalos de confianza del SF se ven afectados por la incertidumbre de la profundidad del lecho de roca, incluida una variabilidad moderada en el SF durante los períodos en que la interfaz suelo-lecho de roca está insaturada. El segundo estudio de caso se enfocó en la incertidumbre en los parámetros hidráulicos del suelo, mientras se mantenía la superficie de la roca madre media posterior derivada del análisis bayesiano como una geometría de pendiente fija. El SF mostró una variabilidad insignificante cuando el manto del suelo estaba mayormente insaturado, pero los intervalos de confianza aumentaron dramáticamente con la saturación. En el tercer estudio de caso, los efectos combinados de ambas fuentes de incertidumbre produjeron límites de confianza más amplios para el SF. Este hallazgo sugiere que nuestro enfoque de Monte Carlo mejora la caracterización de la estabilidad de la pendiente y la confiabilidad de la producción de modelos hidromecánicos, como los factores de seguridad. La mayor probabilidad de falla obtenida en el tercer estudio de caso respalda aún más esta conclusión. En conjunto, los resultados de nuestros estudios de caso abogan por la necesidad de un tratamiento explícito de la incertidumbre de la profundidad de la roca madre en los estudios de análisis de estabilidad de laderas. Sin este tratamiento, el análisis de

confiabilidad puede conducir a resultados demasiado optimistas al subestimar considerablemente la probabilidad real de falla de ladera. Nuestro artículo mostró cómo incorporar la incertidumbre de la profundidad del lecho de roca en los análisis geotécnicos utilizando un solo marco integrado de simulación de Monte Carlo, modelado de flujo de agua del suelo por elementos finitos y análisis de límite numérico (p.238).

La falla del plano es un modo simple de falla en las pendientes de las rocas, sin embargo, debido a la complejidad en la geometría, la variabilidad en las características de discontinuidad, la distribución desigual de las fuerzas del agua dentro de la pendiente, el recargo y las condiciones de carga dinámica, el mecanismo de falla puede volverse complejo de evaluar. Con los años, se han desarrollado varios métodos que pueden clasificarse en términos generales en métodos convencionales y numéricos. Los métodos convencionales como; El equilibrio límite y los métodos probabilísticos pueden aplicarse a las pendientes que muestran una geometría relativamente uniforme y condiciones geológicas homogéneas. Los métodos de equilibrio límite son los métodos más populares y la integración con el método probabilístico ha fortalecido aún más sus capacidades para simular las condiciones reales de la pendiente. Para geometría compleja y las condiciones geológicas, los métodos numéricos son más adecuados. Estos métodos tienen la capacidad de simular las condiciones reales de la pendiente. Sin embargo, los métodos numéricos requieren mucho tiempo y requieren altas instalaciones computacionales y habilidades especiales en su aplicación. Para una evaluación rápida de la estabilidad de taludes en grandes áreas, las técnicas empíricas, como los enfoques basados en la clasificación de la masa rocosa, son más convenientes y generalmente proporcionan resultados satisfactorios. El método que se aplicará para el análisis de falla de plano puede depender de varios factores, tales como; parámetros de gobierno, complejidad de las condiciones geológicas, condiciones geométricas e hidrológicas, propósito para el cual se debe evaluar la estabilidad de la pendiente, la capacidad computacional y las capacidades de un evaluador para aplicar estas técnicas.

Se pueden diferenciar dos formas básicas de inestabilidad de taludes en las formaciones de flysch que están formadas principalmente por capas de marga: la "exfoliación" de la superficie del material degradado y el deslizamiento a lo largo de las juntas / zonas en las que se ha desarrollado el proceso de meteorización. La "exfoliación" de la superficie del material degradado no afecta directamente la

estabilidad global de las pendientes cortadas en las formaciones de flysch. Una influencia indirecta en la estabilidad de la pendiente es el cambio de la geometría de la pendiente como resultado de este proceso. Si el material degradado se deposita en una carretera / instalación ferroviaria, la seguridad del tráfico puede verse afectada. Este proceso también puede causar problemas de funcionalidad para las instalaciones en la parte superior de la pendiente. El deslizamiento a lo largo de las juntas / zonas en las que se ha desarrollado el proceso de meteorización puede provocar indirectamente el deslizamiento de bloques de roca más duros en la estructura flysch donde se forma un "saliente" a través de la desaparición del material alrededor de una capa más dura. Cuando este "voladizo" alcanza una longitud suficiente, se desprenderá y se deslizará por la pendiente. En pendientes cortadas sin protección en formaciones de flysch, los fenómenos de deslizamientos de tierra / caída de material pueden desarrollarse en el período de varios meses a varios años, dependiendo de la velocidad de meteorización a lo largo de la profundidad de la pendiente. Para evitar la inestabilidad a largo plazo de las pendientes cortadas excavadas en marga, es de suma importancia bloquear el desarrollo del proceso de meteorización. Los factores que influyen predominantemente en el desarrollo de la meteorización son los procesos cíclicos de mojado en seco, enfriamiento por calor, enfriamiento libre, etc. Para bloquear la influencia de estos procesos, la superficie de la pendiente debe estar "sellada". La roca se puede sellar de dos maneras.

Puell (2003), ha visto cómo en la naturaleza abundan las grandes roturas en roca total o parcialmente circulares, tanto en las laderas naturales como en taludes excavados por el hombre. De forma resumida en el estudio de una rotura global no gobernada por las juntas o discontinuidades, generalmente se ha recurrido a los mismos métodos e hipótesis que se emplean en los suelos, por ejemplo por métodos de equilibrio límite o métodos tenso – deformacionales y con un criterio de rotura Mohr – Coulomb, este criterio no refleja correctamente la resistencia de los macizos rocosos porque su linealidad no le permite adaptarse al menor incremento de resistencia que realmente experimentan con el aumento de las tensiones de confinamiento, además los parámetros que intervienen en el criterio de Mohr –Coulomb, cohesión, c , y ángulo de rozamiento, ϕ , se obtienen por medio de ensayos de campo y laboratorio, circunstancia esta que en la práctica no es posible para los macizos rocosos, o por medio de análisis

retrospectivos en el caso de que se halla producido la rotura (.....) la técnica de cálculo que considera el factor de seguridad con relación al aumento de la fuerza de la gravedad que provoca la inestabilidad del talud, aun siendo de aplicación directa a criterios de rotura no lineales, se ha descartado por no actuar sobre la resistencia del terreno y por aportar valores de distinto orden de magnitud que los habituales. Si con el factor de seguridad se tratan de cubrir las incertidumbres respecto a la resistencia del macizo rocoso, cuando se aplica el criterio de rotura de Hoek – Brown, las mayores incertidumbres a la hora de estimar la resistencia del macizo rocoso provienen principalmente de los errores subjetivos producidos durante la caracterización geomecánica del macizo rocoso para obtener el índice GSI. Esta incertidumbre es menor en la resistencia a compresión simple, RCS, y menor aún en el parámetro m_i , por obtenerse con ensayos de laboratorio.

Morales (2012), los contactos geológicos no necesariamente coinciden con los contactos sísmicos ya que los geofísicos identifican paquetes de comportamiento físicos similares. Toda la información geofísica, han servido para observar la estratigrafía del talud adyacente al trazado vial actual, determinando los parámetros geotécnicos de cada capa litológica encontrada, los sondeos eléctricos verticales ayudaron a identificar la posible presencia de acuíferos, que para el presente caso no existen.

Yunpeng (2016), éste artículo combinó un criterio de falla no lineal en un enfoque cinemático de análisis de límites para evaluar la estabilidad de pendientes uniformes. Varias arcillas de la literatura anterior se utilizaron aquí para explorar las influencias del criterio de falla no lineal en la estabilidad del talud. También se investigan los efectos 3D en los límites superiores de las alturas críticas H_{cr} asociados con criterios lineales y no lineales. Las principales conclusiones que surgen de los resultados y análisis son: (1) Las diferencias entre las soluciones lineales y no lineales podrían cambiar con la inclinación variable de la pendiente del talud, dando como resultado dos inclinaciones críticas de la pendiente β_1 y β_2 . Para pendientes con $\beta < \beta_1$ o $\beta > \beta_2$, el uso del criterio de falla lineal sobrestimaré la estabilidad de las pendientes en suelos que obedecen al criterio de falla no lineal. Sin embargo, en el rango intermedio de $\beta_1 < \beta < \beta_2$, las alturas críticas derivadas por el criterio de falla lineal son más pequeñas que las soluciones no lineales, y la subestimación mediante el uso del criterio de falla lineal no puede pasarse por alto. (2) Los efectos 3D casi no influyen en los valores críticos de los

dos ángulos de inclinación de la pendiente β_1 y β_2 . (3) El efecto del criterio de falla no lineal sobre la estabilidad del talud será más significativo para taludes con una B / H menor.

Para la aplicación de estos métodos para evaluar la estabilidad de un talud con múltiples mecanismos de fallo requiere que el usuario defina las ubicaciones probables de deslizamiento antes del cálculo. Esto requiere una amplia experiencia en ingeniería y supone una responsabilidad excesiva para el ingeniero en cuestión. En este trabajo se propone el uso de un método de optimización de enjambre de partículas localmente informado que es capaz de converger simultáneamente a múltiples superficies de deslizamiento críticas. Este modelo de optimización, combinado con un análisis de fiabilidad, es capaz de definir todas las áreas de interés dentro de un talud. Se presenta un estudio de caso de un talud ferroviario que pone de relieve las ventajas del modelo en comparación con los modelos de optimización de un solo objetivo. Este enfoque es especialmente útil para la evaluación de la estabilidad de los grandes taludes existentes con una estratigrafía complicada es especialmente beneficiosa, ya que es probable que estos taludes contengan múltiples superficies de deslizamiento viables (Cormac, 2016).

En la evaluación de la estabilidad de los muros de los tajos abiertos, los ingenieros geotécnicos tienen que lidiar con la incertidumbre relacionada con la geología estructural, los parámetros mecánicos de la roca, las aguas subterráneas, etc. Esta incertidumbre tendrá un impacto inmediato y significativo en la evaluación de la estabilidad de los muros y significativamente en la evaluación de la estabilidad de las paredes y, por lo tanto influye en la recuperación del mineral y, en última instancia, en el rendimiento financiero de la minería a cielo abierto. Sin embargo, el factor de seguridad convencional aplicado para medir la estabilidad de los taludes y los paquetes informáticos analíticos correspondientes no pueden considerar cuantitativamente la variabilidad o la incertidumbre de los datos de entrada (Xu, 1997).

La idoneidad de los suelos para la construcción de subrasantes viene determinada por sus propiedades, para ello los suelos gruesos, arenosos y limosos son los más adecuados, estos suelos sufren cambios significativos en su composición, estructura y textura de los minerales naturales bajo la influencia de factores meteorológicos y climáticos. Los suelos gruesos artificiales pueden diferir por la composición petrográfica y el metamorfismo de los minerales, estos sistemas multicomponentes

están formados por componentes de grano fino y partículas grandes que varían en fuerza, agua y resistencia a las heladas. La característica de resistencia de los agregados se tomó como un criterio integrado para la evaluación de la subrasante de los terraplenes basándose en parte en las capacidades del ensayo y también en la necesidad de la creación de una estructura densa para los suelos gruesos multicomponentes. El problema de utilizar suelos gruesos en los terraplenes es la posibilidad de que se produzcan asentamientos del suelo debido al gran espacio entre las partículas y al impacto de los factores meteorológicos y climáticos, para garantizar la durabilidad y la estabilidad de los taludes del terraplén, se desarrollaron soluciones tecnológicas para crear una estructura única y resistente. Estructuras de subrasante eficaces que tienen en cuenta las características de estos materiales y que garanticen su sostenibilidad y estabilidad se desarrollaron basándose en los resultados de la investigación sobre los residuos de carbón (Vyrozhemsky, 2016).

Estudiar la estabilidad del talud oeste de la mina a cielo abierto de Buzhaoba y determinar el coeficiente de estabilidad por antigüedad durante el desarrollo de la masa de deslizamiento del perfil 34.600 se obtiene a partir de los datos hidrológicos, geológicos y de control. El método de empuje residual se utiliza para calcular los coeficientes de estabilidad, que son 1,225 y 1,00 en condiciones de sonido y transfixión, respectivamente. La curva de cambio del coeficiente de estabilidad en el desarrollo de la masa de deslizamiento se obtiene a partir de los análisis pertinentes, y posteriormente se proponen las medidas de control de la estabilidad. Los resultados del análisis indican que en la fase de agrietamiento de la roca dura, el coeficiente de estabilidad del talud disminuye linealmente con el aumento de la longitud de la roca dura. La pendiente lineal está positivamente correlacionada con la cohesión de la roca "C". En la etapa de transfixión de la roca blanda, la velocidad de disminución del coeficiente de estabilidad está positivamente correlacionada con la resistencia residual de la roca blanda. Cuando el talud es estable, el coeficiente de estabilidad está en una relación cuadrático-lineal con la disminución de la altura D_h del talud lateral y en una relación lineal con la fuerza de anclaje P (Fang *et al.*, 2016).

CAPITULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1. Identificación del problema.

La Unidad Minera Tacaza en la actualidad posee un depósito de relave y ésta se encuentra próximo a la cota máxima de almacenamiento declarado y permitido ante el ente fiscalizador como es el Ministerio de Energía y Minas, lo que significa la necesidad de aperturar un nuevo depósito de relave, para la unidad minera toma el nombre de contenedor por construirse dentro de los tajos concluidos que le permita mantener la operación de la mina. Esta problemática se acrecienta considerando que la mina tiene previsto incrementar su capacidad de tratamiento en la planta metalúrgica, así como la limitación topográfica de la zona para la proyección de un nuevo depósito de relaves.

En la actualidad la planta metalúrgica de Mina Tacaza realiza recuperación de los metales por flotación y viene operando con una producción de 820 TMSD, la disposición de los relaves producidos en pulpa son actualmente vertidos en el depósito de relaves de la Mina Tacaza siendo la densidad promedio del relave de 1120 g/cm³, lo que se refleja en los grandes contenidos de agua y bajos contenidos de sólidos.

2.2. Enunciados del problema.

2.2.1. Problema general.

¿Cuál es el diseño adecuado de estabilidad de taludes del nuevo contenedor de relaves en los tajos de producción considerando factores de seguridad según normas nacionales e internacionales en la Unidad Minera Tacaza?

2.2.2. Problemas específicos.

¿Cuál es la evaluación geotécnica para el diseño de los contenedores de relave?.

¿Cuáles son los parámetros de resistencia de los materiales de la cimentación y de la estructura para el análisis de estabilidad física contra deslizamiento de los contenedores de relaves?

¿Los factores de seguridad para la estabilidad de taludes de los contenedores de relave son admisibles según normas nacionales e internacionales?.

2.3. Justificación.

El diseño y construcción de contenedores de relave en los tajos de producción en la unidad minera se justifica por la necesidad de nuevas áreas de almacenamiento de relaves considerando lo siguiente:

- **Justificación Técnica.**

La necesidad de aumentar la capacidad de tratamiento de mineral en planta y la poca capacidad existente en el actual depósito de relaves, lleva a plantear un estudio para la construcción de un nuevo depósito para los relaves, actualmente relavera se encuentra en su capacidad máxima de almacenamiento y se tiene una limitación topográfica de la zona por lo que se decidió la construcción del nuevo depósito en los tajos de explotación de la mina Tacaza.

- **Justificación Empresarial.**

CIEMSA según su Plan de Cierre de Minas lo realizó con el empleo de los relaves como parte del material por lo que actualmente se viene realizando una evaluación para la selección del método que permita espesar los relaves producto de planta concentradora.

- **Justificación Académica.**

En la aplicación de los modelo geológicos, geotécnicos, geomecánicos, matemáticos es muy importante en la zona caracterizar el macizo rocoso con todas

sus propiedades, para el control de la estabilidad del contenedor, las formas en las cuales se produce la rotura, el cual no soporta los esfuerzos a los que se encuentra sometidos, debido inicialmente a su propia debilidad por la filtración de aguas subterráneas intensa fracturación por efecto del peso y la voladura realizada en la zona de estudio y lo que se asocia a deslizamientos menores y luego generalizándose en fallamientos a favor de superficies curvas atendiendo a la mecánica de modelo discontinuo o estado elástico del material .

2.4. Objetivos de la investigación.

2.4.1. Objetivo general

- Determinar el diseño adecuado de los contenedores de relave en los tajos de producción considerando los factores de seguridad según las normas nacionales como internacionales.

2.4.2. Objetivos específicos

- Determinar la evaluación geotécnica para el diseño de los contenedores de relave.
- Determinar los parámetros de resistencia de los materiales de construcción para el análisis de estabilidad física contra deslizamiento de los contenedores de relave en tajos de producción.
- Determinar los factores de seguridad para la estabilidad de taludes de los contenedores de relave con respecto a las normas nacionales e internacionales.

2.5. Hipótesis.

2.5.1. Hipótesis general.

El diseño de estabilidad de taludes de los contenedores de relaves en los tajos de producción son admisibles con respecto a las normas nacionales e internacionales.

2.5.2. Hipótesis específicas

- La evaluación geotécnica en el diseño de los contenedores de relave tendrán como ángulo de fricción mayor a 20° , la cohesión mayores a 75 KPa, la permeabilidad medianamente permeable, la deformabilidad serán admisible con rangos de 2 a 4 cm.
- Los parámetros de resistencia de los materiales de construcción para el análisis de estabilidad física contra el deslizamiento de los contenedores de relaves tienen la cohesión para relaves de 10 KPa, diques 10 KPa, ángulos de fricción para relaves de 10° , diques de 31° .
- Los factores de seguridad para la estabilidad de taludes en condiciones estáticas como seudoestáticas de los contenedores de relave estarán dentro de lo admisible con depósitos llenos o vacíos con rangos de 1.54 a 2.017 (estáticos) y 1.266 a 1.504 (seudoestático), con respecto a las normas nacionales e internacionales.

CAPITULO III MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Lugar de estudio.

El área de estudio se encuentra localizada al sur del territorio peruano, políticamente pertenece al caserío de Choroma, distrito de Santa Lucia, provincia de Lampa, departamento de Puno, a una altitud promedio comprendida entre 4,280 y 4,350 msnm aproximadamente, encontrándose delimitado por las siguientes coordenadas:

N 8'272,250 - 8'270,500

E 315,750 - 314,500

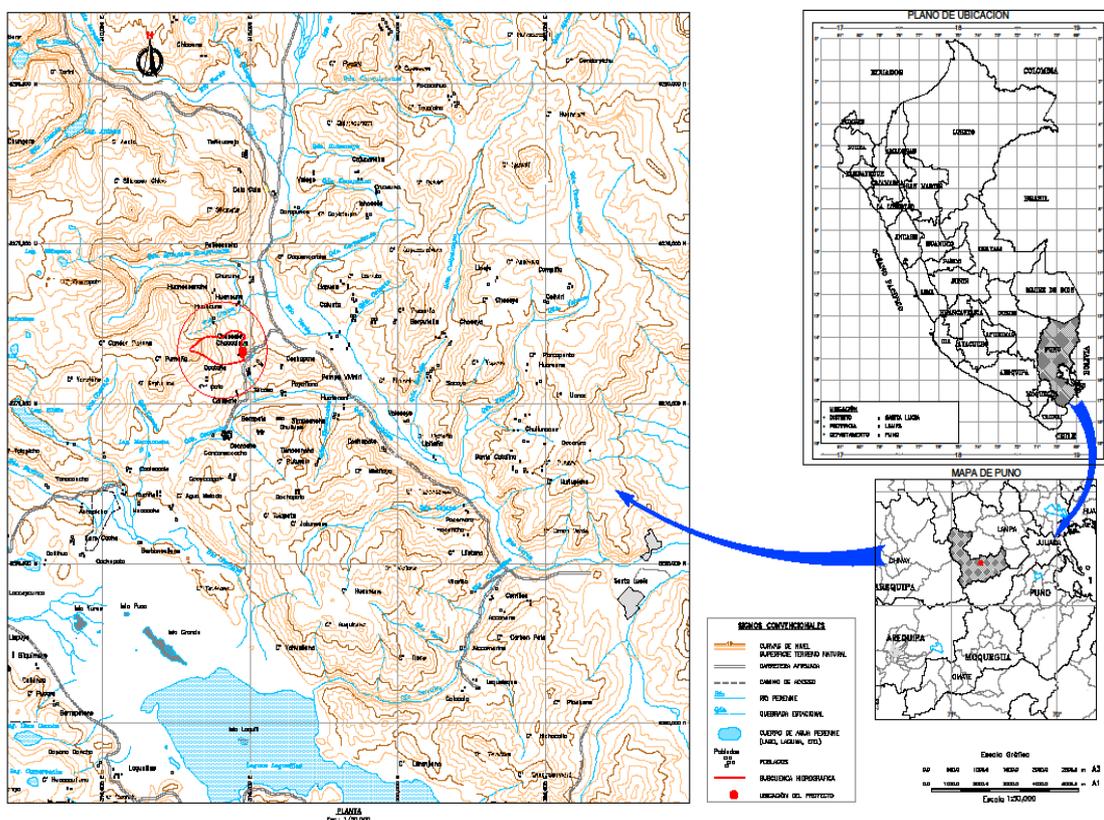


Figura 8. Ubicación de la Unidad Minera

El acceso hacia la Unidad Minera Tacaza partiendo desde la ciudad de Lima, presenta el siguiente itinerario.

Tabla 1

Distancia al Área de la Unidad Minera Tacaza.

Tramo	Tipo de Carretera	Distancia (km)
Lima – Juliaca	Asfalta	1,300
Juliaca- Santa Lucia	Asfalta	60
Santa Lucia –Desvío Paratia	Asfalta	10
Desvío Paratia- Zona Estudio	Afirma	7

La ruta Lima – Juliaca, se puede realizar mediante vía aérea, con un tiempo de vuelo de 1 hora 30 minutos.

3.1.1. Geología del yacimiento minero.

3.1.1.1. Geología Regional.

Geológicamente se ubica en el tramo de Río Verde el cual se encuentra modelado en rocas volcánicas de Edad Terciario – Mioceno, pertenecientes a los Grupos: Tacaza (T-Ta), Sillapaca (T-si) y Palca (T-Pa), cuyas litologías están conformadas por tobas, lavas andesíticas y flujos de brecha (Grupo Tacaza), lavas andesíticas a dacíticas (Grupo Sillapaca), ignimbritas blancas y rosadas (Grupo Palca). Las capas en general presentan orientación N-S a E-O con buzamientos del orden de 20° buzando al Oeste y al Norte.

Esta secuencia se encuentra afectada por algunas fallas normales de orientación predominante NO-SE. Desde el punto de vista estructural, las unidades litoestratigráficas se encuentran poco disturbadas. No se han observado indicios de actividad tectónica reciente (fallas activas).

El fondo del valle del Río Verde – Cabanillas se encuentra tapizado por potentes depósitos aluviales, cubiertos superficialmente por suelos orgánicos e

ichu. Estos aluviales consisten en general de gravas, cantos y bolones en matriz areno limoso, dentro de estos depósitos se incluyen las terrazas aluviales.

Las laderas del valle del Río Verde – Cabanillas se encuentran parcialmente cubiertas de depósitos morrénicos resultado de la última glaciación. Estas morrenas están conformadas en general por gravas limosas con arcilla, con presencia de cantos y bolones subangulosos. En la zona del proyecto constituyen potenciales canteras para ser utilizados como material de construcción.

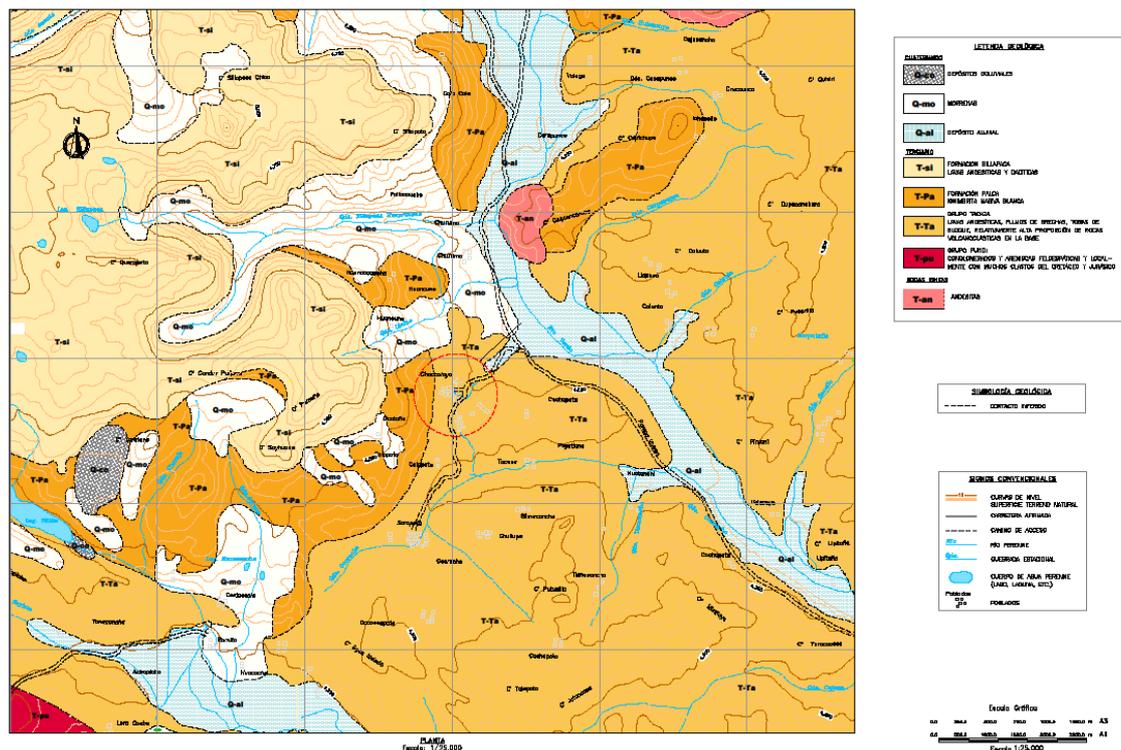


Figura 9. Plano Geología Regional.

Fuente: Archivos Unidad Minera Tacaza.

3.1.1.2. Geología Local.

Localmente la Unidad Minera Tacaza se ubica en la microcuenca de la quebrada Sayocomana a una altitud del orden de 4,270 y 4,370 msnm aproximadamente, las unidades litoestratigráficas que afloran comprenden rocas volcánicas pertenecientes al Grupo Tacaza (T-Ta) y Depósitos cuaternarios representados por morrenas (Q-mo) y aluviales de quebrada (Q-al).

A continuación se describen cada una de estas unidades.

3.1.1.2.1. Terciario

3.1.1.2.1.1. Grupo Tacaza (T-Ta)

Esta unidad está conformada mayormente por tobas volcánicas y lavas andesíticas, superficialmente se presentan meteorizadas y fracturadas. El Tajo Tacaza se emplaza en esta unidad litoestratigráfica.

3.1.1.2.2. Cuaternario.

3.1.1.2.2.1. Depósitos Morrénicos (Q-mo)

Estos depósitos se encuentran cubriendo irregularmente las laderas de la Quebrada Sayocomana, litológicamente consisten de gravas limo arenosas con cantos y bloques subangulosos en conjunto estos materiales se presentan medianamente compactos a compactos.

3.1.1.2.2.2. Depósitos Aluviales de Quebrada (Q-al)

Estos depósitos se encuentran distribuidos en el cauce de la Quebrada Sayocomana y consisten de una mezcla heterogénea de gravas, cantos y bloques englobados en matriz areno limosa, todo el conjunto se presenta semicompacto.

3.1.1.3. Condiciones Geológicas del Tajo en la Unidad Mniera Tacaza.

El Tajo Central y Tajo Norte (los cuales al unirse formarán el Tajo Tacaza), están emplazados en la margen izquierda del riachuelo Sayocomana.

La zona de los tajos se desarrolla al pie de la ladera al Oeste y Noroeste del depósito de relaves Tacaza. Superficialmente se encuentra material de cobertura correspondiente a los depósitos morrénicos, los cuales tienen una potencia promedio de hasta 10.00 metros aproximadamente, seguidamente se encuentran rocas del Grupo Tacaza, conformada por tobas y lavas andesíticas.

Las características geológicas del macizo rocoso corresponden a rocas alteradas y meteorizadas debido a la humedad que presentan; dichos humedecimientos están relacionados a la época húmeda, caracterizada por fuertes precipitaciones, que originan cursos de aguas superficiales, los cuales se infiltran a través de la masa de suelo y roca.

Los trabajos de excavación de los tajos Central y Gran Tajo Norte, han alcanzado profundidades promedio de 35.00 y 25.00 metros respectivamente.



Figura 10. Vista Panorámica de la Unidad Minera Tacaza.

3.1.1.4. Geología Económica.

El yacimiento de la mina Tacaza es un yacimiento de manto sub-horizontal de mineral de cobre en zonas supergénicas, se tiene el Manto Principal mineralizado denominado Manto Tacaza o Manto Principal, en la cual se vienen desarrollando los dos principales tajos de producción. Gran Tajo Norte y Tajo Central.

La mineralización en Manto Principal se presenta en “mantos de cobre” dentro de los estratos intercalados de tobas Andesíticas augíticas y brechas (aglomerados volcánicos) donde los clastos se encuentran moderadamente soldadas y las soluciones hidrotermales han rellenado y reemplazado los espacios abiertos de las brechas y fracturas de las andesitas encontrándose diseminaciones de calcopirita, covelita, digenita y vetillas de calcosina masivas, tiene un rumbo N-S, y un buzamiento variable de 15° a 20° al SW, en una longitud de 1200 m. y ancho de 180 – 250 m, con una potencia variable de 10 a 32 metros, supra yaciendo al grupo TACAZA se tienen depósitos piro clásticos terciarios (tobas brechas re trabajadas) con fragmentos de hasta 30 cm de diámetro.

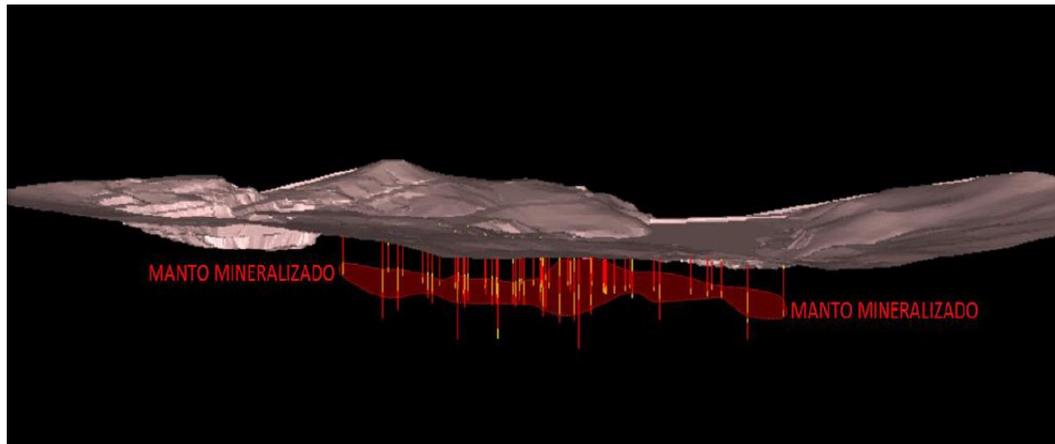


Figura 11. Vista Panorámica de la Estructura Mineralizada del Yacimiento.

3.1.1.5. Alteración y mineralización.

La alteración hidrotermal es en general moderada principalmente hay carbonatación y una argilización moderada, también hay una propilitización de moderado a débil. En la parte superior de la zona mineralizada hay una zona de oxidación el cual en algunas partes llega a tener una potencia de 4-5m.

Las andesitas en el yacimiento Tacaza presentan amigdalas las cuales están rellenas con calcita y cuarzo calcedónico estas amigdalas tienen formas lenticulares mostrando una dirección de flujo. La calcita se observa en todas las rocas del depósito ya sea como venillas o relleno, hacia el Este del manto aparece cuarzo hialino prismático (drusas) relleno de fracturas.

- **Carbonatación:**

Está presente en todas las rocas del yacimiento Tacaza (andesitas, aglomerados, areniscas tufáceas) manifestándose bien cristalizados como relleno de amigdalas, fracturas y venillas. Está asociado a la mineralización por lo que se infiere que ocurrió a baja temperatura.

- **Argilización:**

Está presente en toda la zona mineralizada. En algunos sectores se observa una alteración moderada y en otras débil alterándose los feldespatos y piroxenos.

• Propilitización:

Se presenta directamente debajo de la zona de oxidación. Tiene poco espesor. Es guía para determinar el inicio de la presencia de sulfuros en el manto aunque las concentraciones de cobre son bajas en esta zona, aumentan considerablemente debajo. Se observa un ensamble epidota-clorita-calcita-pirita.

3.1.2. Geomorfología.

La Unidad Minera Tacaza exhibe un relieve de topografía moderada circundado por colinas de cerros con taludes de moderada a fuerte pendiente y en posición estable modelado en rocas volcánicas de edad Terciario – Mioceno cubiertos parcialmente por depósitos morrénicos.

El riachuelo que discurre por el cauce de la quebrada Sayocomana tiene relativamente poco caudal y es de régimen permanente disminuyendo notoriamente su caudal en la época de estiaje. Aguas abajo tributa sus aguas por la margen derecha del río verde, integrante de la cuenca del Río Cabanillas.

Los procesos geodinámicos que ocurren dentro del ámbito del área de estudio son muy escasos y limitados y en general se consideran de poca relevancia, su presencia está relacionada con las temporadas lluviosas, manifestándose en forma de pequeñas torrenteras o arroyamientos constituyendo flujos de lodo que se desplazan pendiente abajo. Estos fenómenos en general no significan peligro alguno que comprometan la estabilidad y seguridad del Tajo Tacaza.

3.1.3. Programa de explotación y proyección del tajo.

En la Unidad Minera Tacaza se viene ejecutando la explotación de 2 tajos: Gran Tajo Norte y Tajo Central, los cuales productos de las excavaciones finalmente conformarán el Tajo Tacaza. Bajo esta premisa se ha proyectado la configuración final del Tajo Tacaza el cual será utilizado para la disposición final de los relaves.

Este depósito tendrá las siguientes características:

✓ Longitud promedio : 400 m.

- ✓ Ancho Promedio : 110 m.
- ✓ Cota de fondo : 4,305 msnm

Sobre la proyección final del tajo se establecerán las obras de cierre necesarias para formar el depósito de almacenamiento de los relaves tratados (espesado, pasta o filtrados), para finalmente estimar su capacidad máxima de almacenamiento y vida útil.

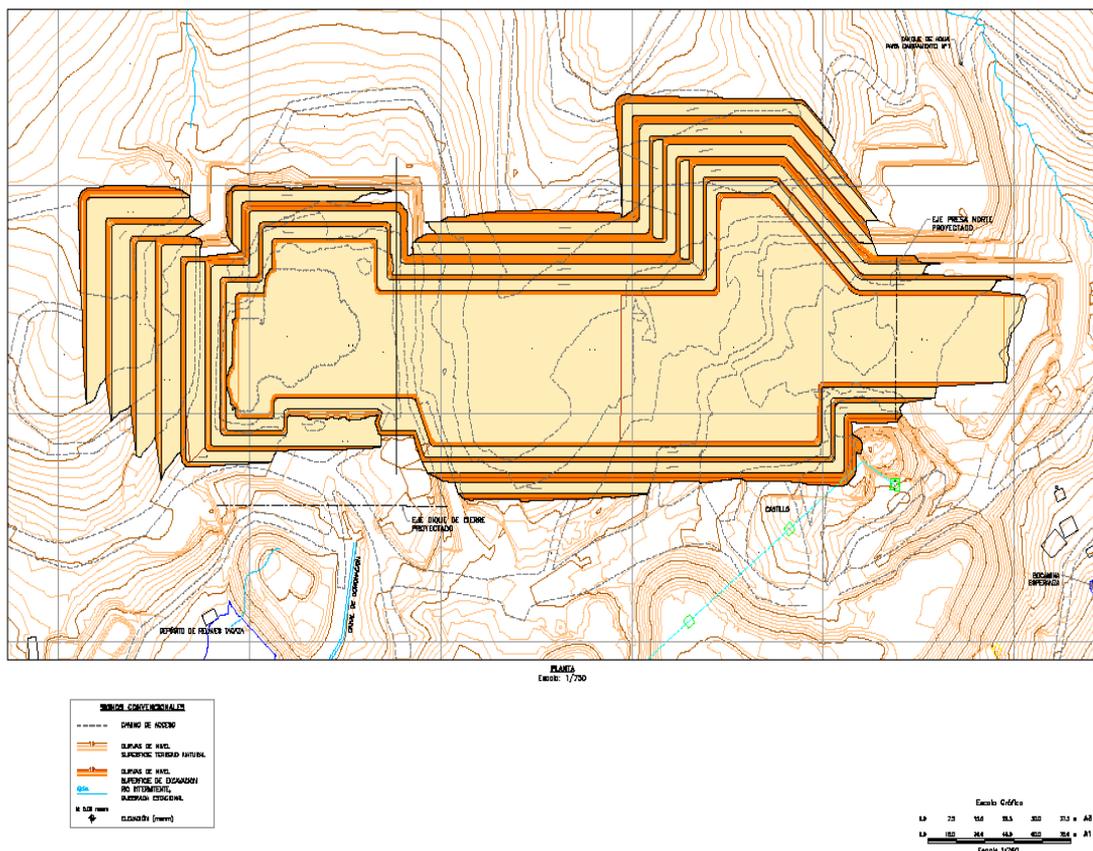


Figura 12. Programa de Explotación Tajo Central y Gran Tajo Norte.

3.2. Población

Para el estudio de la construcción de los contenedores de relaves la población se considera a los tajos de producción que se tiene en mina, los cuales una vez concluidos su explotación quedan expeditos para su relleno.

3.3. Muestra

La muestra se realizará en el Tajo Central y Tajo Norte realizando perforaciones diamantinas, así como líneas sísmicas para caracterizar el área de estudio, también se considera las muestras en la presa principal y la secundaria.

3.3.1. Fuente de recolección de datos

Para la recolección de datos se utilizarán los métodos de la geotecnia consistente en los siguientes:

- Muestreo en superficie del suelo para determinar propiedades de carácter estático como dinámico.
- Sondeos a partir de superficie de los estratos conformantes en su constitución interna del terreno.
- Prospección de carácter sísmico con el Método de Tomografía Geoeléctrica.

La mencionada recolección se acondicionará sistemáticamente conforme se va observándose las características de inestabilidad en el terreno.

3.4. Método de Investigación

El trabajo de investigación será de campo, cuantitativo, descriptivo y aplicativo por que el levantamiento de información, como el análisis y comprobaciones tienen lugar directamente en el ambiente donde se desarrollará los que serán medibles, describiendo sus propiedades y aplicando en la construcción de los contenedores de relaves.

El diseño de la investigación adaptable al estudio de la estabilidad de los contenedores de relaves en los tajos de producción y especialmente en las zonas de mayor inestabilidad en las épocas de mayor precipitación pluvial es de tipo no experimental, correlacionales y causales, que tiene una estructuración de tipo que describe con minuciosidad el fenómeno del deslizamiento en cada una de sus fases, tratando de explicar convenientemente la mecánica del fallamiento del talud natural como la combinación del talud realizado para las presas como son principal y secundario asociado a la determinación del factor de seguridad o factor de trabajo del talud en las condiciones impuesta por el relieve topográfico y la geodinámica interna y externa.

3.5. Descripción detallada de métodos por objetivos específicos

Para la realización del presente estudio se consideró lo siguiente:



Para la evaluación geotécnica en el diseño de los contenedores de relave, se realizó con método de campo, descriptivo caracterizando el macizo rocoso, las perforaciones diamantinas, así mismo trabajos de laboratorio rocas y suelos obteniendo propiedades físico mecánicas de rocas y materiales a emplear.

Para los parámetros de resistencia de los materiales de construcción, para el análisis de estabilidad física de los contenedores se realizaron con métodos de campo, cuantitativos y descriptivo, obteniendo las propiedades físico mecánicas del material a emplear en laboratorio de rocas y suelos.

Para el factor de seguridad en estabilidad de taludes de los contenedores de relave, el método empleado fue aplicativo, apoyado en software Slide V. 4.0 con datos obtenidos de laboratorio de rocas y suelos.

CAPÍTULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

4.1. Caracterización hidrológica.

4.1.1. Consideraciones geomorfológicas de la subcuenca.

El área de estudio es parte de la gran cuenca del Titicaca y está caracterizado por presentar relieve suave y uniforme, interrumpidos por valles como el de río Verde, Soyocomana, Linina, donde presenta sus principales parámetros geomorfológicos: área de subcuenca, perímetro, longitud de los cauces, coeficiente de compacidad de Gravelius, factor de forma, rectángulo equivalente, elevación media, pendiente, orden de corriente y densidad de corriente. En la siguiente tabla se muestra dichos parámetros de la subcuenca.

Tabla 2

Parámetro Geomorfológicos de la Subcuenca.

ITEM	SEBCUENCA	ÁREA	PERÍMETRO	FORMA DE CUENCA		RECTÁNGULO EQUIVALENTE		ELEVACIÓN MEDIA DE CUENCA	PENDIENTE DEL RÍO	RED DE DRENAJE	
				COEFICIENTE DE COMPACIDAD	FACTOR DE FORMA	L	I			ORDEN DE CORRIENTE	DENSIDAD DRENAJE
		(km ²)	(km)	(kc)	(Ff)	(km)	(km)	Hm-(msnm)	(%)		
1	SC-01	1.257	5.237	1.31	0.32	1.985	0.634	4563	32.819	1	1.579

Fuente: Archivos U.M. Tacaza.

4.1.2. Clima y meteorología.

4.1.2.1. Clima.

La Unidad Minera Tacaza se encuentra enmarcada en un clima B(o,i) D`H3, lo que representa clima lluvioso, otoño e invierno seco, semifrígido y húmedo según la clasificación del SENAMHI (2009).

4.1.2.2. Meteorología.

4.1.2.2.1. Precipitación.

Se consideró datos de la estación pluviométrica para la zona del proyecto es cual es Pampahuta existiendo información desde el año 1962 hasta el año 2005, debido a distintos factores los registros históricos presentan algunos meses sin información, los mismos que han sido completados utilizando los promedios mensuales correspondientes.

Tabla 3

Precipitación Promedio Mensual Completa (mm)

ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGT	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Pro	180.0	159.2	131.7	51.2	11.3	3.0	2.9	8.1	16.3	39.7	66.4	123.5	793.3
medio													
Má	310.5	276.0	245.5	145.3	62.5	31.5	27.4	51.5	52.2	118.3	162.9	228.3	1,211.4
ximo													
Mí	40.9	25.0	26.2	8.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	2.9	28.7	388.0
nimo													

Fuente: Archivos U.M. Tacaza.

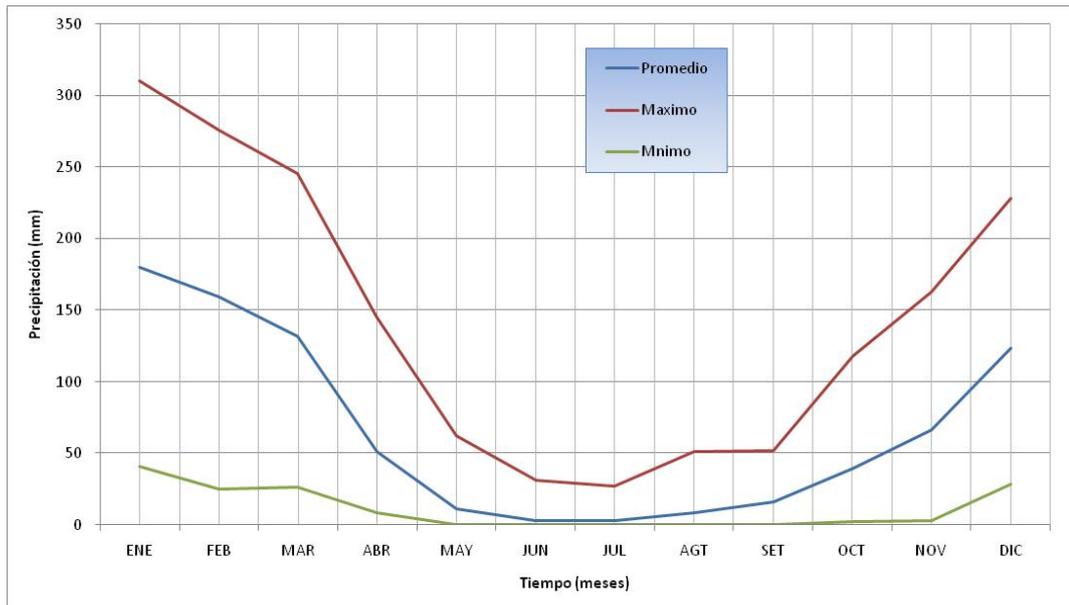


Figura 13. Precipitación Promedio Mensual.

4.1.2.2.2. Evaporación.

Se consideró datos de la estación pluviométrica para la zona del proyecto es cual es Pampahuta existiendo información desde el año 1962 hasta el año 2005, debido a distintos factores los registros históricos presentan algunos meses sin información, los mismos que han sido completados utilizando los promedios mensuales correspondientes. La evaporación promedio anual es de 1175.1 mm, la máxima evaporación mensual fue de 114.1 mm y se presentó en Octubre de 2004 y la mínima evaporación mensual se presentó en marzo de 2002 con 57.8 mm.

Tabla 4

Evaporación Total Mensual Completa.

ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGT	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Promedio (mm)	94.4	76.3	84.8	81.3	89.0	81.8	90.0	101.9	110.4	121.4	127.8	116.0	1,175.1
Máximo	108.3	87.8	97.0	93.3	105.0	90.4	102.9	112.8	120.8	144.1	140.5	127.4	1,245.1
Mínimo	80.1	57.8	74.0	65.8	72.8	75.4	76.8	91.5	104.3	99.0	105.3	105.1	1,021.2

Fuente: Archivos U.M.Tacaza.

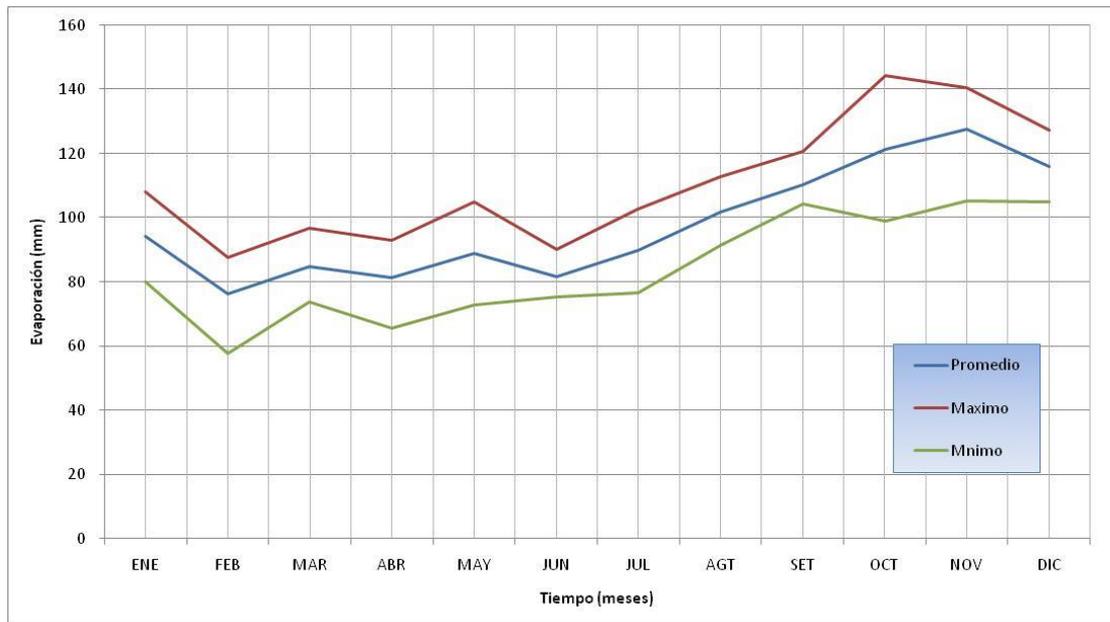


Figura 14. Evaporación Total Mensual Completa.

4.1.2.2.3. Temperatura.

Se consideró datos de la estación pluviométrica para la zona del proyecto es cual es Pampahuta existiendo información desde el año 1962 hasta el año 2005, debido a distintos factores los registros históricos presentan algunos meses sin información, los mismos que han sido completados utilizando los promedios mensuales correspondientes.

Tabla 5

Temperatura Promedio Mensual Completa en °C

ESTACIÓN PLUVIOMETRICA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGT	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Promedio	6.3	6.3	6.2	5.6	4.0	2.2	2.0	3.1	4.9	6.4	7.2	7.1	5.11
Máximo	8.2	8.3	9.6	8.5	6.3	4.3	3.8	5.3	6.5	7.9	9.1	9.4	7.27
Mínimo	4.4	4.1	4.4	4.1	1.8	0.2	-0.3	0.8	3.6	4.5	5.4	4.8	3.15

Fuente: Archivos U.M. Tacaza.

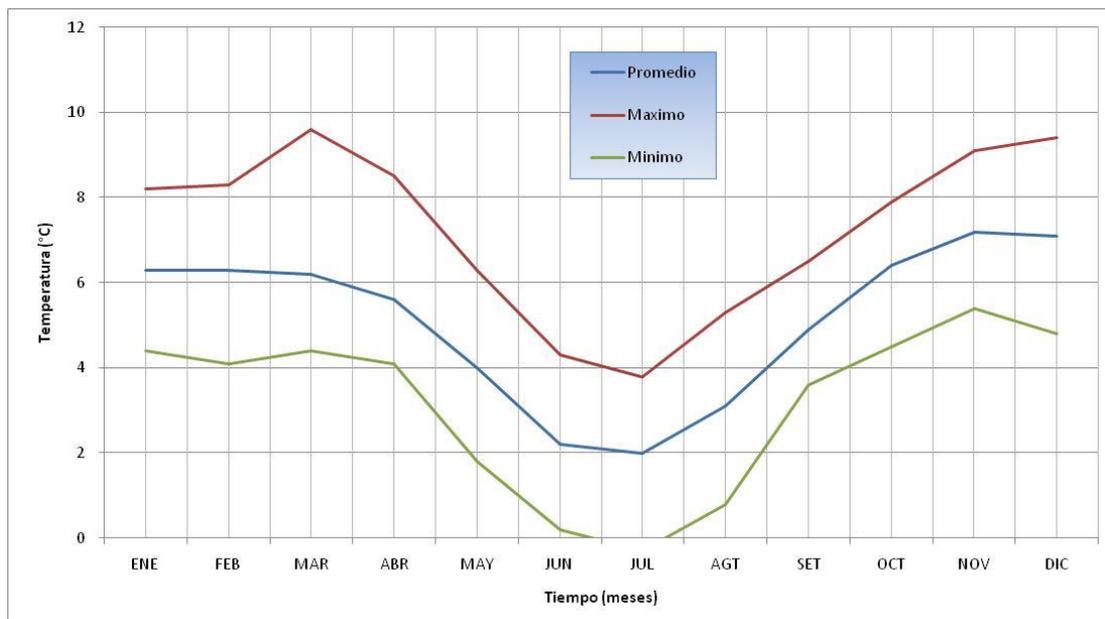


Figura 15. Temperatura Promedio Mensual Completa.

4.1.2.2.4. Precipitación Máxima de 24 horas.

Se consideró datos de la estación pluviométrica para la zona del proyecto es cual es Pampahuta existiendo información desde el año 1962 hasta el año 2005, debido a distintos factores los registros históricos presentan algunos meses sin información, los mismos que han sido completados utilizando los promedios mensuales correspondientes.

Tabla 6

Precipitación Máxima en 24 Horas en (mm).

Año	Pampahuta
1962	35.9
1963	45.3
1964	28.1
1965	39.8
1966	25.4
1967	31.9
1968	36.7
1969	51.6
1970	37.6
1971	38.0
1972	40.0
1973	35.5
1974	37.4

1975	29.6
1976	39.8
1977	30.5
1978	38.4
1979	35.9
1980	41.2
1981	51.2
1982	25.9
1983	34.4
1984	49.3
1985	36.8
1986	40.3
1987	28.5
1988	36.6
1989	38.8
1990	30.6
1991	36.3
1992	41.4
1993	41.0
1994	42.1
1995	28.7
1996	45.0
1997	47.8
1998	42.9
1999	43.6
2000	38.9
2001	56.4
2002	54.1
2003	41.1
2004	45.2
2005	48.9

Fuente: Archivos U.M. Tacaza.

Los datos de precipitaciones fueron ajustadas a modelos probabilísticos Normales, los valores máximos de precipitación serán utilizados para el diseño de las estructuras de drenaje superficial, el usar valores más bajos puede tener como resultado estructuras hidráulicas inadecuadas mientras que el uso de valores más altos proporciona un margen adicional de seguridad.

En el siguiente cuadro se muestra los valores de precipitación máxima en 24 horas seleccionado para el cálculo de máximas avenidas o periodos de retorno.

Tabla 7

Precipitación Máxima en 24 horas para Diferentes Periodos de Retorno

Periodo de retorno (años)	Precipitación máxima 24 horas (mm)
2	39.19
5	45.42
10	48.68
25	52.15
50	54.40
100	56.42
250	58.83
500	60.50

Fuente: Archivos U.M. Tacaza.

El valor en la zona de estudio para la precipitación máxima en 24 horas, para un tiempo de retorno de 100 y 500 años con la distribución seleccionada es de 56.42 y 60.50 mm respectivamente.

4.1.2.3. Caudales.

4.1.2.3.1. Caudales de máximas avenidas

Para el cálculo de las máximas avenidas se considera la cantidad y calidad de información recopilada y utilizada, se realizó una comparación entre dos métodos como son:

- Método racional
- Método número de curva desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unido.

4.1.2.3.1.1. Método racional

El método racional permite calcular caudales máximos de escorrentía usando las intensidades máximas de precipitación, se formula que el caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de precipitación de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración y al área de la cuenca.

En el siguiente cuadro, se presentan las características principales de la subcuenca en estudio:

Tabla 8

Características de la Subcuenca de Drenaje

N°	Parámetro	Subcuenca de drenaje
		SC- 01
1	Área de cuenca (Km ²)	1.257
2	Nivel máximo (msnm)	4,850.00
3	Nivel mínimo (msnm)	4,275.00
4	Nivel medio (msnm)	4,562.50
5	Longitud de la quebrada (Km)	1.752
6	Pendiente de la quebrada (m/m)	32.819

La ecuación racional establece que:

$$Q = 0.278 * C * I * A$$

Donde:

Q = Caudal máxima avenida en m³/s.

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad de la lluvia, en mm/h.

A = Área de la cuenca en Km².

El coeficiente de escorrentía debe ser estimado en función de las características físicas de la cuenca. Este parámetro es el de mayor dificultad de determinación, debido a la gran cantidad de factores de los cuales depende (humedad del suelo, desplazamiento de la lluvia, tipo de suelo, cobertura vegetal, etc.). Asimismo, el valor de C, varía en la misma cuenca, siendo en este caso aconsejable calcular un valor ponderado en función de los diversos grupos de suelos encontrados usando las áreas parciales como elementos de ponderación.

Se presenta el siguiente cuadro, a partir del cual se puede calcular el valor de C para cuencas agrícolas donde se describe los diferentes tipos de suelos en función de la infiltración mínima y el potencial de escorrentía. Además, se utiliza un factor de corrección si se tratara con diferentes suelos.

Tabla 9

Coefficiente de Escorrentía (Benites et. al, 1980)

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente (%)				
		>50%	20-50%	5-20%	1-5%	0-1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.55	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosque, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: Chow, V.; Maidment, D. y Mays, L. 1994. Hidrología aplicada. Ediciones McGraw – Hill.

De acuerdo a la naturaleza de la subcuenca, se considera que el coeficiente C es por el tipo de suelo y pendiente del terreno, que es mostrado en la siguiente tabla:

Tabla 10

Coefficiente de Escorrentía Seleccionado

Coeficiente de escorrentía (Benites)	Subcuenca de drenaje
	SC - 01
C	0.50

Para el cálculo de la intensidad, se utilizará la siguiente expresión del SCS.

$$I(\% P_{máx24h}) = \frac{0.280049}{t_c^{0.59934}} * P$$

El tiempo de concentración (t_c) es el tiempo que tarda una partícula de agua en llegar desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto de interés, este valor es función de los parámetros morfológicos de la cuenca. En el siguiente cuadro se muestra el cálculo del tiempo de concentración para la subcuenca, calculado por varios métodos empíricos, el promedio de estos valores es el que se ha usado para los cálculos de avenidas.

Tabla 11

Tiempo de Concentración

Autor	Fórmula	Subcuenca de drenaje
		SC - 01
Kirpich	$t_c = 3.976 (L^{0.77}/S^{0.385})$	9.4
Ventura	$t_c = 18 (L / S^{0.25})^{0.75}$	33.8
Giandotti	$t_c = 60 (4A^{0.5} + 1.5L) / (0.8H^{0.5})$	22.2
USCE	$t_c = 12.6 (L / S^{0.25})^{0.76}$	23.8
Bransby	$t_c = 14.695 L / (A^{0.1} S^{0.2})$	31.4
Ven Te	$t_c = 12.3 (L / S^{0.5})^{0.64}$	25.2
Chow		
Promedio (min)		24.3

Luego, la intensidad de precipitación para varios periodos de retorno se muestra en el siguiente cuadro.

Tabla 12

Intensidad de Precipitación para Diferentes Periodos de Retorno

Periodo de retorno	Intensidad (mm/h)
	SC - 01
2	18.9
5	21.9
10	23.4
25	25.1
50	26.2
100	27.2
250	28.3
500	29.1

Resolviendo la ecuación del método racional, se tiene los caudales máximos, como se muestra en el siguiente cuadro.

Tabla 13

Caudales Máximos por el Método Racional en m³/s

Periodo de retorno	Caudales máximos (m ³ /s)
	SC - 01
2	3.30
5	3.82
10	4.09
25	4.39
50	4.57
100	4.74
250	4.95
500	5.09

En base a los resultados obtenidos el caudal máximo para diferentes periodos de retorno se considera los mayores valores de caudales que proporcionan un margen de seguridad para el diseño de las estructuras hidráulicas, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 14

Caudales de Diseño en m³/s

Periodo de retorno (años)	Método racional (m ³ /s)	Número de curva (m ³ /s)	Caudal de diseño asumido (m ³ /s)
2	3.30	1.30	3.30
5	3.82	2.30	3.82
10	4.00	3.00	4.00
25	4.39	3.60	4.39
50	4.57	4.00	4.57
100	4.74	4.30	4.74
250	4.95	4.80	4.95
500	5.09	5.10	5.09

Por lo tanto el caudal de diseño es de 5.09 m³/s para un periodo de retorno de 500 años.

4.1.3. Descripción de Aguas Superficiales

La Unidad Minera Tacaza se ubica al pie de ladera de la divisoria de aguas de la microcuenca Tacaza, cuyo punto más alto se encuentra a altitud promedio de 4,750 msnm, y la zona de los tajos a una altura de 4,250 msnm aproximadamente. El recorrido de las aguas superficiales tiene una dirección Norte – Noreste, los flujos se originan en la parte alta de la microcuenca realizando un recorrido con un desnivel promedio de 500 metros.

La U.M. Tacaza en la época húmeda (diciembre – marzo) soporta fuertes precipitaciones pluviales originando flujos de agua superficiales, lo que genera infiltración a través de la masa de suelo y roca, alimentando los flujos de agua subterránea en la zona del proyecto.

4.1.3.1. Inventario de Fuentes de Agua Superficiales.

Las fuentes de agua superficiales y subterráneas presentes en los tajos son el producto de las precipitaciones pluviales en la época húmeda, generando escorrentía superficial que desciende desde las cadenas de montañas ubicadas al Oeste de los Tajos Central y Tajo Norte.

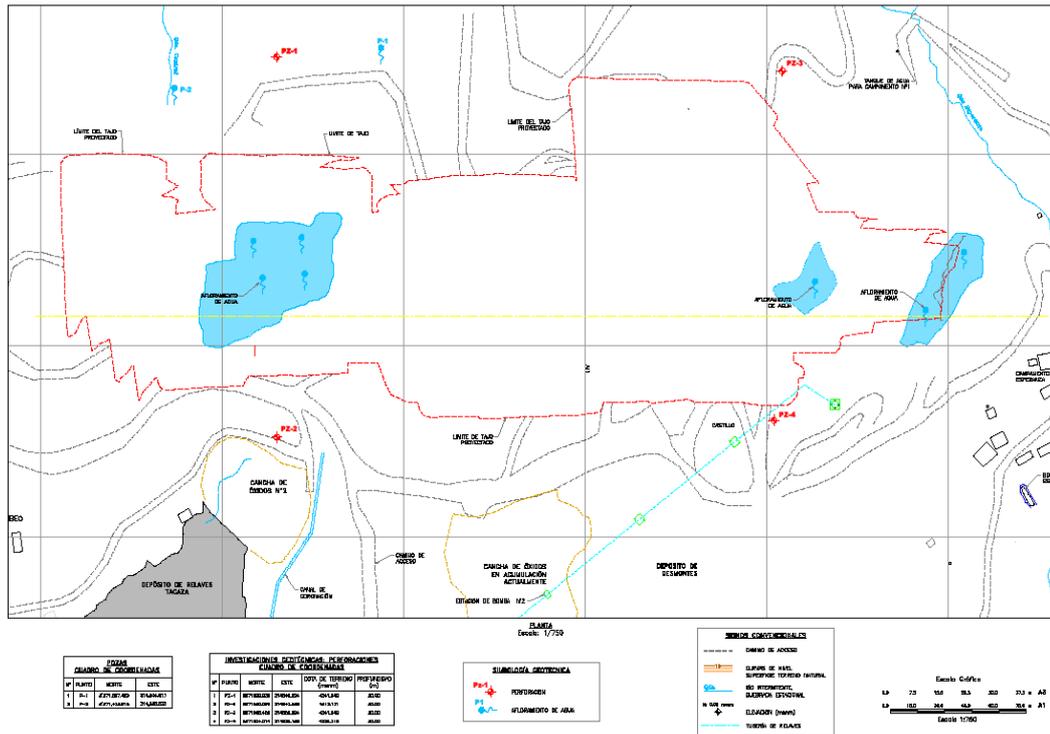


Figura 16. Inventario de Fuentes de Agua Superficial.

Tabla 15. Inventario de Fuentes de Agua Superficial.

Fuente de Agua	Coordenadas		Cota (msnm)	Observación
	Este	Norte		
Quebrada	314,70	8'271,92	4,314.0	Temporal
Quebrada	314,64	8'271,47	4,342.0	Temporal

Fuente de Agua	Coordenadas		Cota (msnm)	Área (m ²)
	Este	Norte		
Poza N° 1	314,644	8'271,58	4,343.	-
Poza N° 2	314,665	8'271,47	4,340.	-
Aguas	314,752	8'271,52	4,306.	3,479.87
Aguas	314,776	8'271,81	4,310.	602.07
Aguas	314,779	8'271,88	4,306.	1,290.54

a) Quebrada Esperanza.

La Quebrada Esperanza se ubica al Noroeste del Tajo Central, el caudal que presenta esta quebrada solo es en temporada de lluvias, ya que en temporada de estiaje registra un caudal mínimo de 0.5 l/s aproximadamente.

La escorrentía superficial de la Quebrada Esperanza se desarrolla en los niveles más altos, descendiendo a los niveles bajos originando cursos de agua que descienden a través de ella hasta llegar al río Verde.

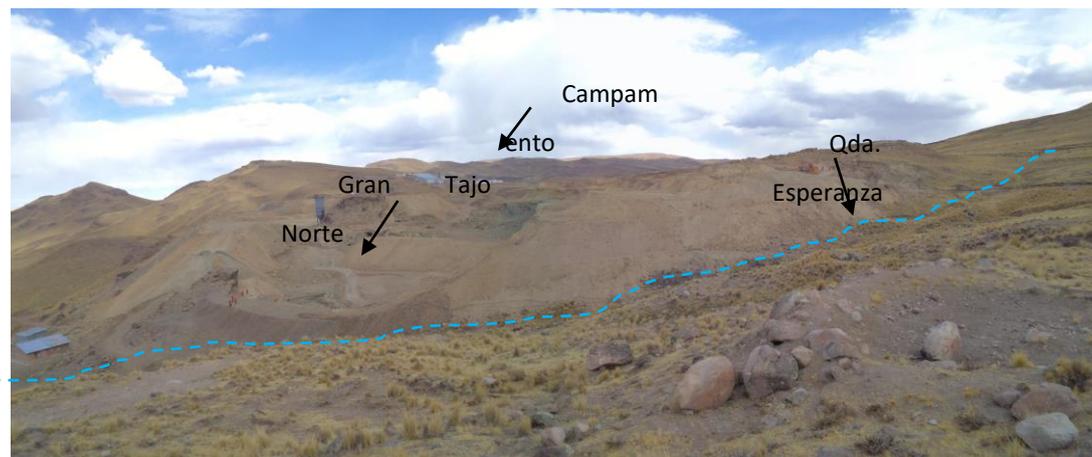


Figura 17. Escorrentía Superficial Gran Tajo Norte.

b) Quebrada Central

Es una pequeña quebrada de pendiente moderada que se ubica al Suroeste del Tajo Central, que solo presenta registros de caudal en las temporadas de lluvia que es captada por una pequeña zanja.



Figura 18. Escorrentía Superficial Tajo Central.

4.2. Caracterización de riesgo sísmico.

Para la planificación de proyectos de envergadura es necesario evaluar las capacidades de resistir terremotos en base a estudios detallados de peligro sísmico, es por ello en la Unidad Minera Tacaza se realizó análisis de peligro sísmico por medio de método probabilístico aplicando la metodología desarrollada por Cornell (1968) modificada e implementada en el software CRISIS2003, integrando información sismotectónica, parámetros sismológicos y diferentes leyes de atenuación para los diferentes mecanismos de ruptura. El resultado es una curva de peligro sísmico, donde se relaciona la aceleración y su probabilidad anual de excedencia.

4.2.1. Historia sísmica del área de estudio.

La fuente básica de datos de intensidades sísmicas de los sismos históricos es el trabajo de Silgado (1969,1973, 1978 y 1992), que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú. Un mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú ha sido presentado por Alva Hurtado et al (1984). La confección de dicho mapa se ha basado en treinta isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes registrados por el Instituto Geofísico del Perú (2006).

Los sismos más importantes que afectaron la región y cuya historia se conoce son: el sismo de 1581 con intensidad de IX MM en Yanaoca, Cuzco; el sismo del 22 de Enero de 1582 con intensidad de X MM en Socabaya; el sismo del 19 de Febrero

de 1600 con intensidad X MM en Omate; el sismo del 31 de Marzo de 1650 con intensidades de IX MM en Yaurisque, Oropesa y Paucartambo y VIII MM en Cuzco; el sismo del 12 de Mayo de 1664 con intensidades de X MM en Ica y VIII MM en Pisco; el sismo del 10 de Febrero de 1716, con intensidades de IX MM en Pisco y V MM en Lima; el sismo del 17 de Junio de 1719 con intensidad de VI MM en Ayacucho; el sismo de 1847, con intensidad de VII-VIII MM en Huacarama, Apurimac; el sismo del 13 de Agosto de 1868 con intensidad de X MM en Arica y IX MM en Arequipa; el sismo del 17 de Mayo de 1877 con intensidad de VII MM en Consata, Bolivia; el sismo del 9 de Abril de 1928 con intensidad de VIII MM en Ayapata; el sismo del 1 de Noviembre de 1947, con intensidades de X MM en Satipo, V MM en Ayacucho y Huancavelica; el sismo del 21 de Mayo de 1950 con intensidad VIII MM en Cuzco; el sismo del 15 de Enero de 1958 con intensidad de VIII MM en Arequipa; el sismo del 16 de Febrero de 1979, con intensidad de VII en Camaná; los sismos del 23 de Julio y 1 de Octubre de 1969, con intensidad XI MM en Huaytapallana; el sismo del 15 de Octubre de 1971, con intensidades de VII-VIII MM en Carapo y Huamanquiya y VII MM en Huancasancos; el sismo del 5 de Abril de 1986 con intensidad VIII MM en la Laguna Qoricocha, Cuzco, el sismo del 12 de Noviembre de 1996 con Intensidad VII MM en Nasca, Ica y el sismo del 23 de Junio del 2001 con intensidad de VI y VII MM en Arequipa.

De los sismos ocurridos en el área en estudio se tiene mapa de isosistas los siguientes sismos: 12 de Agosto de 1868, 6 de Agosto de 1913, 24 de Agosto de 1942, 21 de Mayo de 1950, 15 de Enero de 1958, 13 de Enero de 1960, 16 de Febrero de 1979, 3 de Junio de 1980, 5 de Abril de 1986, 12 de Noviembre de 1996, 03 de Abril de 1999 y 23 de Junio del 2001. Se concluye que de acuerdo a la historia sísmica del área del estudio, han ocurrido en los últimos 400 años intensidades de V-VI en la escala de Mercalli Modificada. Sin embargo, en áreas cercanas como las ciudades de Arequipa y Cusco han ocurrido intensidades máximas de hasta IX y X grados.

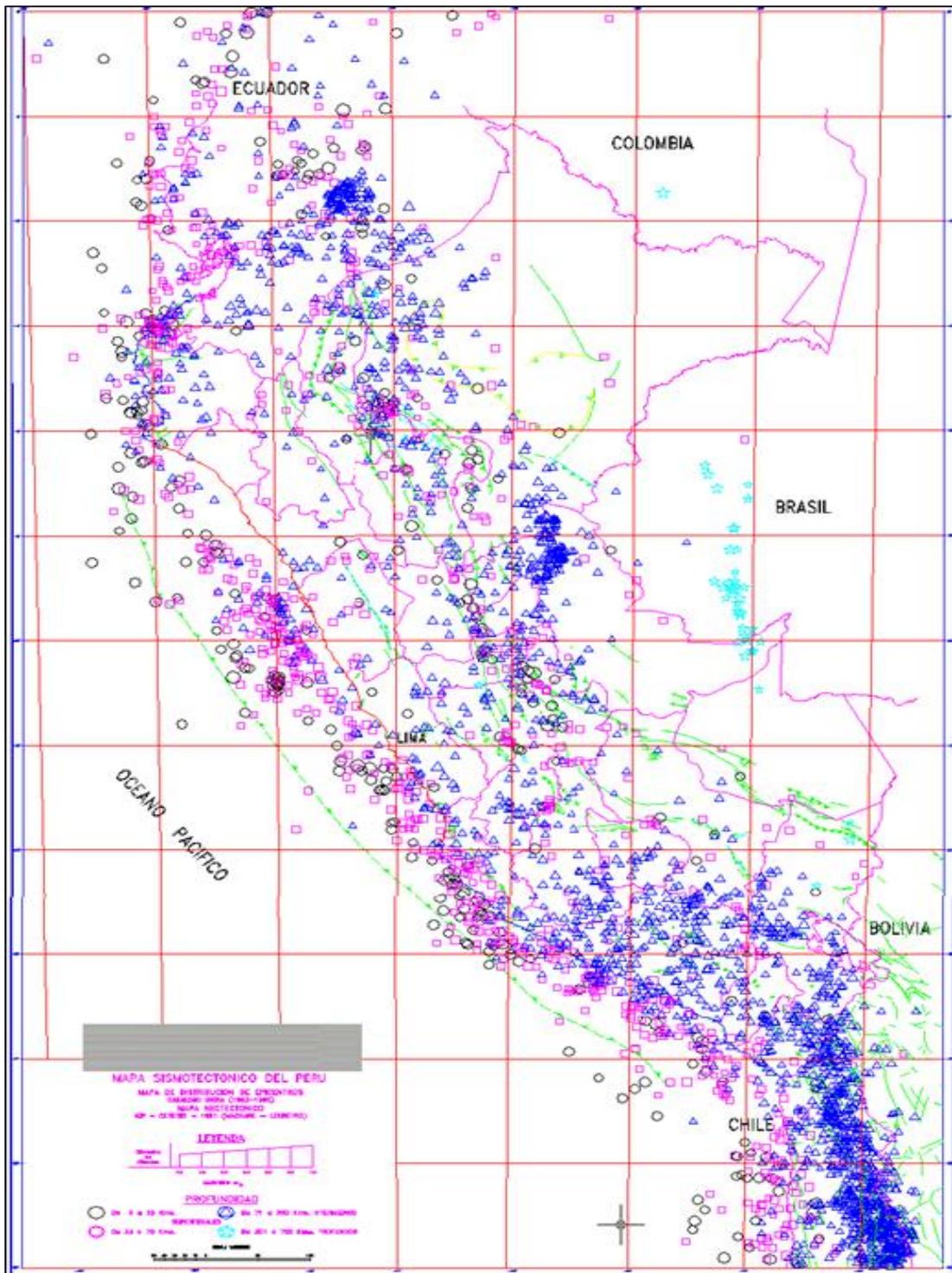


Figura 19. Mapa Sismotectónico del Perú. (Alva 2006).

Fuente: Alva 2006

4.2.2. Sismo – tectónica regional.

De acuerdo al estudio sobre Observaciones acerca de la Neotectónica del Perú (Sebrier et al, 1982), en el área cercana a la U.M. Tacaza existen la falla activa de

Tambo Machay al norte del Cusco y el sistema de fallas de Alto Vilcanota (Pomacanchi, Yanaoca, Langui-Layo).

La falla de Tambo Manchay se encuentra al norte del Cusco, con un rumbo EO y un buzamiento de 60° hacia el sur, su movimiento es normal con un salto vertical de 2 a 3 metros, su longitud es de 20 km no habiéndose movido durante el sismo de 1950 su distancia al área del proyecto es de 180 km.

Las fallas de Alto Vilcanota (Pomacanchi, Yanaoca, Langui-Layo) constituyen unos sistemas de fallas de 80 km de longitud entre el norte de la laguna Pomacanchi y la laguna Langui-Layo tienen un azimut N 150° excepto en la parte sur, donde a partir de Langui cambia para tomar un azimut N 20° los buzamientos están alrededor de 60° hacia el SO estas fallas tienen movimientos normales-sinistrales. Al norte de la laguna Pomacanchi en Sangaeana-Marcaconga donde mejor se expone la falla, se ha encontrado una falla cuaternaria, esta falla es normal con azimut N 140° - 150° buza hacia el SO y posee un salto de varias decenas de metros. Debe mencionarse que Silgado reporta sismos superficiales y destructores entre Yanaoca y Pomacanchi, de cualquier forma es necesario un mayor estudio de este sistema de fallas. La distancia más corta de esta falla a la zona del Proyecto es de 40 km.

Existen también otras fallas en el área de la U.M. Tacaza tales como: Fallas del Ausangate, que se encuentran entre Ocongate y el macizo de Ausangate tiene un rumbo promedio N 60° E y una longitud de 20 km afectando al material glaciar y fluvio-glaciar, se desconoce el sentido y la edad de su última reactivación, la distancia al Proyecto es de 105 km.

Todos los sismos en la porción oceánica corresponden a la zona de subducción, mientras que en la porción continental se incluyen los sismos de la zona de Benioff con profundidades focales mayores de 70 km y los sismos continentales que son superficiales.

Al considerar las fuentes de sismos que puedan ser significativos para las aceleraciones en el área del estudio, es importante tener en cuenta las diferencias fundamentales en las características de atenuación asociadas con los sismos de

subducción y los sismos superficiales, debido a que estos se atenúan con mayor rapidez.

4.2.3. Determinación de las aceleraciones básicas de diseño.

Para determinar la aceleración de diseño se utilizará las aceleraciones máximas para diferentes periodos de retorno, que se desprenden del estudio de peligro sísmico las cuales son:

Tabla 16

Aceleraciones Básicas de Diseño

Aceleración Máxima (gals)	0.17	0.23	0.27	0.38	0.42
Periodo de Retorno (años)	100	500	1000	5000	10000

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

Por tanto la aceleración de diseño, para diferentes periodos de retorno es:

Tabla 17

Aceleraciones de Diseño para Periodos de Retorno.

Aceleración de Diseño	0.09	0.12	0.14	0.19	0.21
Periodo de Retorno (años)	100	500	1000	5000	10000

4.3. Caracterización geofísica.

El objetivo de una caracterización geofísica es de poder definir las condiciones físicas de las capas que conforman la formación litoestratigráfica, mediante la distribución de las resistividades, que permitan obtener una idea más clara de los sectores saturados de mayor interés hidrogeológico, para ello se realizó con el método de tomografía geoelectrica.

El método de Tomografía Geoelectrica, es un método geofísico que proporciona información de las propiedades físicas del subsuelo mediante el parámetro físico de resistividad real que poseen las formaciones geológicas, las que están en función de cuatro variables físicas como son, porosidad, nivel de saturación en agua, grado de litificación y composición mineralógica. Lo que constituye una herramienta más adecuada para definir características hidrogeológicas del terreno a lo largo de las secciones geoelectricas. El resultado final es una imagen en 2D Distancia-Profundidad, que muestra la resistividad real del subsuelo y que puede ser interpretado en términos geológicos. En su modalidad de resistividad de alta resolución en dos dimensiones (R2D) es una técnica recientemente desarrollada para la investigación de áreas con anomalías complejas, donde el empleo de Sondeos Eléctricos Verticales (SEV), Georadar u otras técnicas de Resistividad no permiten obtener información de detalle en Dos Dimensiones (R2D).

La Tomografía Geoelectrica consiste en obtener una serie de medidas de resistividad aparente con un micro dispositivo tetraelectrónico determinado y con una separación constante entre electrodos; e ir variando las distancias entre los pares de electrodos emisor-receptor por múltiplos de un valor, de tal forma que el resultado final será una sección o corte a varios niveles de profundidad. La resistividad es una

propiedad que poseen las formaciones geológicas y dependen fundamentalmente de cuatro variables: porosidad, nivel de saturación, grado de litificación y composición mineralógica.

Los resultados se vuelcan en pseudo secciones de resistividades aparentes conformando de este modo una malla en dos dimensiones. Una pseudo sección constituye una sección con curvas de isorresistividad que reflejan cualitativamente la variación espacial (2D) de resistividad aparente en el perfil investigado.

Asimismo mediante la tomografía geoelectrica se determinará lo siguiente:

- Identificación de rocas alteradas
- Localización de túneles, galerías y huecos
- Localización de fracturas

La profundidad alcanzada por estos ensayos en la zona del proyecto es de 60.00 metros de profundidad. En el siguiente cuadro se presenta líneas geoelectricas con las líneas de tomografía geoelectrica ejecutada.

Tabla 18

Líneas de Tomografía Geoelectrica Ejecutada

Línea de Tomografía Geoelectrica	Longitud ejecutada (m)
LTG-01	550.00
LTG-02	240.00
LTG-21	210.00
LTG-22	150.00
LTG-03	350.00
LTG-31	210.00
LTG-04	410.00
LTG-41	150.00
LTG-05	210.00
LTG-06	200.00
LTG-07	210.00
LTG-08	220.00
LTG-09	220.00
LTG-10	210.00
LTG-11	210.00
Total	3,750.00

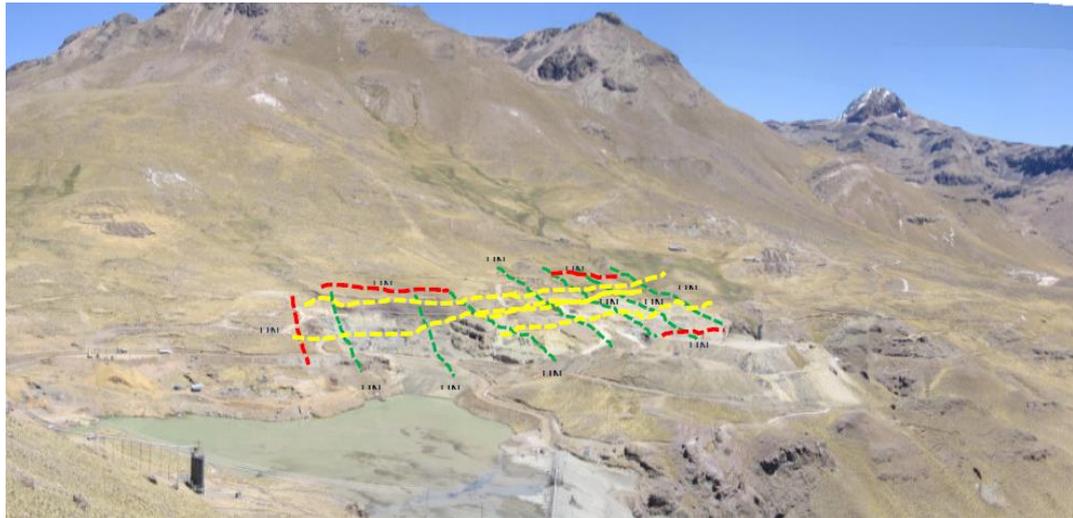


Figura 20. Ubicación de las Líneas Geofísicas en Terreno

4.3.1. Especificaciones del levantamiento de tomografía geoelectrica

A. Investigación de campo

Con el fin de obtener mayor información sobre las propiedades físicas del subsuelo e información vertical referente al método a ser aplicado, se realiza un previo reconocimiento geológico y topográfico en el área de la U.M. TACAZA, para establecer un esquema de trabajo apropiado de acuerdo a los objetivos.

B. Parámetros técnicos del levantamiento

Mediciones	: Dominio de tiempo
Configuración	: Polo-Dipolo
Extensión del dipolo (a)	: 10 metros
Niveles de lectura	: n1 a n10
Salida de energía	: 3.6 Kw.
Salida de Intensidad de corriente	: 0.5 – 5 Amperios
Ventanas de medición	: 20 ventanas de 80 miliseg.
Modo de integración	: Aritmético.
Tiempo de Retardo (Mv/v)	: 240 miliseg.
Software de Procesamiento	: Oasis Montaj.
Software de Inversión	: DCIP2D – UBC

C. Instrumentos:

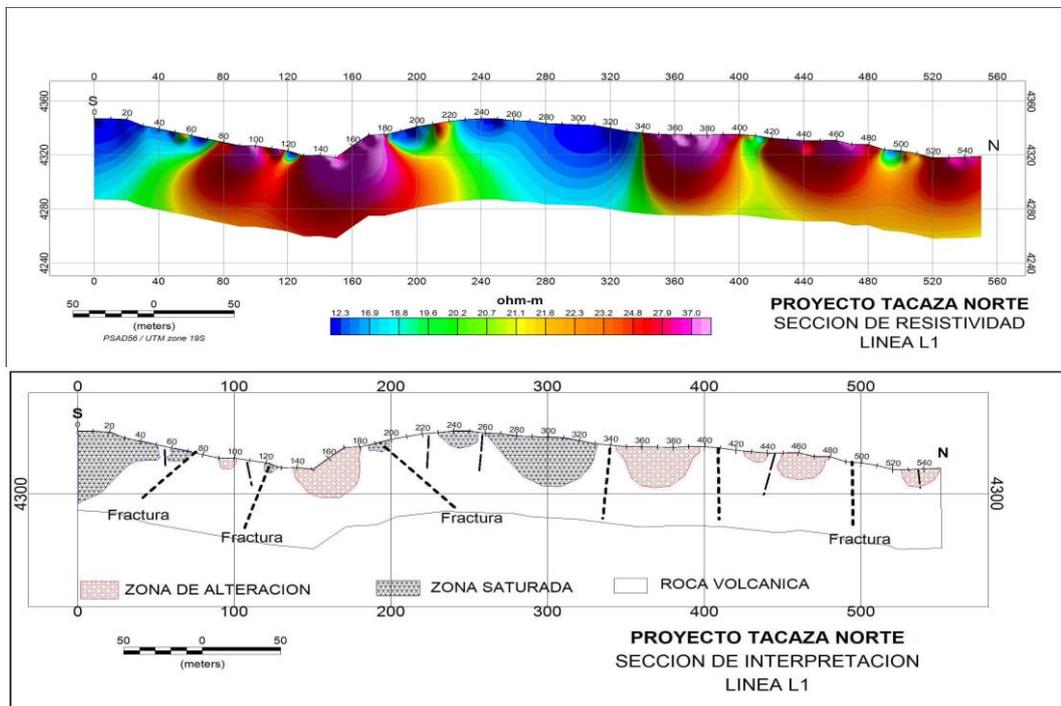
Receptor	: Elrec - PRO - IRIS
Transmisor	: TxII de 3.6 Kw. – GDD
Generador	: EP6500cxs - HONDA
Accesorios	: Electrodo, cables, radios.



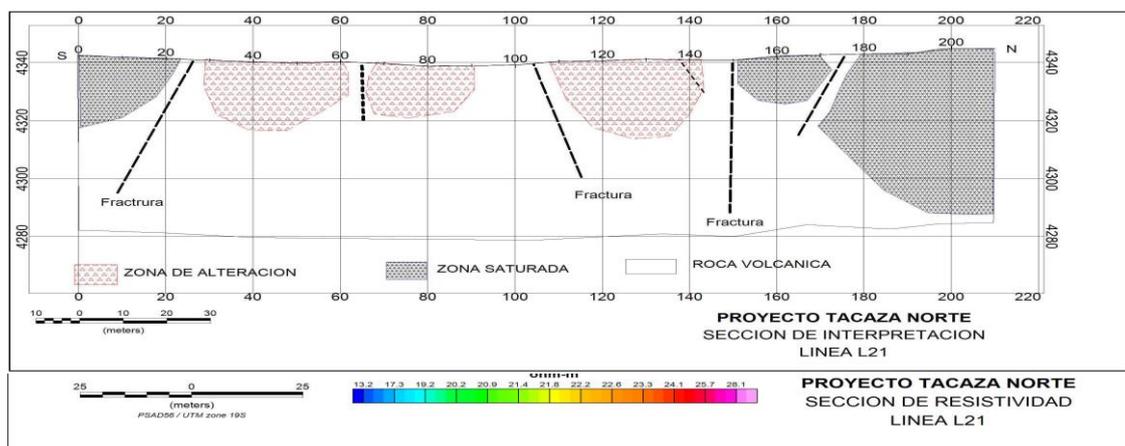
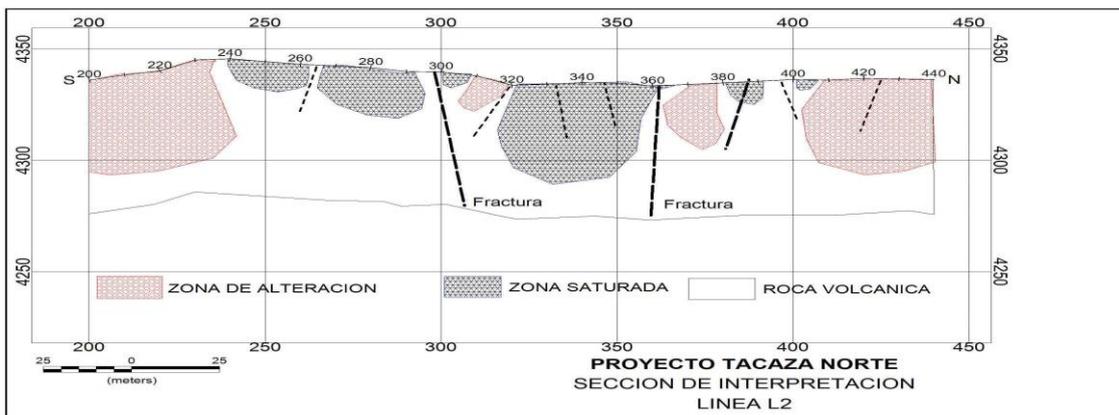
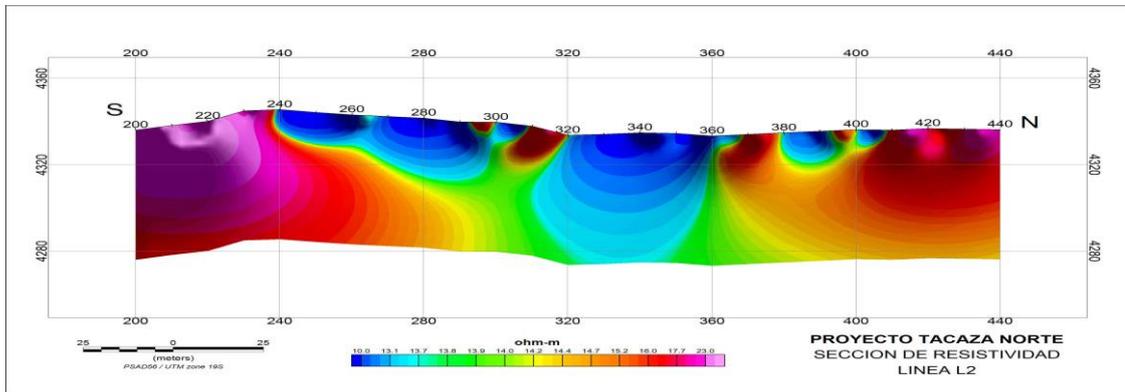
Figura 22. Adquisición de los Datos de Campo con el Receptor Iris ElRec Pro y Transmisor GDD.

4.3.2. Líneas Tomográficas.

Línea de Tomografía LTG-1

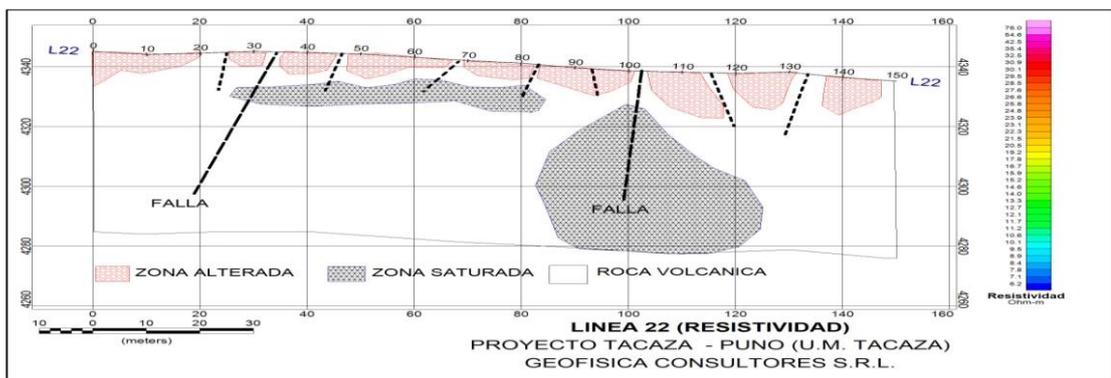
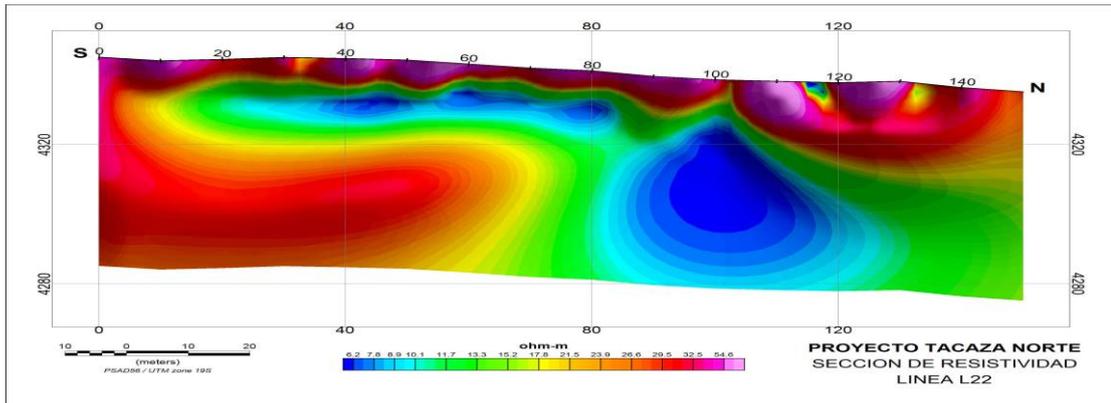


Línea de Tomografía LTG-2.

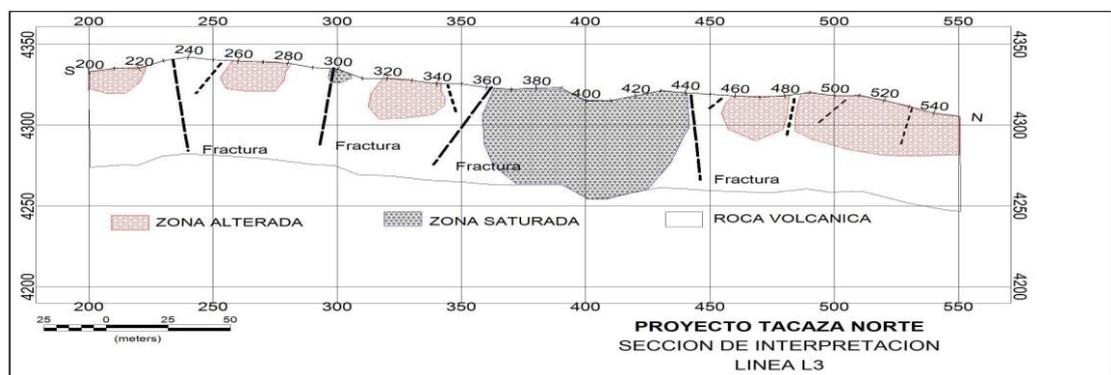
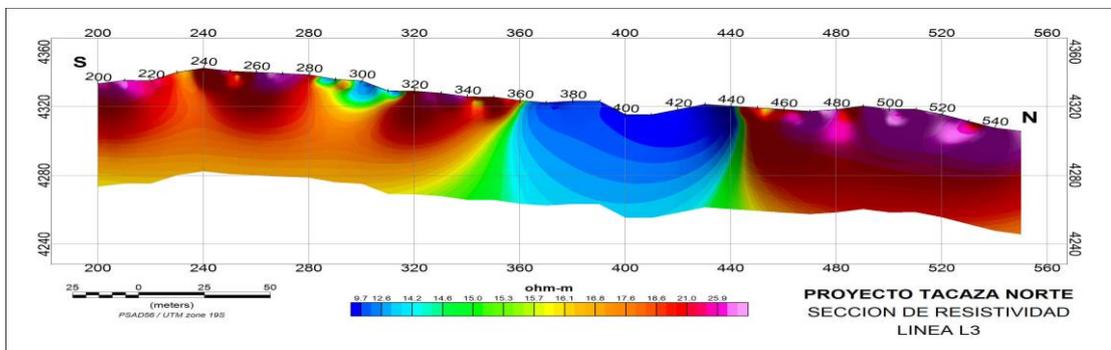


Línea de Tomografía LTG-2.1

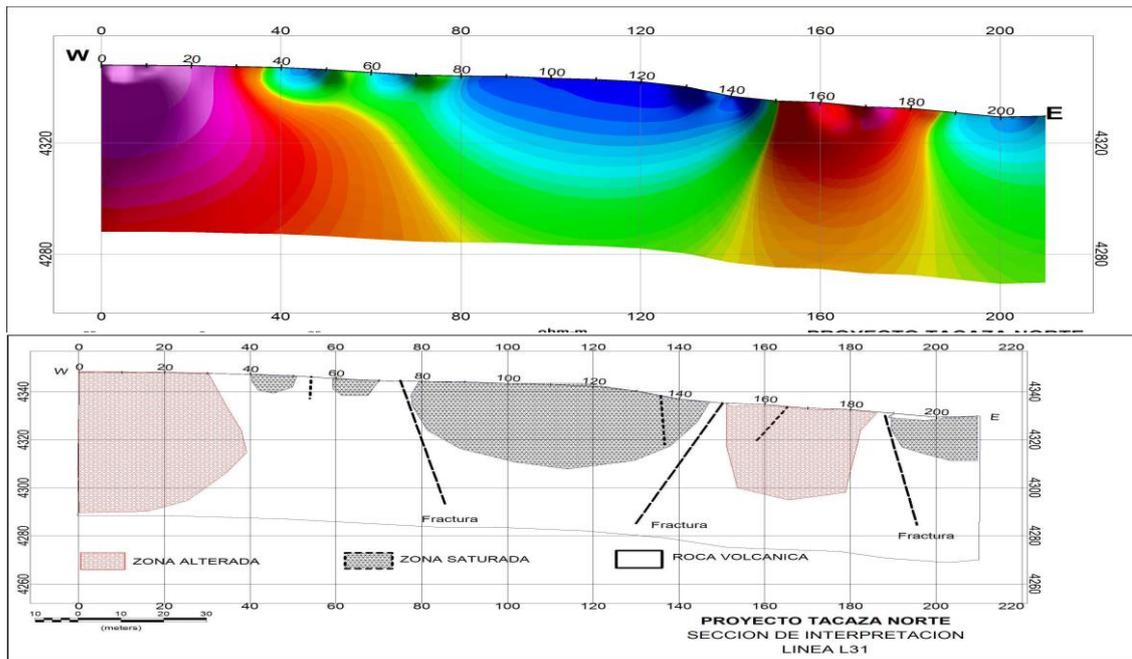
Línea de Tomografía LTG-2.2



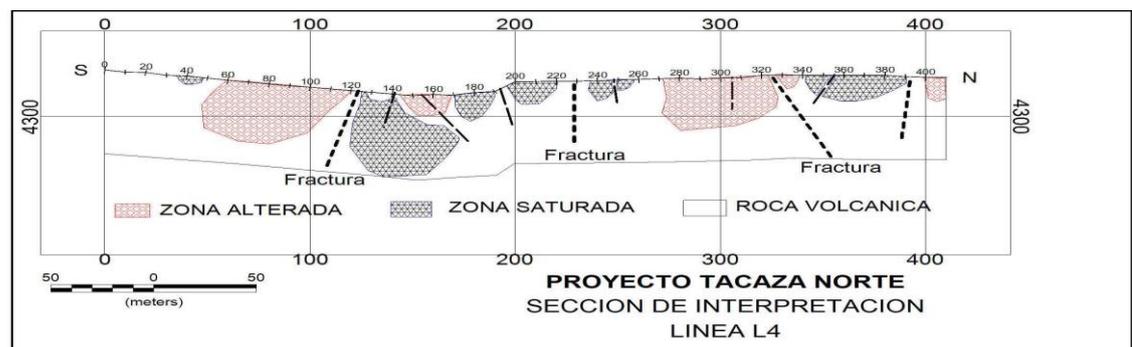
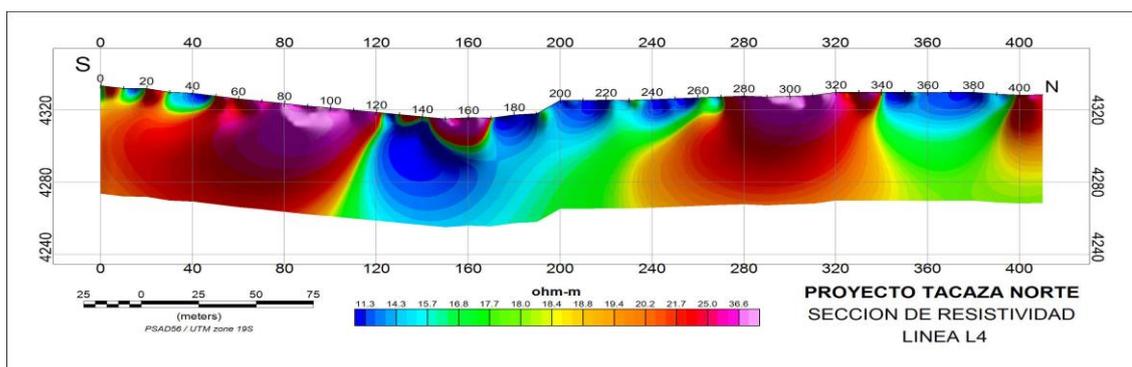
Línea de Tomografía LTG-3



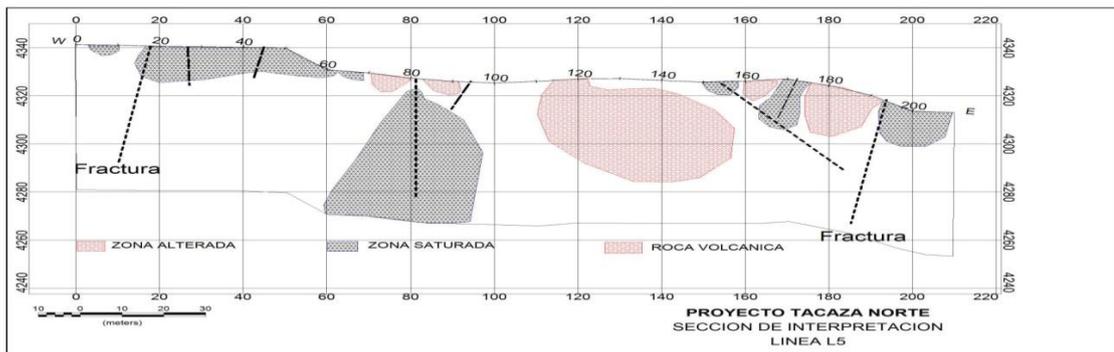
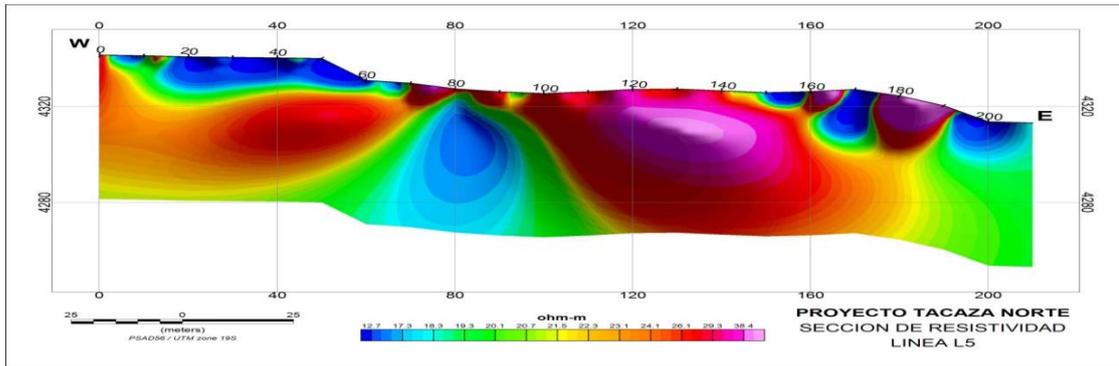
Línea de Tomografía LTG-3.1



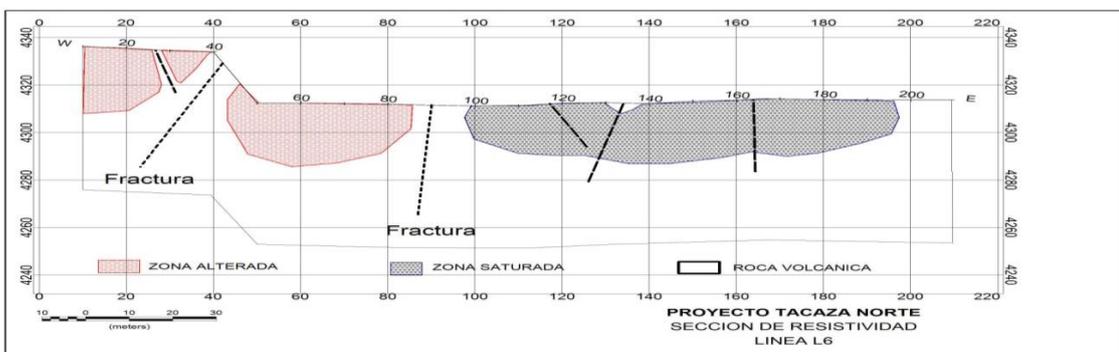
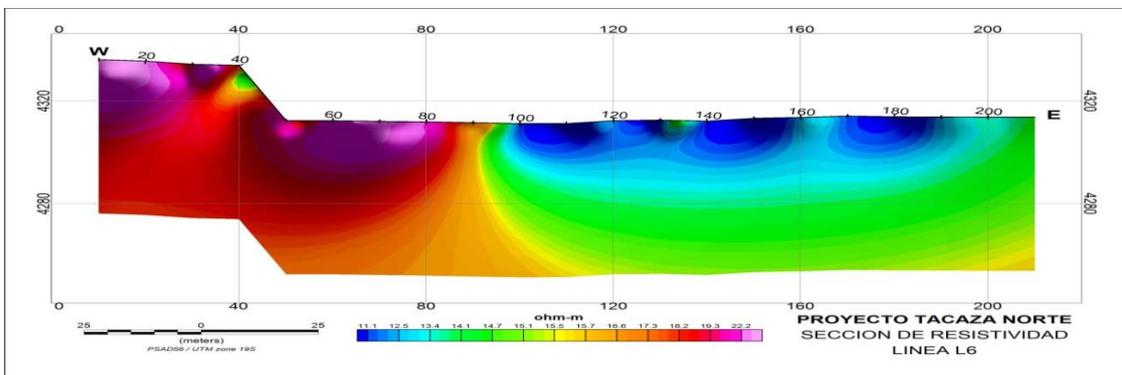
Línea de Tomografía LTG-4



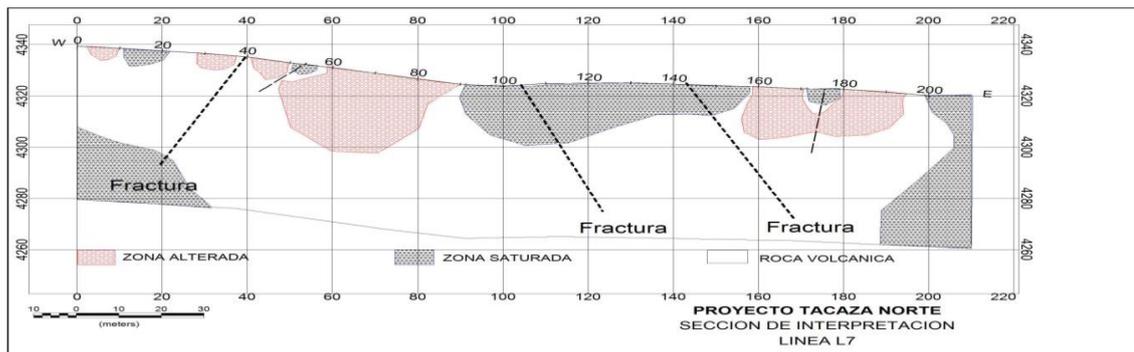
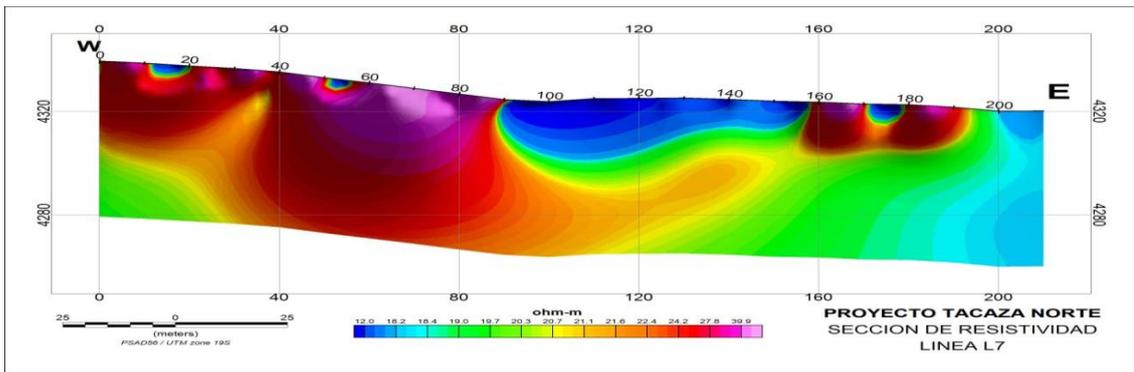
Línea de Tomografía LTG-5



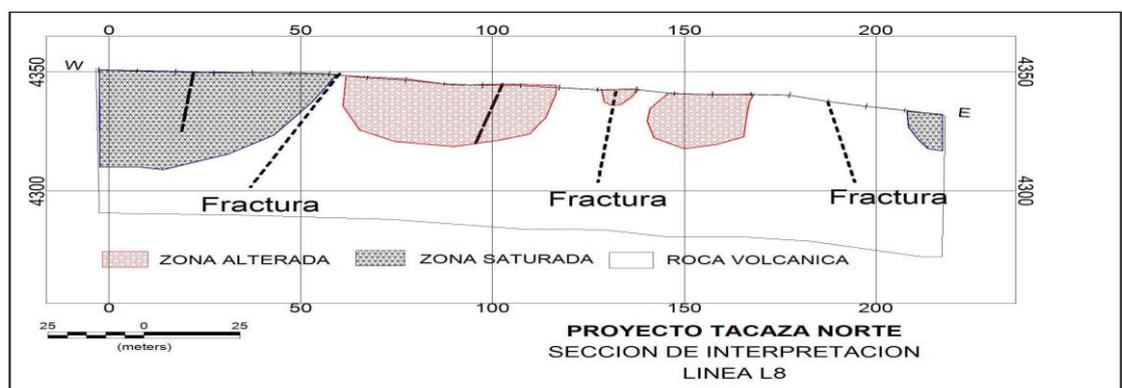
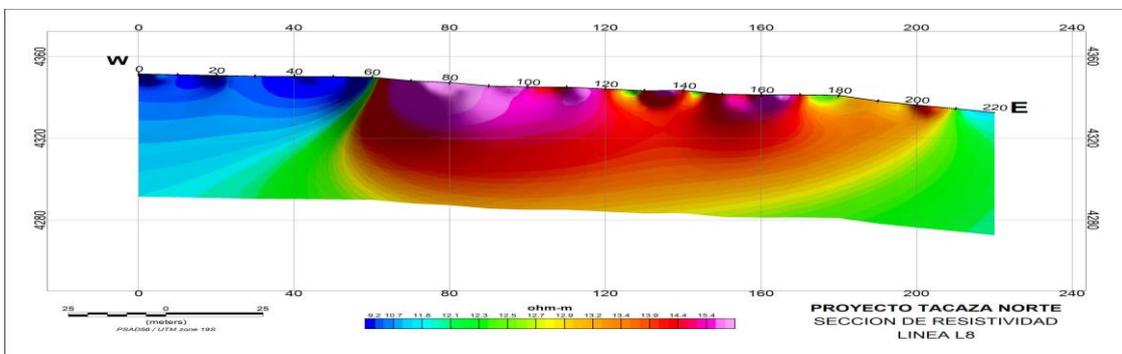
Línea de Tomografía LTG-6



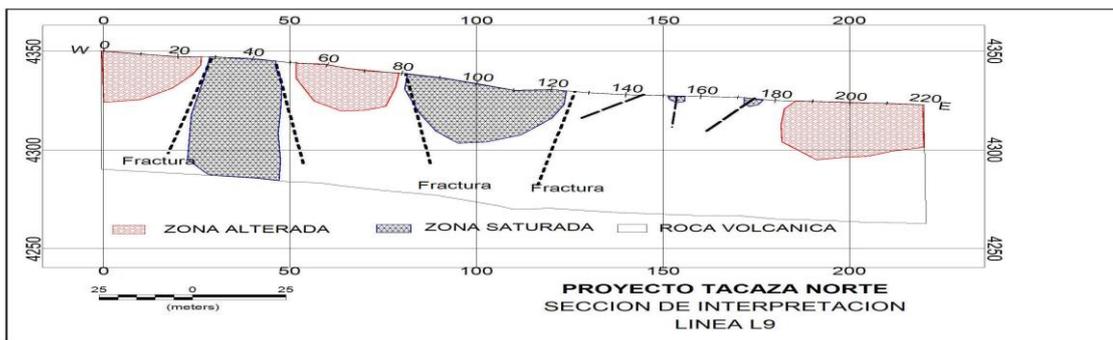
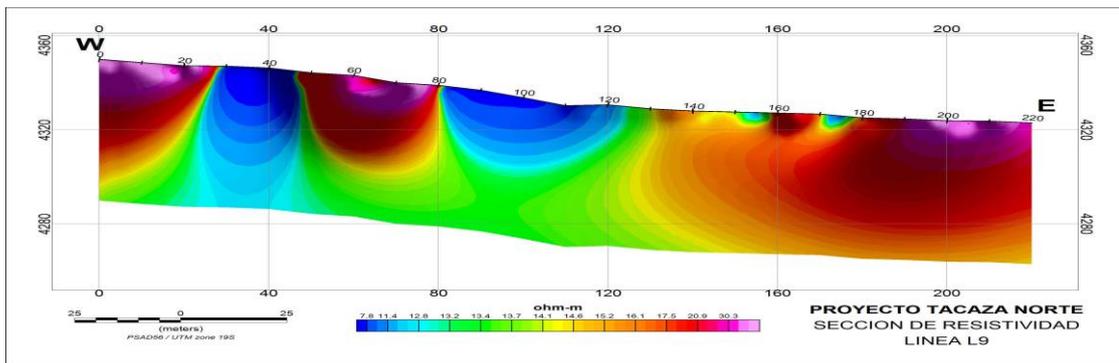
Línea de Tomografía LTG-7



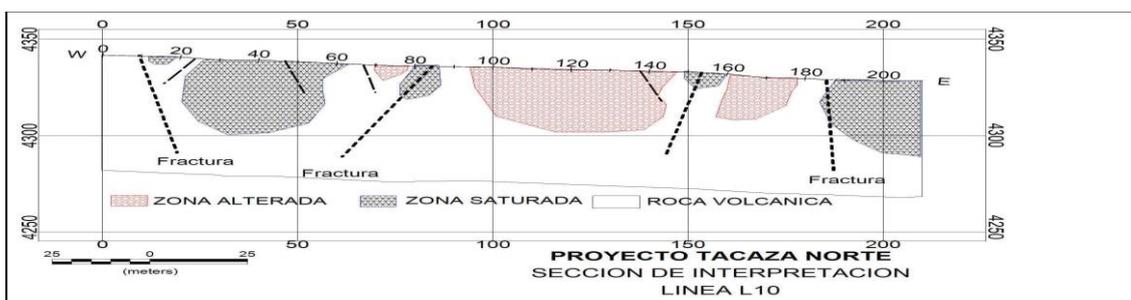
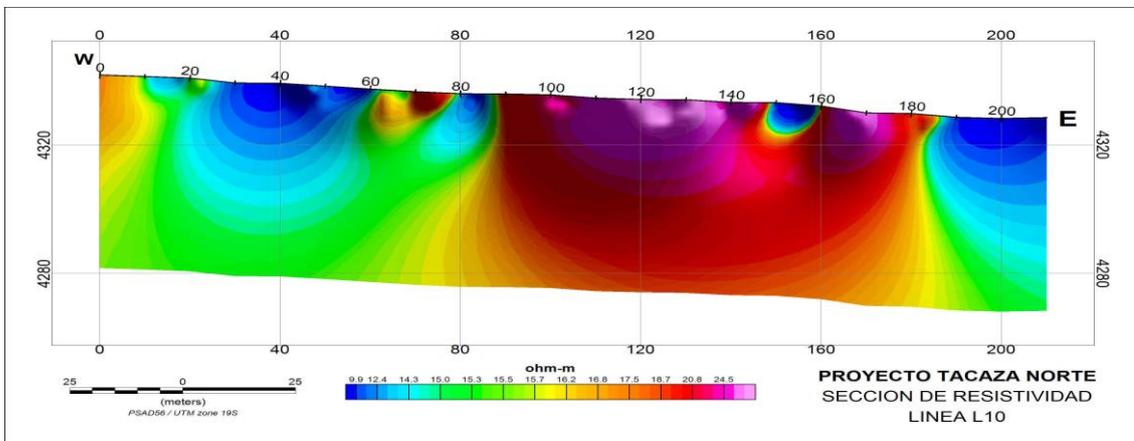
Línea de Tomografía LTG-8



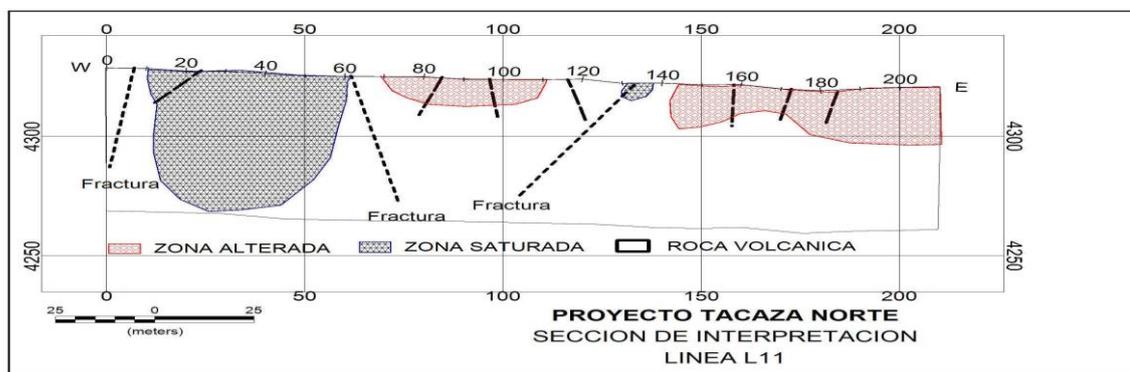
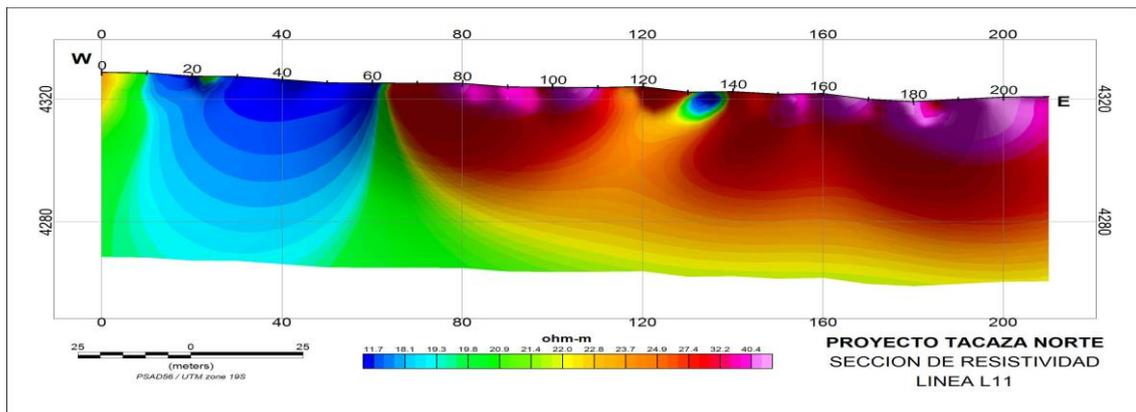
Línea de Tomografía LTG-9



Línea de Tomografía LTG-10



Línea de Tomografía LTG-11



4.3.3. Interpretación de las secciones de tomografía geolétrica

El estudio geofísico de Tomografía Geolétrica, tiene como resultado final secciones geolétricas (*distancia-profundidad*) que indican la distribución de la resistividad real del subsuelo, las que permitirán ser interpretadas en términos geológicos e hidrogeológicos. Las secciones que se describen se observan sectores conductivos que son causadas por su elevada saturación, grado de alteración, porosidad y fracturamiento las mismas que se relacionan a fracturas transmisivas que sirven de conducto para la infiltración en profundidad.

Como una observación preliminar las resistividades en el área de estudio varían desde los 2 Ohm-m hasta los 90 Ohm-m, lo cual es indicativo de un ambiente geológico complejo. Se ha podido distinguir y diferenciar zonas saturadas, que se caracteriza por presentar resistividades muy bajas debido a su mayor porosidad, menor grado de litificación y mayor saturación en relación con la zona de resistividades altas.



Los sectores muy conductivos están controlados por el contacto geoelectrico que define la zona conductiva y la roca impermeable, el sistema de fracturamiento permite la transmisión del agua. Los resultados finales están determinados en Planos a diferentes profundidades y en secciones geoelectricas que están interpretadas en términos geológicos-geofísicos.

4.3.4. Planos de Interpretación.

En base a las secciones geoelectricas se han elaborado diferentes planos de resistividades a diferentes profundidades de acuerdo al relieve topográfico.

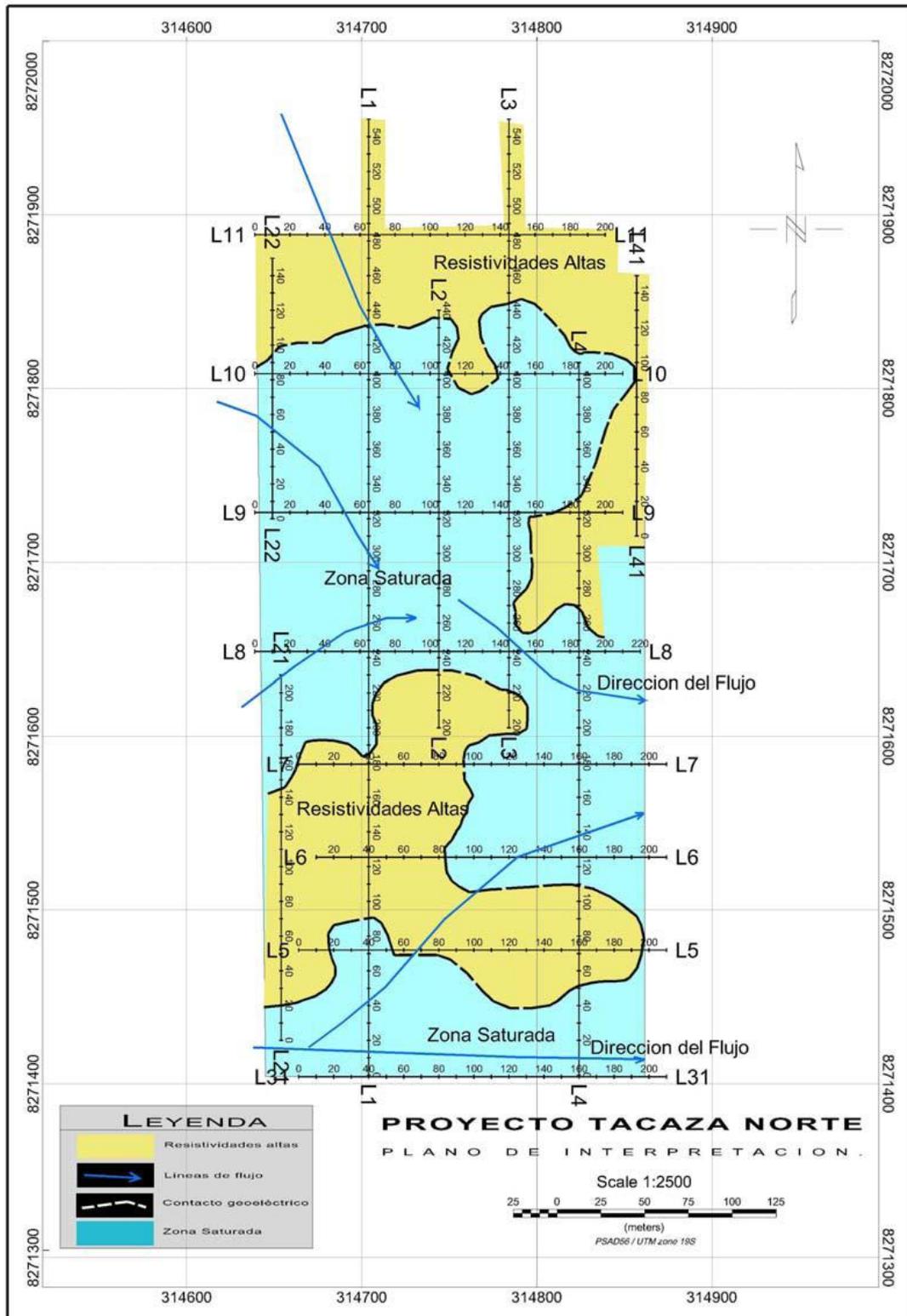


Figura 23. Plano de Interpretación de Líneas Geofísicas - Resistividad.

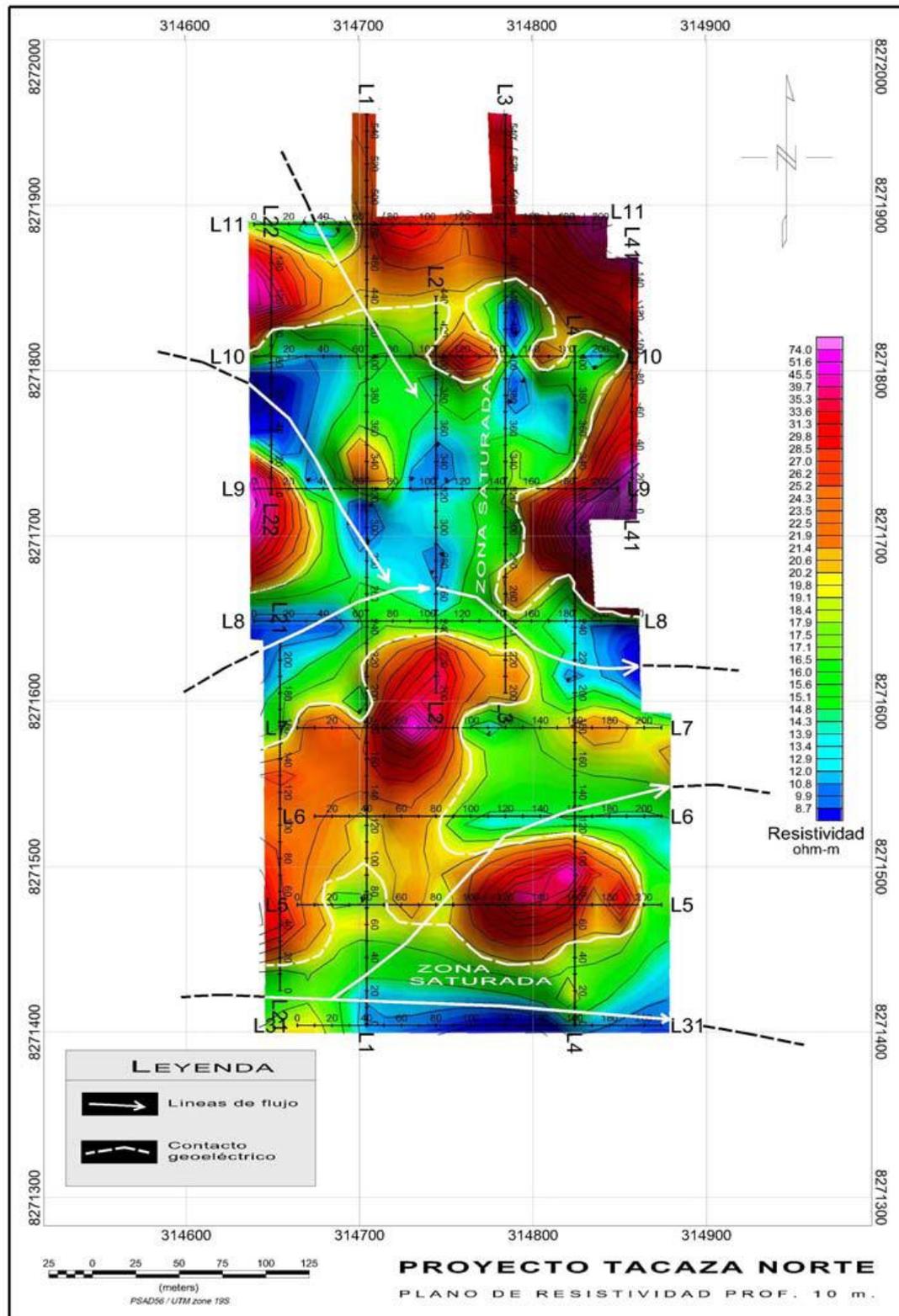


Figura 24. Plano de Interpretación de Líneas Geofísicas - Isovalores.

4.3.5. Interpretación General.

El análisis desde la perspectiva de la respuesta geoelectrica y las evidencias geológicas de superficie han permitido proponer un modelo geoelectrico - geológico que es consistente con las observaciones de campo, caracterizando el subsuelo hasta una profundidad estimada entre los 60 metros. El dominio de resistividades bajas estaría relacionado a un sistema de fracturas geoelectricas, que corresponden a una roca alterada, permeable, porosa y fracturada, las resistividades altas están relacionadas a la roca impermeable, que se caracteriza por ser compacta de textura uniforme (rocas volcánicas).

Los resultados obtenidos del estudio de Tomografía Geoelectrica, deben ser correlacionados con la información geológica con el objetivo de poder dilucidar el contexto hidrogeológico del área.

4.4. Caracterización hidrogeológica.

Los materiales geológicos (suelo/roca) en las que la U.M.Tacaza está emplazada pueden ser agrupados en dos tipos principales, bajo el punto de vista hidrogeológico:

- Materiales inconsolidados con permeabilidad y porosidad intergranular o intersticial dominante, Alta a Regular. Son representados por los depósitos fluvio-glaciares, morrénicos, coluviales y similares de edad cuaternaria.
- Rocas con permeabilidad y porosidad intergranular o intersticial dominante, Regular a Baja, asociada a permeabilidad y porosidad de fracturas, planos de estratificación, etc. Son representados por las rocas del volcánico Tacaza.

4.4.1. Perforación Diamantina.

Con la finalidad de conocer los parámetros hidrogeológicos se han ejecutado 04 perforaciones diamantinas, cuya relación se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 19

Ubicación de Perforaciones Diamantinas.

Perforación Diamantina	Coordenadas		Profundidad Alcanzada (m)
	Norte	Este	
PZ-1	8'271,529.9	314,649.32	20.00
PZ-2	8'271,530.0	314,847.96	20.00
PZ-3	8'271,808.4	314,656.69	20.00
PZ-4	8'271,804.0	314,839.18	20.00

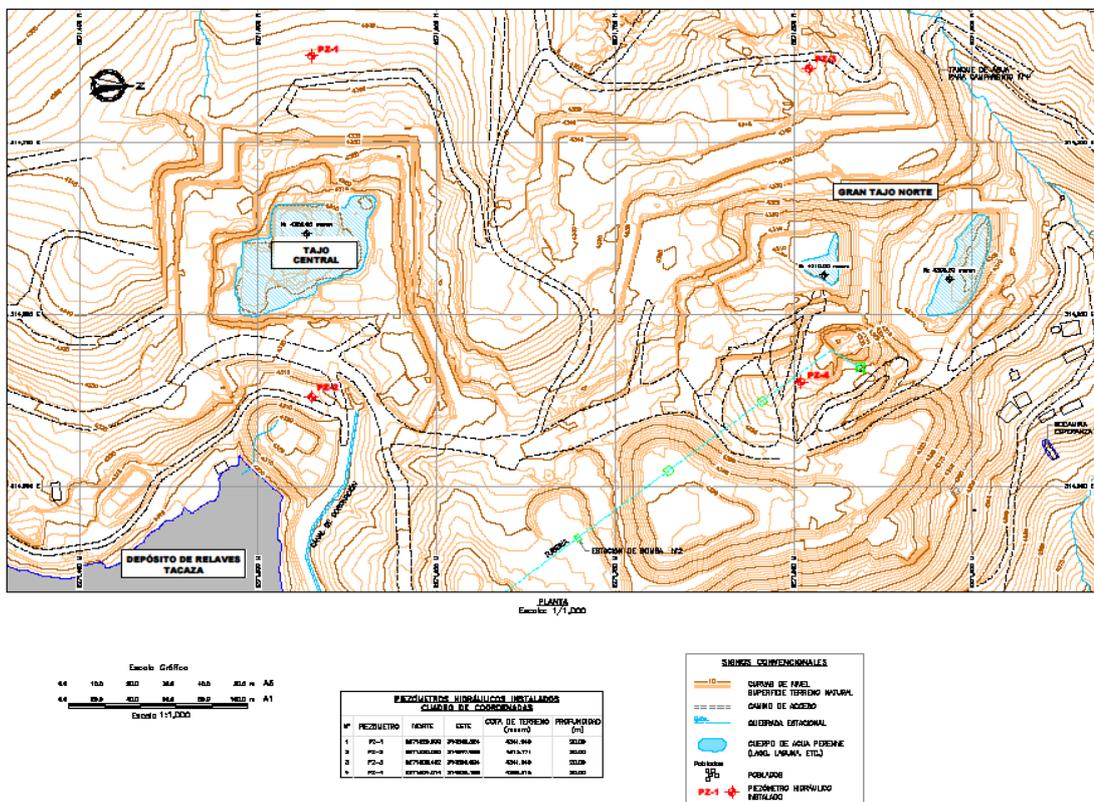


Figura 25. Plano de Ubicación de Piezómetros.

4.4.2. Ensayos de Permeabilidad.

Para realizar la caracterización hidrogeológica de la zona de estudio es necesario conocer las condiciones hidráulicas del material encontrado en los

sondeos diamantinas, en tal sentido se han ejecutado ensayos de permeabilidad lefranc y/o lugeon. En los siguientes cuadros se presentan los resultados de los ensayos de permeabilidad ejecutados.

Tabla 20

Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 1

Perforación Diamantina	Tramo ensayado (m)	Tip o de Ensayo	“k” (cm/se g)	Calificación	Tipo de material
PZ-1	4.50 –	Lef	7.592 x	Moderad	Roca Andesita
	9.50 –	Lef	1.134 x	Moderad	Toba volcánica
	14.50 –	Lef	5.851 x	Moderad	Toba volcánica
	19.50 –	Lef	8.099 x	Bajo	Toba volcánica

Tabla 21

Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 2

Perforación Diamantina	Tramo ensayado (m)	Tip o de Ensayo	“k” (cm/seg)	Calificación	Tipo de material
PZ-2	4.50 – 5.00	Lefranc	1.928×10^{-5}	Bajo	Arena limosa
	9.50 – 10.00	Lefranc	2.084×10^{-3}	Moderado	Toba volcánica
	11.00 – 15.00	Lugeon	2.514×10^{-4}	Moderado	Toba volcánica
	16.00 – 20.00	Lugeon	6.688×10^{-4}	Moderado	Toba volcánica

Tabla 22

Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 3

Perforación Diamantina	Tramo ensayado (m)	Ti po de Ensayo	“k” (cm/seg)	Calificaci ón	Tipo de material
PZ-3	4.50 – 5.00	Lefranc	2.825×10^{-6}	Bajo	Grava limo arcillosa
	9.50 – 10.00	Lefranc	1.092×10^{-2}	Alto	Arenas
	14.50 – 15.00	Lefranc	4.894×10^{-5}	Bajo	Toba volcánica
	19.50 – 20.00	Lefranc	6.454×10^{-4}	Moderado	Toba volcánica

Tabla 23

Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 4

Perforación Diamantina	Tramo ensayado (m)	Ti po de Ensayo	“k” (cm/seg)	Calificaci ón	Tipo de material
PZ-4	4.50 – 5.00	Lefranc	1.809×10^{-2}	Bajo	Toba Brechada
	9.50 – 10.00	Lefranc	3.840×10^{-5}	Alto	Toba Brechada
	10.00– 15.00	Lugeon	5.851×10^{-4}	Moderado	Toba Brechada
	19.50– 20.00	Lefranc	1.992×10^{-5}	Alto	Toba Brechada

En los niveles superiores de la perforación se han atravesado material cuaternario con rangos de permeabilidad variable; encontrándose arenas sueltas con valores de permeabilidad alta ($K=10^{-2}$ cm/seg), así como estratos de gravas arcillosas con valores de permeabilidad bajos ($k=10^{-6}$ cm/seg).

Los ensayos de permeabilidad ejecutados en el macizo rocoso fracturado arrojaron valores de permeabilidad moderados ($k=10^{-3}$ a 10^{-4} cm/seg); sin embargo cuando en el medio rocoso sus fracturas se encuentran rellenas de finos (arcillas

y limos) la permeabilidad descende, comportándose como un medio poco permeable o de baja permeabilidad (10^{-5} cm/seg).

4.4.3. Instalación de Piezómetros Hidráulicos.

Con la finalidad de llevar un monitoreo de los niveles freáticos presentes en la zona de estudio, se ha instalado 04 piezómetros hidráulicos abiertos tipo Casagrande en las perforaciones diamantinas ejecutadas. En el siguiente cuadro se muestra la relación de estos piezómetros:

Tabla 24

Piezómetros Hidráulicos Instalados.

Piezómetro	Coordenadas		Cota de Terreno (msnm)	Cota de Fondo Instalación (msnm)	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)	Fecha de medición
	Norte	Este					
PZ-1	8°271,529.930	314,649.324	4,341.949	4,321.949	20.00	4.46	30-09-12
PZ-2	8°271,530.090	314,847.966	4,313.171	4,293.171	20.00	3.99	30-09-12
PZ-3	8°271,808.452	314,656.694	4,341.649	4,321.649	20.00	17.82	30-09-12
PZ-4	8°271,804.014	314,839.189	4,328.315	4,308.315	20.00	12.51	30-09-12

4.4.4. Monitoreo de Niveles Freáticos en piezómetros hidráulicos instalados

En los cuatro taladros diamantinos se realiza el monitoreo de los piezómetros hidráulicos instalados como se presenta a continuación:

Tabla 25

Monitoreo de Niveles Freáticos

Piezómetro	Fecha								
	22-09-12	23-09-12	24-09-12	25-09-12	26-09-12	27-09-12	28-09-12	29-09-12	30-09-12
	Profundidad (m)								
PZ-1	-	-	-	-	4.36	4.43	4.45	4.46	4.46
PZ-2								3.95	3.99
PZ-3	12.13	-	12.18	12.20	12.40	12.43	12.46	12.50	12.51

Se estima que en la época húmeda que se caracteriza por fuertes precipitaciones en la zona de estudio, los niveles freáticos experimentarán un ascenso encontrándose más próximos a la superficie del terreno natural.

4.4.5. Condiciones Hidrogeológicas

La presencia de agua subterránea en el área se manifiesta en forma de humectaciones u ojos de agua en los taludes de corte de los Tajos Norte y Central, estas manifestaciones se originan principalmente por la infiltración a través del suelo y roca en la época de precipitaciones pluviales estacionales. Cabe resaltar que estas humectaciones u ojos de agua tienden a disminuir notoriamente durante la temporada de estiaje y en algunos casos se secan o desaparecen.

Por otro lado la presencia de agua subterránea se manifiesta también en estancamientos de agua en el fondo de los Tajos Central y Norte, estas acumulaciones son el resultado de las infiltraciones de los flujos de agua subterránea que atraviesan el macizo rocoso, es probable que dichos estancamientos coincidan con el nivel freático en la zona del proyecto. El monitoreo de los niveles freáticos en los piezómetros hidráulicos instalados muestra que los niveles de agua en el Tajo Central oscilan desde los 4.00 a 4.46 metros de profundidad; mientras que en el Tajo Norte, se presentan niveles freáticos desde los 12.51 a 17.82 metros de profundidad.

Los tajos Central y Norte están emplazados en rocas de la formación Tacaza con formada por tobas y lavas andesíticas fracturadas y alteradas, dicha unidad hidrogeológica posee una permeabilidad moderada a bajo (valores entre 10⁻³ a 10⁻⁵ cm/seg). Estas permeabilidades son típicas en medios rocosos fracturados y alterados, que ocasionalmente sus fracturas están rellenas por material fino.

Los depósitos cuaternarios conformados por arenas y gravas arcillosas constituyen otra unidad hidrogeológica con rangos de permeabilidad entre 10⁻² a 10⁻⁶ cm/seg, los valores altos corresponde a suelos arenosos, y valores bajos para las gravas arcillosas.

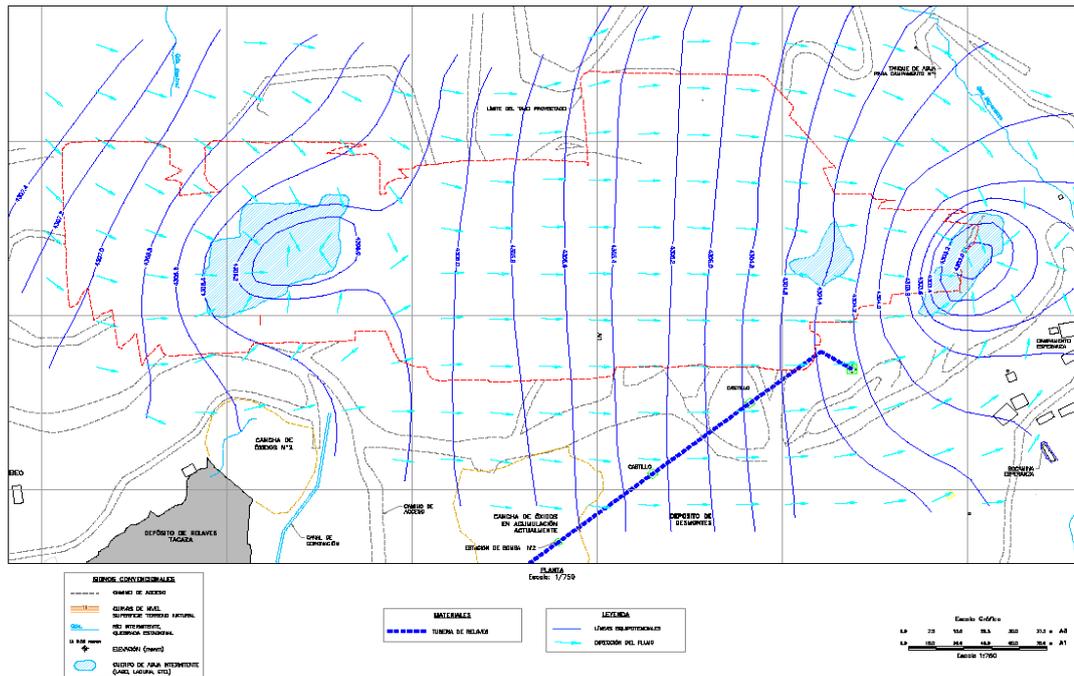


Figura 26. Líneas Isohipsas en Tajo Norte y Central.

4.5. Caracterización del estudio reológico de relaves.

4.5.1. Metodología

Para la determinación de las características físico – químicas de los relaves, tanto convencionales y espesados se procede a la extracción de muestras representativas. Para la determinación de los análisis químicos los relaves han pasado por un proceso de secado a fin de determinar los contenidos de minerales para una muestra de sólidos respectiva cuyos ensayos han sido ejecutados en laboratorios especializados.

Para el caso de las propiedades físicas de los relaves, convencionales y espesados, se extrajeron muestras representativas determinándose los porcentajes de peso de sólidos, densidades, gravedad específica, entre otros parámetros de importancia para la estimación y predicción de su disposición en el depósito de relaves final.

4.5.2. Relaves espesados

El Método de relaves espesados (Thickened Tailings Disposal – TTD), fue desarrollado con el fin de minimizar las diferentes dificultades que se presentan

durante los vertimientos directos de pulpas de relaves con altos contenidos líquidos, además de depósitos de gran tamaño. Con la implementación de este método se proporcionó en primera instancia la reducción de infiltraciones a los suelos basales y reducir la contaminación del aire en los relaves que se requería disponer por el movimiento de la maquinaria.

A diferencia de los depósitos de relaves convencionales que requieren de grandes muros muy difíciles de construir en las condiciones locales y cuyo riesgo de inestabilidad se acrecentaba por los requerimientos geotécnicos de los suelos basales de soporte, los relaves espesados requerirán menor tamaño de los cierres que se traduce en una mayor estabilidad.

La premisa fundamental al desarrollar el método TTD fue que los relaves no eran inalterables, por un simple proceso de espesamiento o reducción de su contenido de agua era posible alterar sus propiedades físicas. El comportamiento de una masa espesada se aproxima más al de un semisólido que a un fluido.

CIEMSA, con la finalidad de permitir un adecuado manejo y disposición final de sus relaves, implementa la instalación de “conos sedimentadores” hacia el tajo, obteniendo densidades promedio entre 1,6 y 1,7 gr/cm^3 , permitiendo la recuperación de un porcentaje importante de agua. La capacidad de este sistema de tratamiento de los relaves mediante “conos sedimentadores” es para una producción de 500 TPD, capacidad para lo cual será proyectada la vida útil de su depósito de relaves.

A continuación se muestra la comparación de los principales parámetros que caracterizan a los relaves convencionales (ingreso a los espesadores) y el relave espesado (salida de los espesadores):

Tabla 26

Características de Relave Seco

Descripción	Unidad	Valor numérico
Toneladas secas de relave	TMSD	500
Gravedad específica del sólido		2.60

Tabla 27

Características del Relave Convencional y el Relave Espesado.

Descripción	Unidad	Relave	Espesado
Densidad	Grs/Litro	1,180	1,600
Porcentaje en peso de sólidos	%	22.15	60.94
Relacion peso liquido - solido			0.641
Porcentaje de solidos en volumen	%		37.50
Flujo total del relave	GPM	381.83	99.73
Flujo de relaves	m ³ /hr	89.743	22.65
		2,153.8	
Flujo de relaves	m ³ /día	3	542.571
Flujo de relaves	Tn/hr	105.9	36.24
		2,541.5	
Flujo de relaves	Tn/día	2	869.71
	TMH/D	1,608.0	
Flujo de liquido (agua)	IA	2	339.74
Agua separada por el espesador (canaleta superior)	TMH/DIA		1,268.28

4.5.3. Granulometría.

La granulometría de las muestras se obtiene a partir del tamizado de los relaves por mallas estandarizadas según norma ASTM, hasta un tamaño de 25 μm (malla #500), los tamaños inferiores a este valor se obtienen vía Hidrometría que es un proceso basado en la sedimentación de las partículas en una probeta estandarizada y en condiciones controladas.

En las tablas siguientes se muestran las granulometrías realizadas para la muestra de relave convencional y relave espesado.

Tabla 28

Análisis Granulométrico por Tamizado para Relave Convencional

Malla Nº	Abertura U	Relave Final			
		Peso	% Peso	Acum. % (+)	Acum. % (-)
70	212	4,82	1,48	1,48	98,52
100	150	14,06	4,33	5,81	94,19
200	75	71,12	21,9	27,71	72,29
325	45	49,48	15,23	42,94	57,06
400	38	13,6	4,19	47,13	52,87
-400	-38	171,73	52,87	100	0
total		324,81	100		

Tabla 29

Análisis Granulométrico por Tamizado para Relave Espesado .

Malla Nº	Abertura U	Relave Final			
		Peso	% Peso	Acum. % (+)	Acum. % (-)
70	212	7,25	1,45	1,45	98,55
100	150	21,8	4,36	5,81	94,19
200	75	113,1	22,62	28,43	71,57
325	45	78,2	15,64	44,07	55,93
400	38	23,85	4,77	48,84	51,16
-400	-38	255,8	51,16	100	0
total		500	100		

Los análisis granulométricos para ambas muestras determinan similares características de gradación, considerando que las muestras han sido ejecutadas con el material sólido y para ambas muestras es el mismo, no siendo relevante los porcentajes de contenido de líquido.

4.5.4. Velocidad de Sedimentación.

Este método consiste en colocar la muestra de relave en una probeta y después de agitar unos minutos dejar que sedimenten las partículas por orden de tamaño. (Según la ley de Stokes la velocidad de sedimentación de una partícula sólida en un fluido depende entre otros factores del diámetro de la partícula). Seguidamente se observan las capas depositadas.

Tabla 30

Tiempo y Altura de Sedimentación

ítem	Tiempo (min)	Altura de Sedim. (mm)	ítem	Tiempo (min)	Altura de Sedim. (mm)	ítem	Tiempo (min)	Altura de Sedim. (mm)
1	0	297	15	59	250	29	165	201
2	4	293	16	64	247	30	180	198
3	8	292	17	69	245	31	210	194
4	12	290	18	74	240	32	240	190
5	16	286	19	79	235	33	270	187
6	20	282	20	84	228	34	330	181
7	24	278	21	90	223	35	390	177
8	28	274	22	96	219	36	450	173
9	32	270	23	102	216	37	510	170
10	36	266	24	108	214	38	570	167
11	40	263	25	114	212	39	1326	152
12	44	261	26	120	211	40	1509	151
13	49	257	27	135	207	41	1746	149
14	54	253	28	150	204			

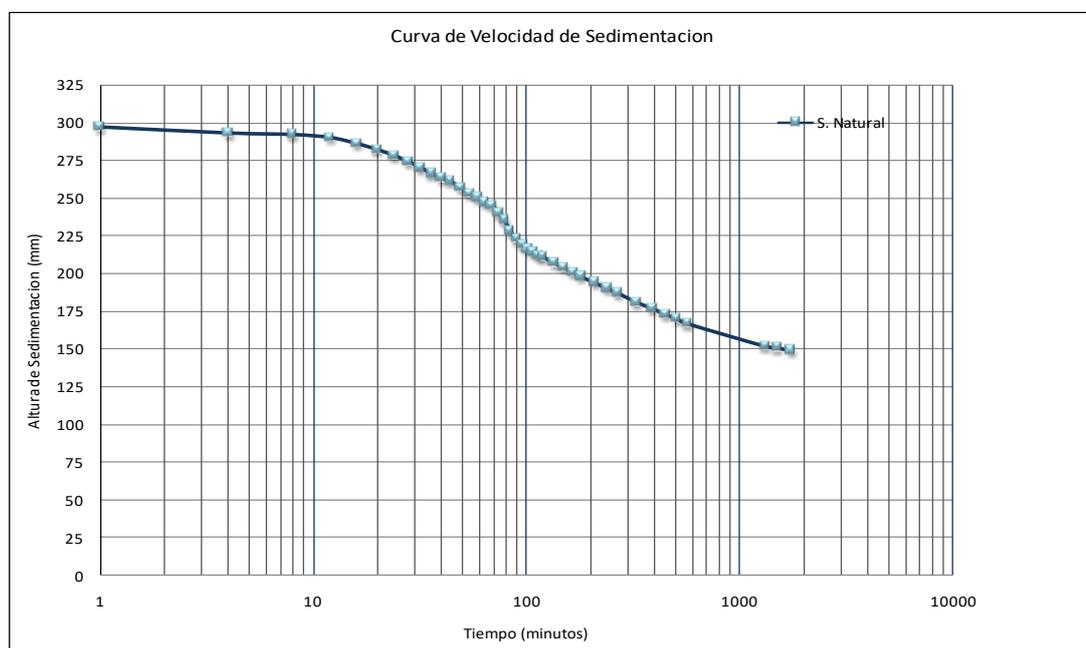


Figura 27. Curva Velocidad de Sedimentación

Par el caso de relaves espesados, se ejecutó de manera similar, sin embargo, después de un periodo de observación de 48 horas, no fue posible registrar una sedimentación aparente, pero el aumento de densidad del relave convencional

producto del proceso de espesamiento donde la disminución del agua es relevante, ha producido una notable reducción de los vacíos entre las partículas lo que se ve reflejado en un desapercibido asentamiento de partículas.

4.5.5. Producción de relaves espesados

Diariamente se procesa 500 Tn de material sólido, el cual representa un porcentaje en peso de 22.15% y 60.94% respectivamente para el relave convencional y espesado, con una gravedad específica de 2.60, en promedio se produce un total de 53,000 m³/mes de relave convencional que serán procesados en la planta de espesado para obtener un promedio 14,000 m³/mes, recuperando aproximadamente 39,000 m³/mes de agua. Finalmente al depósito de relaves se verterán 14,000 m³/mes de relave espesado.

Por otra parte, el relave espesado se caracteriza por presentar un porcentaje de 60.94% de sólidos esto indica que durante los procesos de vertimiento al depósito de relaves se formará dos partes diferenciadas, una playa de relaves y una laguna líquida.

4.5.6. Ensayos de espesamiento

Para el espesamiento de la pulpa de relaves se implementaron conos sedimentadores los cuales permitirían el manejo de relaves espesado y su disposición final con una densidad entre 1.6 y 1.7 Tn / m³.

Tabla 31

Característica del Relave Espesado.

Descripción	Unidad	Relave Convencional	Relave Espesado
Densidad	Grs/Litro	1,180	1,600
Porcentaje en peso de sólidos	%	22.15	60.94

4.5.7. Alternativas de tratamiento para relaves.

Las alternativas que se tiene para análisis son las siguientes:

- ✓ Alternativa de tratamiento de relaves empleando un Espesador y almacenamiento en el Tajo mezclado con desmonte de mina.
- ✓ Alternativa de tratamiento de relaves empleando Filtros para el desecado de los Relaves y almacenamiento en el Tajo mezclado con desmonte de mina.
- ✓ Alternativa empleando un depósito temporal
- ✓ Alternativa depósito de relaves en pulpa.

4.5.8. Criterios técnicos para la selección.

Se menciona algunas consideraciones o criterios técnicos que serán se tomadas en cuenta para la definición de la alternativa para el tratamiento y disposición de los relaves.

1. Uso eficiente del agua que está específicamente ligado al consumo en planta y su adecuada reutilización en los procesos metalúrgicos. En el procesamiento de minerales, el consumo de agua representa el mayor porcentaje.
2. Tamaño de los depósitos de almacenamiento.
3. Control de las infiltraciones en el sub suelo.
4. Control de emisión de polvo por acción de vientos.
5. Minimización del riesgo de derrame de pulpa embalsada por la ocurrencia de sismos severos.
6. Implementación de plan de cierre de fácil aplicación y bajos costos.
7. Experiencia en los tratamientos y disposición de los relaves.
8. Costo de inversión y mantenimiento.

4.5.9. Análisis preliminar de selección

Los criterios para la selección del sistema de tratamiento y disposición de los relaves permiten realizar una depuración de las alternativas antes planteadas.

1. Para el caso de la alternativa de emplear un depósito temporal o depósito de relaves en pulpa, los cuales conciben la impermeabilización del depósito con geomembrana y dispondría de un sistema de drenaje en el fondo y taludes del dique, a través de los cuales se estarían evacuando el agua de los relaves con la utilización de equipos de decantación de relaves. Este sistema contempla la utilización de grandes consumos de agua con la formación de grandes espejos en depósitos de mayor tamaño, o en su defecto a la reducción de la vida útil de los mismos. El material particulado de los relaves almacenados al secarse naturalmente es transportado por el viento creando problemas de polución,

2. La alternativa de implementar un sistema de tratamiento de relaves empleando un espesador o filtros, hace una diferencia notoria sobre las alternativas de vertimiento en pulpa por el aumento significativo del porcentaje de sólidos, es decir, la recuperación de grandes masas de agua que podrán ser utilizadas en los procesos metalúrgicos reduciendo notablemente las filtraciones al sub suelo, además de la utilización de depósitos de menor tamaño, o en su defecto una mayor vida útil.
3. Sólo se tomará en cuenta para el análisis y selección de la alternativa para el tratamiento y disposición de los relaves la utilización de espesador y filtros.

La disposición de relaves puede realizarse de tres formas diferentes:

- Como relaves espesados
- Como relaves en pasta
- Como relaves filtrados

Cualquiera de estas tres formas para la disposición de los relaves mantiene una larga ventaja y beneficios sobre los vertimientos de relaves convencionales o en pulpa. La implementación de cualquiera de ellos representa la recuperación de grandes masas de aguas para su reutilización en los procesos metalúrgico.

Sin embargo, mina Tacaza ha implementado en sus instalaciones un equipo de espesado piloto, mediante el cual se ha podido registrar las bondades de su aplicación y utilización.

4.6. Caracterización geotécnica.

Para la evaluación de las condiciones geotécnicas superficiales y de subsuelo del área de estudio se han ejecutado calicatas, perforaciones diamantinas y ensayos geofísicos (líneas de tomografía geoelectrica) para realizar ensayos en laboratorio, así como caracterización de suelos y rocas determinando propiedades físicas y mecánicas. (Anexos).

Los ensayos que se realizaron fueron en base a normas como se detalla:

➤ Para material de cantera y suelos – Muestra de Desmante de Mina.

- Análisis Granulométrico por tamizado..... ASTM D 422
- Contenido de Humedad..... ASTM D 2216
- Límites de Consistencia..... ASTM D 4318
- Clasificación de Suelos SUCS..... ASTM D 2487
- Peso Específico de Sólidos..... ASTM D 854
- Proctor Modificado..... ASTM DV1557
C
- Permeabilidad Carga Constante..... ASTM D 2434
- Compresión Triaxial C.U. Ø del espécimen 4.0”..... ASTM D 4767

Para Material de La Cimentación – Muestra de Roca

- Densidad Natural..... ASTM D 2937
- Peso Específico de Sólidos..... ASTM D 854
- Corte Directo en Roca..... ASTM D 5607.

4.6.1. Calicatas.

Fue realizada con equipos de mina con profundidad de 02 metros sobre suelo y material de desmante de la mina,

Tabla 32

Perfil Estratigráfico M – 1

Calicata	Prof. (m)	Descripción	Contacto con Roca (m)
M-1	0.00-2.00	Arena arcillosa gravosa con boloneria	N.E.

Tabla 33

Clasificación de Suelo Según Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) con Ensayo Estándar, en Material de Desmonte Mina.

Calicata	Prof. (m)	Granulometría por Tamizado				Contenido de Humedad (%)	Limite Líquido LL(%)	Índice de Plasticidad IP (%)	Peso Volumétrico de Grava	Peso Específico	SUCS
		>3"	% Grava	% Arena	% Finos						
M-1	2.00	35.27	24.33	25.94	14.46	34.58	62.67	33.05	2.455	2.719	SC gravosa con boloneria

Tabla 34

Ensayo Proctor Modificado - Desmonte de Mina.

Calicata	Prof. (m)	Máximo Densidad Seca (g/cm ³)	Óptimo Contenido de Humedad (%)	SUCS
M-1	2.00	2.11	8.78	SC gravosa con boloneria

Tabla 35

Parámetros Geotécnicos con Ensayos de Laboratorio Especiales - Desmonte de Mina.

Sondaje	Prof. (m)	S.U.C.S.	Permeab. κ (cm/s)	Densidad Humedad (gr/cm ³)	Parámetros de Resistencia			
					C_μ (kPa)	ϕ_μ (^a)	C' (kPa)	ϕ' (^a)
M-1	2.00	SC gravosa con boloneria	8.72×10^{-4}	2.11	39	37.35	0.00	41.24

Tabla 36

Ensayo Estándar en Roca - Cimentación.

Sondaje	Prof. (m)	Densidad Humedad (g/cm ³)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Peso Especifico de Sólidos	Material
Pz-4	17.90-19.50	2.515	1.21	2.485	2.627	Toba Brechada

Tabla 37

Ensayo de Laboratorio Especial (consolidado no drenado) - Desmonte en Mina.

Sondaje	Prof. (m)	S.U.C.S.	Permeab. κ (cm/s)	Densidad Humedad (gr/cm ³)	Parámetros de Resistencia			
					C_μ (kPa)	ϕ_μ (^a)	C' (kPa)	ϕ' (^a)
M-1	2.00	SC gravosa con boloneria	8.72×10^{-4}	2.11	39	37.35	0.00	41.24

4.6.2. Evaluación geotécnica de la cimentación.

Para la evaluación geotécnica se considera 02 secciones geotécnicas con respecto al Gran Tajo Norte y Tajo Central (ver anexo) y se detalla a continuación:

4.6.2.1. Sección Geotécnica A-A, Presa Principal.

La Sección Geotécnica A-A. es paralela al eje longitudinal de la Presa Principal siguiendo la dirección Este - Oeste, y se ubica en el extremo Norte del Gran Tajo Norte, presentando las siguientes características geotécnicas:

- Resistencia: La roca volcánica se encuentra superficialmente muy meteorizada. Los parámetros de resistencia elegidos conservadoramente del levantamiento geomecánico, son: ángulo de fricción $\phi = 20^\circ$ y cohesión $C = 75$ KPa.
- Permeabilidad: La permeabilidad de campo, de la zona de influencia del peso transmitido por la presa. Se concluye como una zona medianamente permeable, $\kappa = 4.8 \times 10^{-5}$ cm/s
- Deformabilidad: Las deformaciones de las rocas volcánicas de la cimentación y estribos, para las cargas transmitidas son admisibles y en un orden de 4 cm.

Las deformaciones elásticas son gobernadas por:

La carga transmitida a la cimentación a 5m de profundidad, para un ancho de carga $B = 1$ m : δ : densidad de la presa; H : Altura de la Presa; σ_0 : Esfuerzo a 5m de profundidad; Δq : Incremento de esfuerzos a 5m por efecto del peso de la presa:

$S =$ Asentamiento

$$q = \delta \times H + \sigma_0 + \Delta q$$

$$q = 2.11 \times 16.715 + 5 \times 2.3 + 5.4 = 52.2 \text{ ton/m}^2$$

$$\mu = 0.28$$

$$E = 2500 \text{ ton/m}^2$$

$$I_f = 225 \text{ cm/m}$$

$$S = 4 \text{ cm}$$

4.6.2.2. Sección Geotécnica B-B. Presa Secundaria.

La Sección Geotécnica B-B. ubicado al lado Este del Tajo Central. Presenta las siguientes características geotécnicas:

- Resistencia: La cimentación será en material cuaternario conformado por gravas limosas medianamente densas. Los parámetros de resistencia conservadoramente para la zona central y estribo derecho son: ángulo de fricción $\phi = 33^\circ$ y cohesión

$C = 0.0$ KPa y para el estribo izquierdo en una toba volcánica, ángulo de fricción $\phi = 24^\circ$ y cohesión $C = 1.9$ kg/cm².

- Permeabilidad: Las condiciones de permeabilidad del material cuaternario se clasifica como medianamente permeables $\kappa = 1.9 \times 10^{-5}$ cm/s
- Compresibilidad: La compresibilidad del material cuaternario para las cargas transmitidas son admisibles y en un orden de 2 cm.

Las deformaciones elásticas son gobernadas por:

La carga transmitida a la cimentación a 5m de profundidad, para un ancho de carga $B = 1$ m : δ : densidad de la presa; H : Altura de la Presa; σ_o : Esfuerzo a 5m de profundidad; Δq : Incremento de esfuerzos a 5m por efecto del peso de la presa:

$S =$ Asentamiento

$$q = \delta \times H + \sigma_o + \Delta q$$

$$q = 2.11 \times 11.715 + 5 \times 1.8 + 3.7 = 37.4 \text{ ton/m}^2$$

$$\mu = 0.35$$

$$E = 3200 \text{ ton/m}^2$$

$$I_f = 225 \text{ cm}^4$$

$$S = 2.3 \text{ cm.}$$

4.6.3. Parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad física contra deslizamiento.

Realizado la evaluación geológica-geotécnica, ensayos de laboratorio, se ha determinado los parámetros de resistencia para el modelo geotécnico estructural de los materiales de la cimentación y de la estructura de la Presa Principal y Secundaria, los cuales se presentan a continuación:

Tabla 38

Parámetros de Resistencia - Presa Principal.

Material	Densidad Natural (gr/cm3)	Parámetros de Resistencia			
		C_{μ} (kPa)	ϕ_{μ} (°)	C' (kPa)	ϕ' (°)
Relave	1.70	10	10	0	14
Dique	2.10	10	31	0	35
Dren	2.10	0	38	0	38
Empedrado	2.20	0	40	0	40
Cimentación –Roca Volcánica- Toba y/o Andesita	2.30	75	20	75	20

Tabla 39

Parámetros de Resistencia - Presa Secundaria.

Material	Densidad Natural (gr/cm3)	Parámetros de Resistencia			
		C_{μ} (kPa)	ϕ_{μ} (°)	C' (kPa)	ϕ' (°)
Relave	1.70	10	10	0	14
Dique	2.10	10	31	0	35
Dren	2.10	0	38	0	38
Empedrado	2.20	0	40	0	40
Cimentación – Grava limosa	2.10	30	33	0	35
Cimentación – Arena Limosa	1.80	20	30	0	33
Cimentación- Roca Volcánica	2.30	75	20	75	20

4.6.4. Perforaciones Diamantinas.

La perforación diamantina es un método de investigación directa que se realiza en los testigos o cores, el objetivo es determinar el perfil estratigráfico, propiedades hidráulicas del suelo, propiedades geotécnicas de los materiales perforados, se han ejecutado 04 perforaciones diamantinas de 20.00 metros de profundidad cada una con recuperación continua de muestras, habiéndose efectuado logeos, ensayos de permeabilidad e instalación de piezómetros hidráulicos.

Las perforaciones diamantinas nos permitieron conocer la litología del material atravesado (suelo/roca), el grado de fracturamiento y calidad del macizo

rocoso. El piezómetro instalado en cada perforación nos permitió monitorear la posición del nivel freático presente en el subsuelo

En los siguientes cuadros se presenta un resumen de las perforaciones ejecutadas.

Tabla 40

Registro Litológico Perforación PZ-1

Perforación Diamantina	Profundidad (m)	Descripción	S.U.C.S.
PZ-1	00.0-1.00	Material orgánico de color marrón verduzco a negro, húmedo, presencia de raíces.	OL
	1.00-2.00	Arena limosa de color marrón verduzco, de plasticidad media, ligeramente húmeda.	SM
	2.00-3.50	Gravas limosa, húmedas, color gris verduzco amarillento, mediana plasticidad.	GP-GM
	3.50-6.00	Andesita porfírica feldespática, de color gris, presencia de venillas de calcita, óxidos, alterada, húmeda.	-
	6.00-13.90	Toba volcánica de color gris a gris verdoso, alterada, ligeramente dura, fracturada, húmeda.	-
	13.90-20.00	Toba volcánica, moderadamente alterada, fragmentada, presenta venillas de calcita, porosa, de color gris a gris granate, húmeda.	-

Tabla 41

Registro Litológico Perforación PZ -2

Perforación Diamantina	Profundidad (m)	Descripción	S.U.C.S.
PZ-2	00.0-2.00	Grava mal graduadas con mezcla de finos limosos y arcillosos, de color marrón, gravas angulares a subangulares, húmedas.	GP-GM
	2.00-9.20	Arena limosa, color marrón a gris amarillento, ligeramente húmeda, de grano fino.	SM
	9.20-20.00	Toba volcánica, de color gris a gris verdusco, ligeramente alterada, de consistencia porosa, fracturada, húmeda.	-

Tabla 42

Registro Litológico Perforación PZ – 3.

Perforación Diamantina	Profundidad (m)	Descripción	S.U.C.S.
PZ-3	00.0-0.80	Grava limosa, de color marrón claro, finos de mediana plasticidad, gravas angulares a subangulosas,	GP-GM
	0.80-1.80	Andesitas porfíricas feldespáticas, bien fracturadas, de color gris claro, húmedas.	-
	1.80-7.10	Roca descompuesta con características geomecánicas de suelo: gravas mal graduadas con mezcla de finos limosos y arcillosos de color marrón, húmedas.	-
	7.10-7.50	Roca Andesita porfírica feldespática, extremadamente fracturada, húmeda.	-
	7.50-10.00	Roca descompuesta con características geomecánicas de suelo: arena limosa de color marrón, grano medio a fino con presencia de gravillas. húmedas.	-
	10.00-13.65	Andesita porfírica feldespática, muy fracturada, alterada, gris claro, húmeda.	-
	13.65-20.00	Toba volcánica de consistencia porosa, muy alterada, de color gris verdusco amarillento, rugosa, húmeda.	-

Tabla 43

Registro Litológico Perforación PZ – 4

Perforación Diamantina	Profundidad (m)	Descripción	S.U.C.S.
PZ-4	00.0-1.35	Grava limo arenosa mal graduada, gravas de forma subangulosas, marrón claro, plasticidad media, húmeda.	GP-GM
	1.35-6.00	Toba volcánica, presencia de óxidos en las fracturas, medianamente duras, de color gris a gris verdusco, muy alterada, húmeda.	-
	6.00-20.00	Toba volcánica de color gris claro, ligeramente fracturada, moderadamente alterada, presenta venillas de calcita, húmeda.	-

4.6.5. Ensayos de Permeabilidad.

Con la finalidad de conocer las condiciones hidráulicas del subsuelo, se han ejecutado ensayos de permeabilidad lefranc y lugeon en tramos representativos de las perforaciones diamantinas desarrolladas.

A continuación se muestran los ensayos de permeabilidad ejecutados.

Tabla 44

Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ -1

Perforación Diamantina	Tramo ensayado (m)	Ensayo de permeabilidad	Permeabilidad k (cm/seg)	Calificación	Tipo de material
PZ-1	4.50 – 5.00	Lefranc (carga constante)	7.592×10^{-3}	Moderado	Roca Andesita
	9.50 – 10.00	Lefranc (carga variable)	1.134×10^{-4}	Moderado	Toba volcánica
	14.50 – 15.00	Lefranc (carga constante)	5.851×10^{-4}	Moderado	Toba volcánica
	19.50 – 20.00	Lefranc (carga variable)	8.099×10^{-5}	Bajo	Toba volcánica

Tabla 45

Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 2

Perforación Diamantina	Tramo ensayado (m)	Ensayo de permeabilidad	Permeabilidad k (cm/seg)	Calificación	Tipo de material
PZ-2	4.50 – 5.00	Lefranc (carga variable)	1.928×10^{-5}	Bajo	Arena limosa
	9.50 – 10.00	Lefranc (carga constante)	2.084×10^{-3}	Moderado	Toba volcánica
	11.00 – 15.00	Lugeon	2.514×10^{-4}	Moderado	Toba volcánica
	16.00 – 20.00	Lugeon	6.688×10^{-4}	Moderado	Toba volcánica

Tabla 46

Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 3

Perforación Diamantina	Tramo ensayado (m)	Ensayo de permeabilidad	Permeabilidad k (cm/seg)	Calificación	Tipo de material
PZ-3	4.50 – 5.00	Lefranc (carga variable)	2.825×10^{-6}	Bajo	Grava limo arcillosa
	9.50 – 10.00	Lefranc (carga constante)	1.092×10^{-2}	Alto	Arenas
	14.50 – 15.00	Lefranc (carga variable)	4.894×10^{-5}	Bajo	Toba volcánica
	19.50 – 20.00	Lefranc (carga constante)	6.454×10^{-4}	Moderado	Toba volcánica

Tabla 47

Ensayos de Permeabilidad - Perforación PZ – 4

Perforación Diamantina	Tramo ensayado (m)	Ensayo de permeabilidad	Permeabilidad k (cm/seg)	Calificación	Tipo de material
PZ-4	4.50 – 5.00	Lefranc (carga constante)	1.809×10^{-2}	Bajo	Toba Brechada
	9.50 – 10.00	Lefranc (carga variable)	3.840×10^{-5}	Alto	Toba Brechada
	10.00 – 15.00	Lugeon	5.851×10^{-4}	Moderado	Toba Brechada
	19.50 – 20.00	Lefranc (carga constante)	1.992×10^{-5}	Alto	Toba Brechada

4.6.6. Instalación de Piezómetros.

Para llevar un control de los registros de niveles freáticos en la zona de estudio, en las perforaciones diamantinas ejecutadas, se han instalado piezómetros hidráulicos, cuya relación se presenta en el siguiente cuadro:

Tabla 48

Piezómetros Hidráulicos Instalados

Piezómetro	Coordenadas		Cota de Terreno (msnm)	Cota de Fondo Instalación (msnm)	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)	Fecha de medición
	Norte	Este					
PZ-1	8'271,529.930	314,649.324	4,341.949	4,321.949	20.00	4.46	30-09-12
PZ-2	8'271,530.090	314,847.966	4,313.171	4,293.171	20.00	3.99	30-09-12
PZ-3	8'271,808.452	314,656.694	4,341.649	4,321.649	20.00	17.82	30-09-12
PZ-4	8'271,804.014	314,839.189	4,328.315	4,308.315	20.00	12.51	30-09-12

4.7. Caracterización geomecánica.

Para realizar la valoración geomecánica del macizo rocoso presente se han examinado los testigos de roca procedentes de las perforaciones diamantinas, utilizando la clasificación geomecánica RMR de Bieniawski (1979), la cual establece cinco parámetros para evaluar la caracterización del macizo rocoso:

- Resistencia Uniaxial de la matriz rocosa
- Grado de fracturamiento en términos del RQD
- Espaciamiento de las discontinuidades
- Condiciones de las discontinuidades
- Condiciones hidrogeológicas
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación

A continuación se presentan los cuadros resumen con la caracterización geomecánica:

Tabla 49

Evaluación Geomecánica en Campo - Perforación PZ-1

Perforación Diamantina	Tramo evaluado (m)	Cohesión c (Kg/cm ²)	Angulo de fricción (\emptyset)°	Valor RMR	Clasificación Geomecánica RMR
PZ-1	3.50 – 6.00	1.50	20.00	30.00	IV (Mala)
	6.00 – 10.00	1.90	24.00	38.00	IV (Mala)
	10.00 – 13.90	1.60	21.00	32.00	IV (Mala)
	13.90 – 20.00	2.00	25.00	40.00	IV (Mala)

Tabla 50

Evaluación Geomecánica en Campo - Perforación PZ-2

Perforación Diamantina	Tramo evaluado (m)	Cohesión c (Kg/cm ²)	Angulo de fricción (\emptyset)°	Valor RMR	Clasificación Geomecánica RMR
PZ-2	9.20 – 11.60	1.90	24.00	38.00	IV (Mala)
	11.60 – 16.55	1.95	24.50	39.00	IV (Mala)
	16.55 – 20.00	2.00	25.00	40.00	IV (Mala)

Tabla 51

Evaluación Geomecánica en Campo - Perforación PZ-3

Perforación Diamantina	Tramo evaluado (m)	Cohesión c (Kg/cm ²)	Angulo de fricción (\emptyset)°	Valor RMR	Clasificación Geomecánica RMR
PZ-3	13.65 – 16.05	1.45	19.50	29.00	IV (Mala)
	16.05 – 20.00	2.00	25.00	40.00	IV (Mala)

Tabla 52

Evaluación Geomecánica en Campo - Perforación PZ-4

Perforación Diamantina	Tramo evaluado (m)	Cohesión c (Kg/cm ²)	Angulo de fricción (\emptyset)°	Valor RMR	Clasificación Geomecánica RMR
---------------------------	--------------------------	--	---	-----------	-------------------------------------

	5.80 – 10.00	1.85	23.50	37.00	IV (Mala)
PZ-4	10.00 – 17.90	1.95	24.50	24.50	IV (Mala)
	17.90 – 20.00	1.80	23.00	36.00	IV (Mala)

La caracterización del macizo rocoso en general es de Clase IV, Roca Mala, debido al alto grado de alteración y fracturamiento de las rocas volcánicas involucradas.

4.8. Evaluación de cantera.

La cantera de material de préstamo para la construcción del terraplen de la presa de relaves Tacaza será obtenido de la zona de desmonte de mina, ubicada entre el Tajo Central y el Gran Tajo Norte. En las siguientes coordenadas:

Tabla 53

Ubicación - Cantera de Mina

Vértice	Norte (m)	Este (m)	Cota (m.s.n.m.)
A	8271614	314728	4340
B	8271689	314706	4347
C	8271693	314836	4333
D	8271643	314859	4328
E	8271634	314824	4338
F	8271616	314806	4340

Se presenta la Ficha técnica que describe la cantera de Desmonte de Mina:

Ubicación	Entre El Gran Tajo Norte y el Tajo Central
Potencia	15 m
Acceso	Afirmado
Distancia	Presa Principal: 500m Presa Secundaria : 260 m
Volumen	170000 m ³
Rendimiento	65 %
Volumen	110500 m ³
Deposito	Desmonte de Mina
Descripción	Arena arcillosa gravosa con boloneria
Índice de	33.05
Clasificación	SC gravosa con boloneria

Explotación		Retroexcavadora, tractor de oruga D-6
Usos		Relleno masivo
Periodo	de	Todo el año
Propiedad		Minera Tacaza
Tratamiento		Zarandeo por la Malla de 3"
Observación		El material de esta cantera es adecuado para el cuerpo de la Presa Principal y Secundaria



Figura 28. Cantera de Desmonte.

4.8.1. Ensayos de laboratorio.

Se presenta los ensayos estándar, permeabilidad y resistencia realizados en el material de desmonte de mina, el cual se usara como material para el cuerpo de la Presa Principal y Secundaria. En los siguientes cuadros se presenta un resumen de los resultados:

Tabla 54

Ensayo Estándar - Desmonte de Mina

Calicata	Prof. (m)	Granulometría por Tamizado				Contenido de Humedad (%)	Limite Líquido LL(%)	Índice de Plasticidad IP (%)	Peso Volumétrico de Grava	Peso Específico	SUCS
		>3"	% Grava	% Arena	% Finos						
M-1	2.00	35.27	24.33	25.94	14.46	34.58	62.67	33.05	2.455	2.719	SC gravosa con bolonería

Tabla 55

Ensayo de Compactación - Desmonte de Mina

Calicata	Prof. (m)	Máximo Densidad Seca (g/cm ³)	Óptimo Contenido de Humedad (%)	SUCS
M-1	2.00	2.11	8.78	SC gravosa con bolonería

Tabla 56

Ensayo de Permeabilidad y Resistencia - Desmonte de Mina

Sondaje	Prof. (m)	S.U.C.S.	Permeab. κ (cm/s)	Densidad Humedad (g/cm ³)	Parámetros de Resistencia			
					C_μ (kPa)	ϕ_μ (°)	C' (kPa)	ϕ' (°)
M-1	2.00	SC gravosa con bolonería	8.72×10^{-4}	2.11	39	37.35	0.00	41.24

4.9. Análisis de estabilidad contra deslizamiento.

El análisis de la estabilidad física contra deslizamiento de la Presa Principal y Secundaria del contenedor de Relave Tacaza, se realiza en la sección máxima de ambas presas mediante el programa Slide versión 6 - Rocscience. Mediante el análisis de

equilibrio límite y por el método de Bishop Modificado. Se calculará para los casos estáticos y pseudo estáticos y para las siguientes condiciones:

- Análisis de estabilidad física contra deslizamiento en el talud aguas abajo y aguas arriba al final de la construcción.
- Análisis de estabilidad física contra deslizamiento en el talud aguas arriba con depósito lleno.

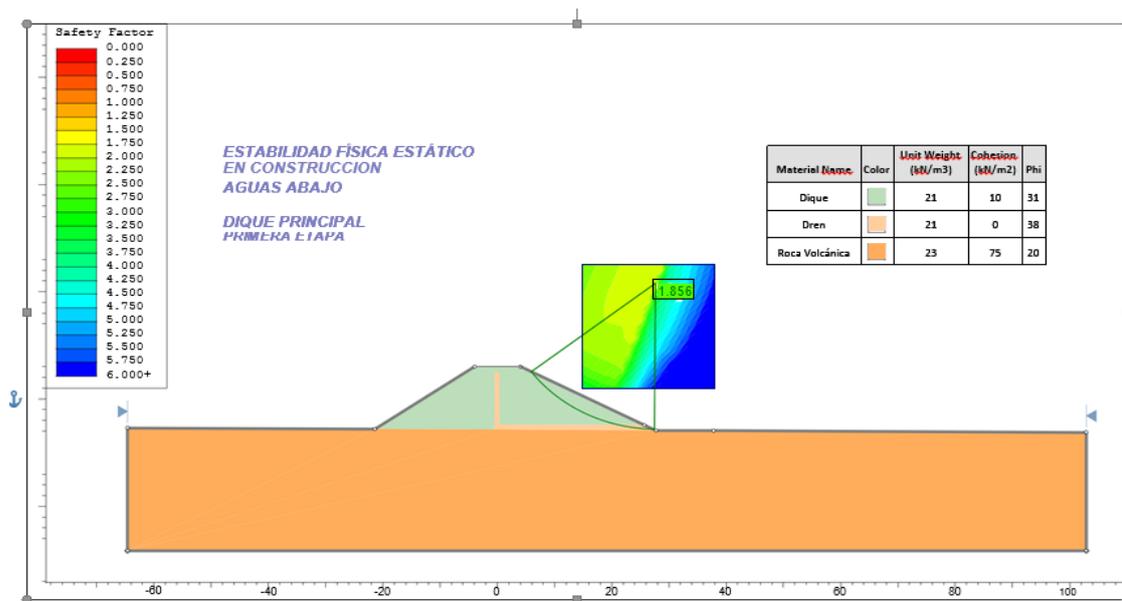


Figura 28. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Abajo, Dique Principal Primera Etapa.

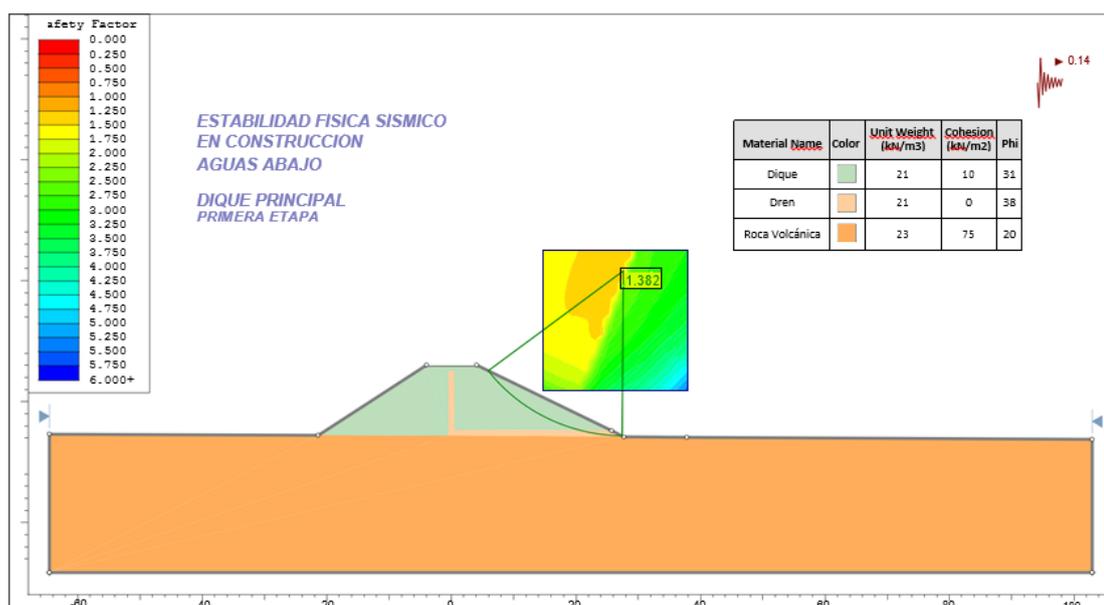


Figura 29. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Abajo, Dique Principal
Primera Etapa.

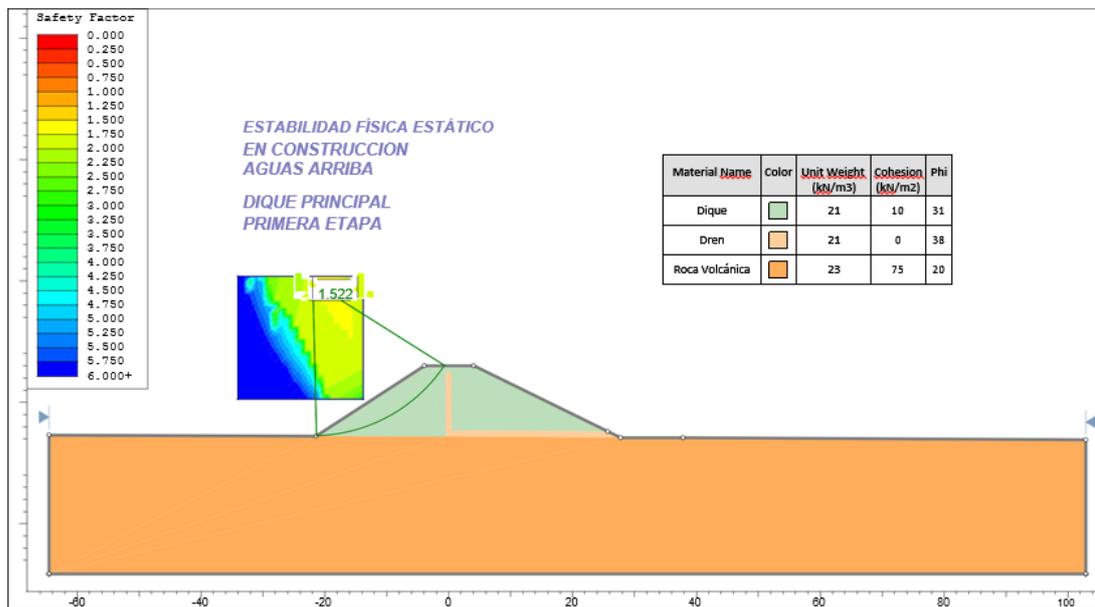


Figura 30. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Arriba, Dique Principal
Primera Etapa

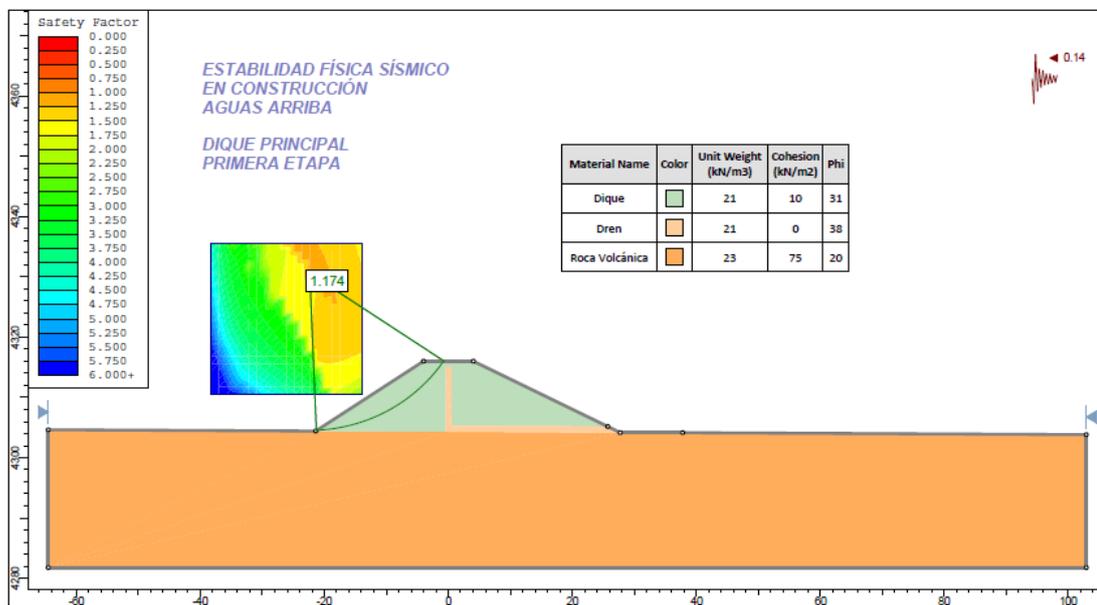


Figura 31. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Arriba, Dique Principal
Primera Etapa.

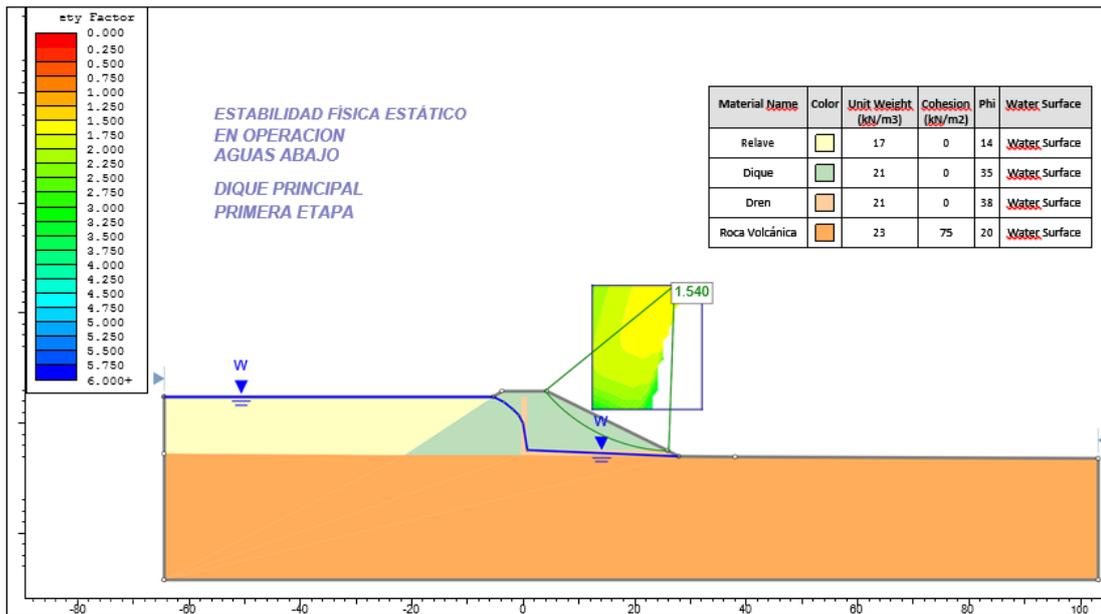


Figura 32. Estabilidad Física Estático en Operación Aguas Abajo, Dique Principal Primera Etapa.

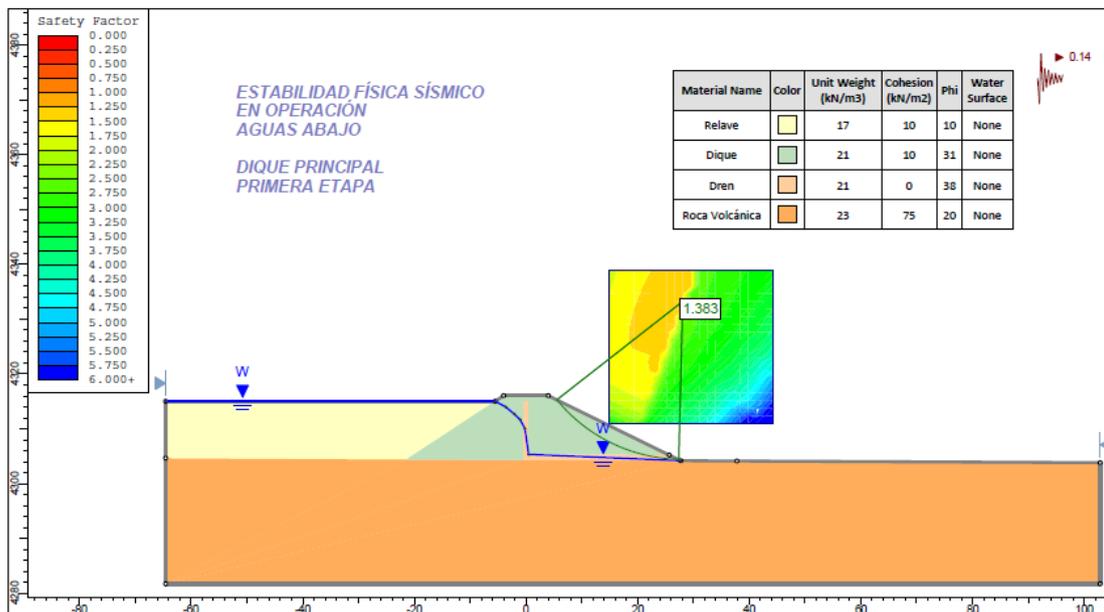


Figura 33. Estabilidad Física Sísmico en Operación Aguas Abajo, Dique Principal Primera Etapa.

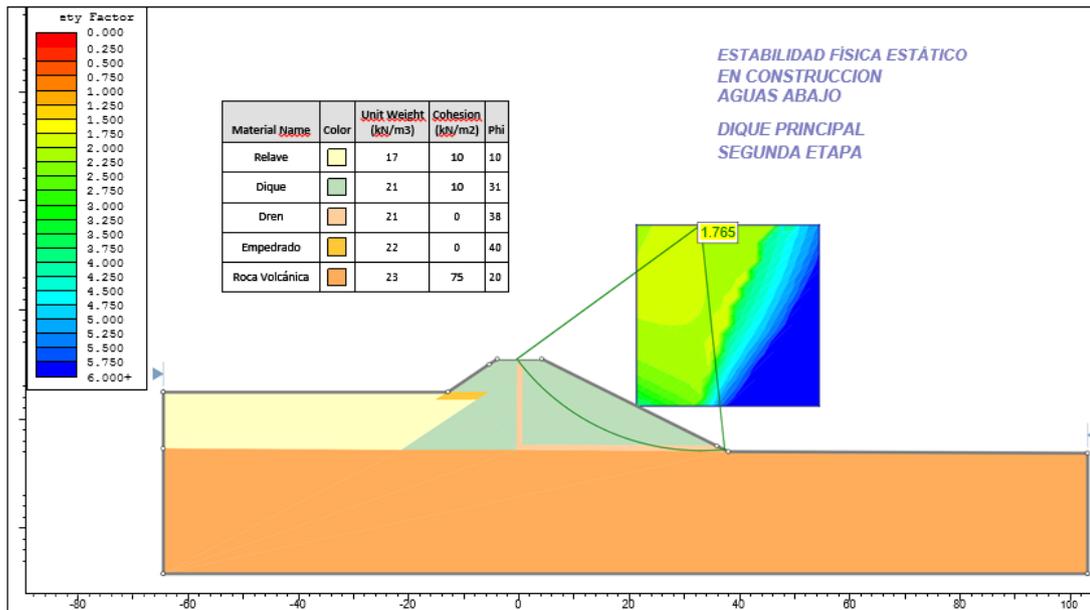


Figura 34. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Abajo, Dique Principal Segunda Etapa.

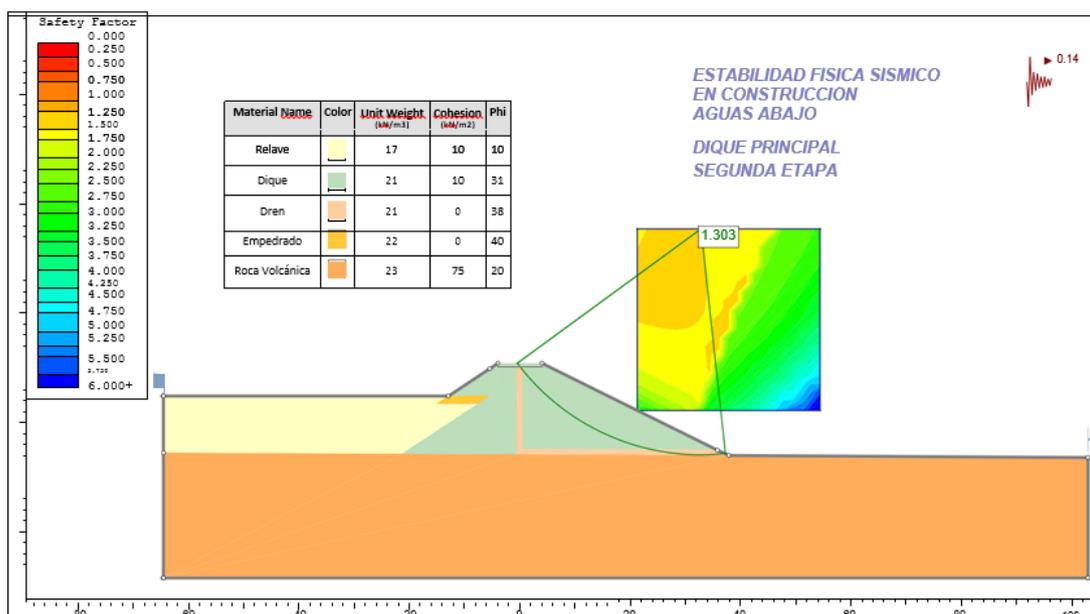


Figura 35. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Abajo, Dique Principal Segunda Etapa.

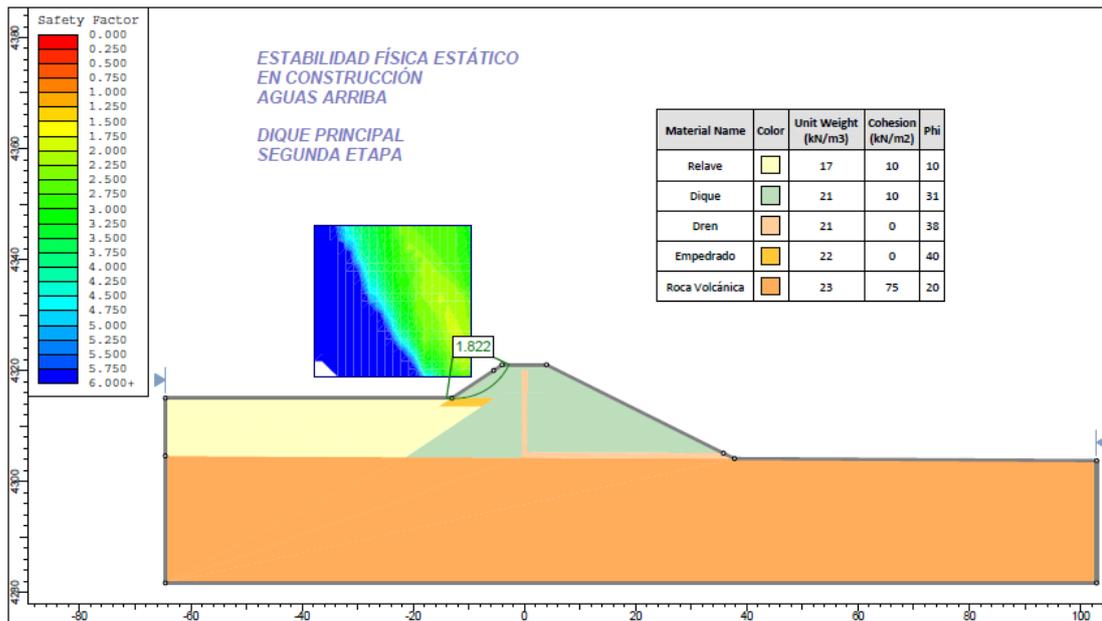


Figura 36. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Arriba, Dique Principal Segunda Etapa.

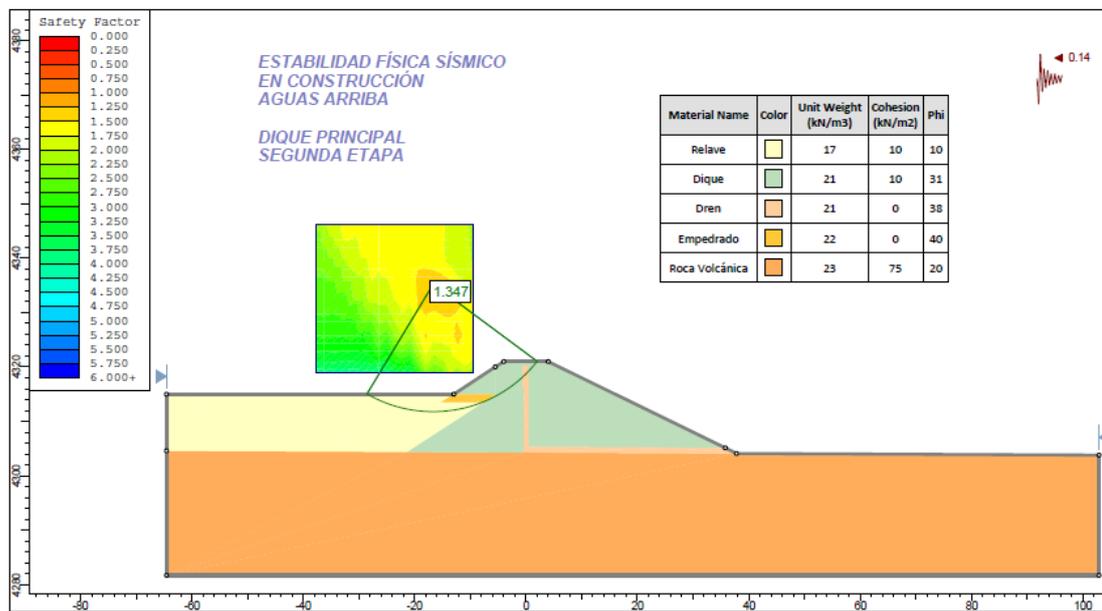


Figura 37. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Arriba, Dique Principal Segunda Etapa.

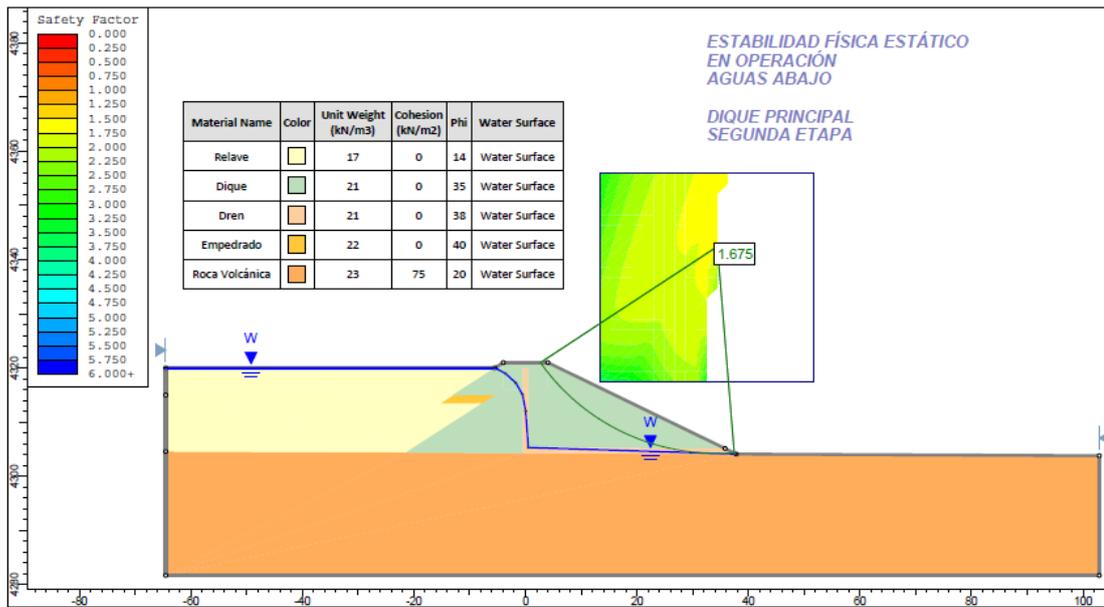


Figura 38. Estabilidad Física Estático en Operación Aguas Abajo, Dique Principal Segunda Etapa.

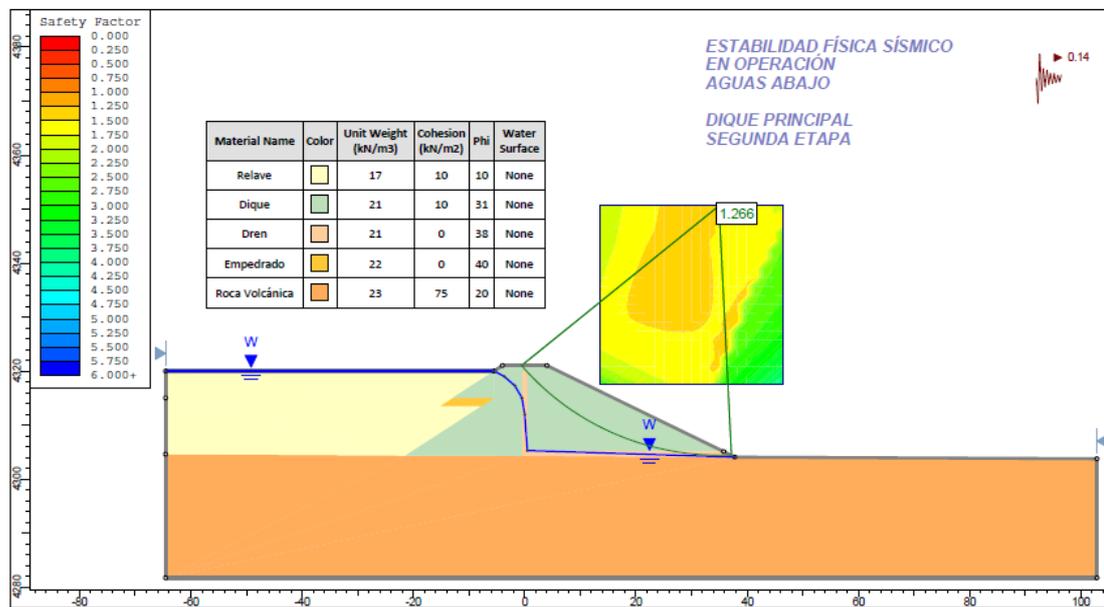


Figura 39. Estabilidad Física Sísmico en Operación Aguas Abajo, Dique Principal Segunda Etapa.

SECCION B – B'

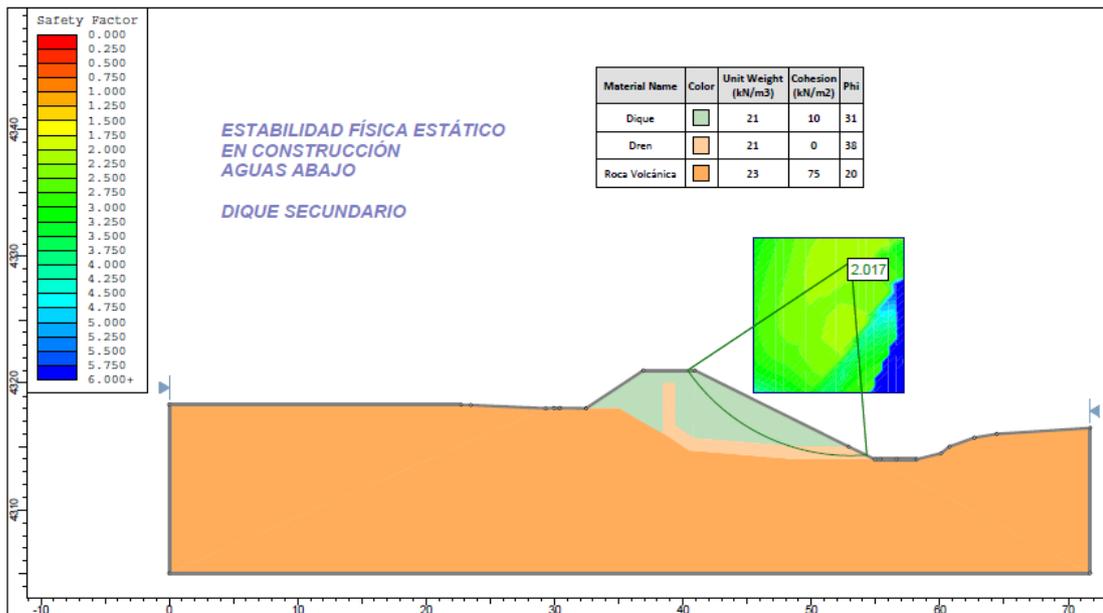


Figura 40. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Abajo, Dique Secundario.

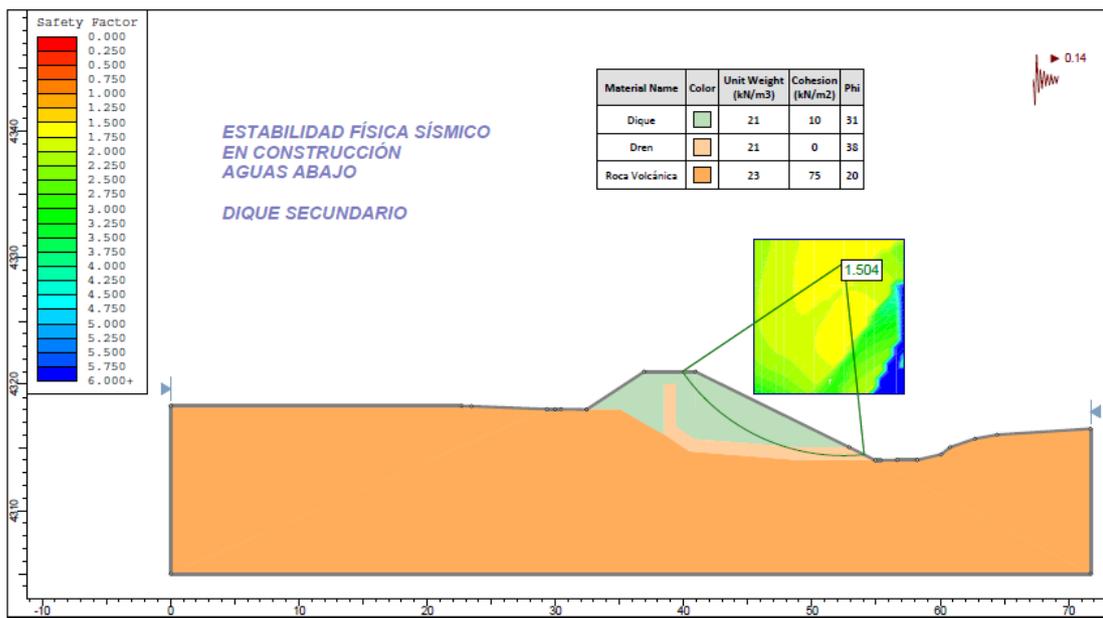


Figura 41. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Abajo, Dique Secundario.

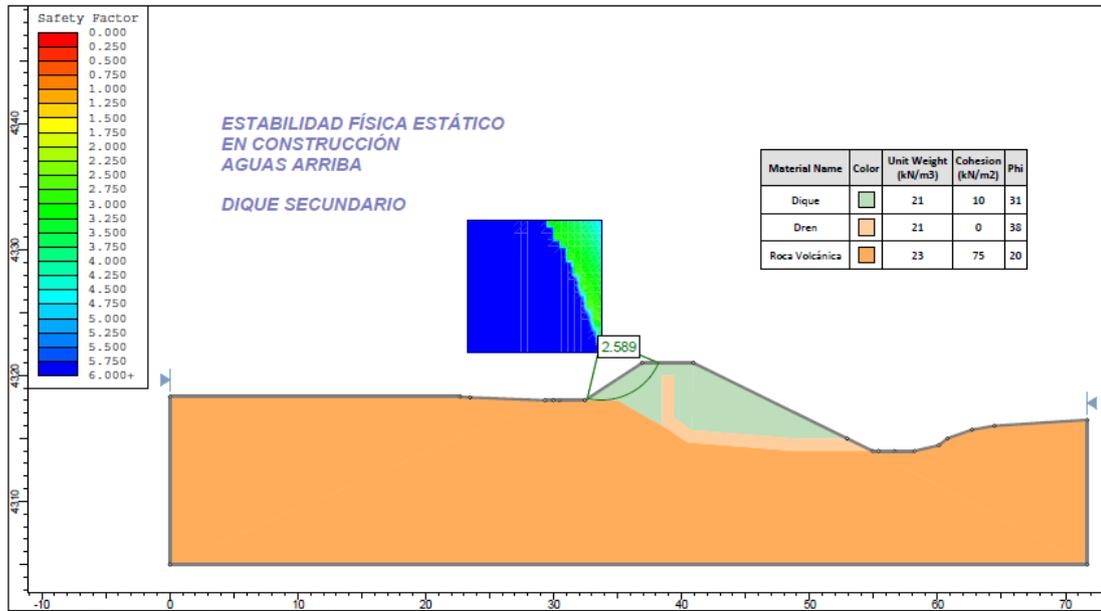


Figura 42. Estabilidad Física Estático en Construcción Aguas Arriba, Dique Secundario.

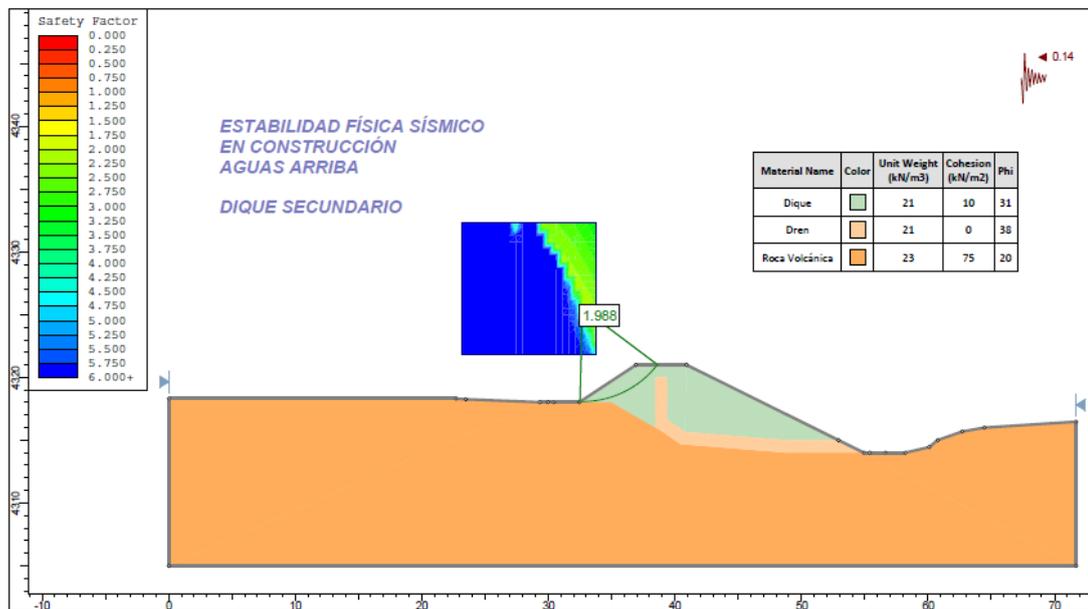


Figura 43. Estabilidad Física Sísmico en Construcción Aguas Arriba, Dique Secundario.

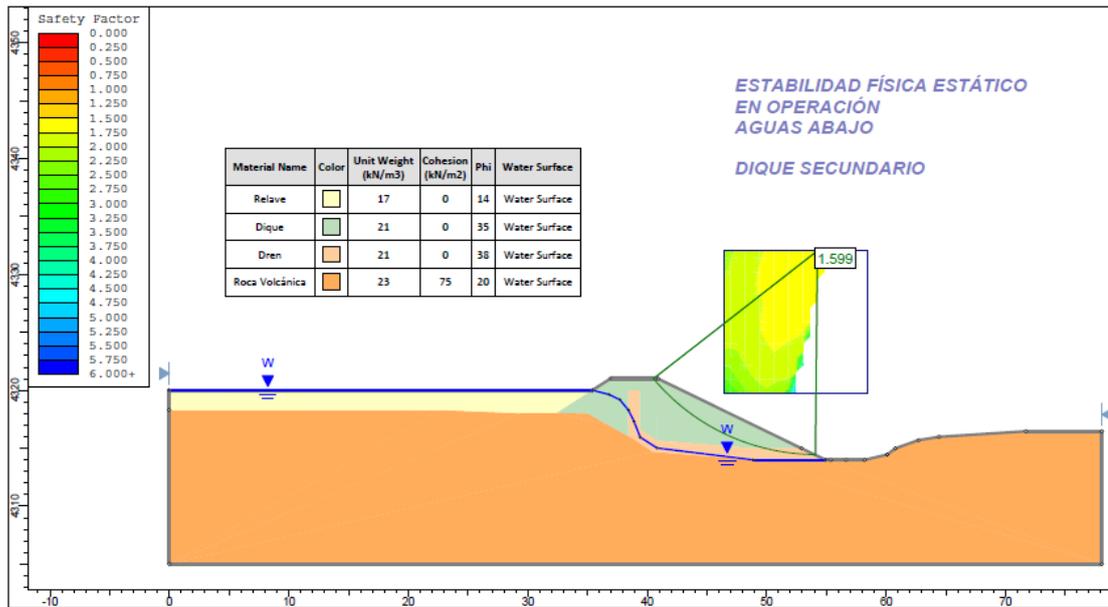


Figura 44. Estabilidad Física Estático en Operación Aguas Abajo, Dique Secundario.

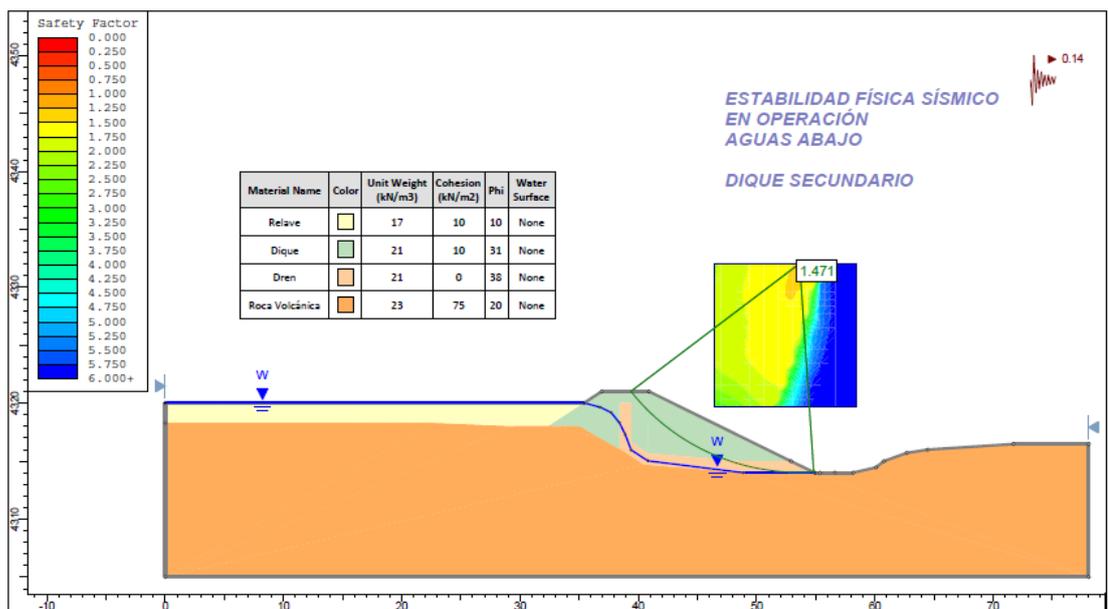


Figura 45. Estabilidad Física Sísmico en Operación Aguas Abajo, Dique Secundario.

Tabla 58

Factores Mínimos de Seguridad.

Condición	Estático	Seudo-estatico
Talud - Presa con Depósito Lleno (*)	1.5	1.2
Talud - Presa con Deposito Vacío (**)	1.3	1.0

(**) Norma: U.S. Army Corps of Engineers

4.9.2. Factores de Seguridad Calculados

Se presenta en el cuadro siguiente los resultados de los análisis de estabilidad de los taludes de las Presas Principal y Secundaria del contenedor de Relaves Tacaza.

Tabla 59

Factores de Seguridad-Método de Bishop Modificado.

Condición	Factor de Seguridad				Observación (FS \geq 1.3)		
	Aguas Abajo		Aguas Arriba				
	Estático	Seudo-Estatico	Estático	Seudo-Estatico			
Sección A-A' PRESA PRINCIPAL	1era ETAPA	Final de Construcción	1.856	1.382	1.522	1.174	✓
		En Operación	1.540	1.383	---	---	✓
	2da ETAPA	Final de Construcción	1.765	1.303	1.822	1.347	✓
		En Operación	1.675	1.266	---	---	✓
Sección B-B' PRESA SECUNDARI A	Final de Construcción		2.017	1.504	2.589	1.988	✓
	En Operación		1.599	1.471	---	---	✓

✓ : Conforme

CONCLUSIONES

- En la evaluación geotécnica – geomecánica se determinó que la caracterización del macizo rocoso en general según la clasificación geomecánica RMR de Bieniawski (1979), es de Clase IV, Roca Mala, debido al alto grado de alteración y fracturamiento de las rocas volcánicas involucradas, con un perfil estratigráfico presente en la zona en los niveles superiores se tiene suelo orgánico, arenas limosas, gravas arcillosas, rocas volcánicas, así mismo la perforación diamantina atravesando dichos tramos se tiene rangos de permeabilidad variable; encontrándose arenas sueltas con valores de permeabilidad alta ($K=10^{-2}$ cm/seg), así como estratos de gravas arcillosas con valores de permeabilidad bajos ($k=10^{-6}$ cm/seg), el desmote en mina nos servirá de material de construcción con permeabilidad de 0.000872 cm/s, material de diques con permeabilidades de 0.000019 a 0.000048 cm/s indicando que son medianamente permeables, la deformabilidad que tienen los materiales de construcción en dique luego de ser compactados considerando las alturas de diques son del rango entre 2 y 4 cm.
- Los parámetros de resistencia contra deslizamiento de los contenedores de relaves, se tiene a la cohesión para diques para la primera y segunda etapa en condición estático y pseudoestática de 10 KPa, para rocas volcánicas en condiciones estáticas y pseudoestáticas de 75 KPa, el ángulo de fricción para relave durante la construcción y operación tanto en primera etapa como segunda varía en aguas arriba de 10° y aguas abajo de 14° , el ángulo de fricción para el dique principal y secundario durante la construcción y operación tanto en primera y segunda etapa varía en operación aguas abajo y aguas arriba de 31° a 35° .
- El factor de seguridad para el dique principal en etapa de construcción en condiciones estáticas y pseudoestáticas se tiene en 1.2 a 1.9 indicando que dicho factor es superior a las normas establecidas, para la etapa de operación en condiciones estáticas y pseudoestáticas varía de 1.2 a 1.6 dicho factor es superior a las normas establecidas, para el dique secundario en etapa de construcción se tiene de 1.5 a 2.6 y en operación de 1.5 a 1.6 superando las normas establecidas. Finalmente podemos indicar que la construcción de dichos contenedores en los



tajos si permite su construcción y almacenamiento respectivo, considerando tener relaves espesados.



RECOMENDACIONES

- Durante la construcción de contenedores de relave en tajos de mina se debe mantener y mejorar la cohesión, ángulos de fricción, permeabilidad y deformabilidad si se tiene un cuidadoso trabajo al momento de su construcción y operación, considerando los equipo adecuados empleados.
- En cuanto al material empleado para la construcción de los diques es recomendable emplearlos los que tengan mayor contenido de arcillas para la estabilidad de los diques y mejoren sus resistencias.
- La descarga de relaves espesados se debe desarrollar por el lado de los diques ya que mejora la estabilidad de los diques.
- Durante la construcción de contenedores de relave en tajos de mina es importante la construcción de los circuitos de drenaje para poder evacuar las aguas por gravedad mejorando la estabilidad de los contenedores.

BIBLIOGRAFÍA

- Azizi, F. (2000). *Análisis Aplicado en Geotecnia*. E y FN Spon.
- Baeza Adell, C. (1994). *Evaluación de las Condiciones de Rotura y la Movilidad de los Deslizamientos Superficiales Mediante el Uso de Técnicas de Análisis Multivariante* [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya].
<file:///C:/Users/USER/Downloads/TCBA1de5.pdf>
- Bañon Blasquez, L. (2006). *Análisis de Estabilidad de Taludes*.
<https://pdfslide.net/documents/estabilidad-de-taludes-luis-banon-blazquez-56ad499fd4151.html>
- Call, R. et al. (2009). Gestión y Análisis de los Taludes de la Fosa en General. En SME (Ed.), *Estabilidad de Taludes en la Minería Superficial* (p. 8).
- Cheng, Y. y Lau, C. (2008). *Análisis de Estabilidad de Taludes y Estabilización*. Taylor & Francis e-Library.
- Cormac, R., et al. (2016). Análisis de Fiabilidad Multimodal de la Estabilidad de los Taludes. *Procedimientos de Investigación sobre el Transporte*, 14, 9.
https://www.researchgate.net/publication/304495003_Multi-modal_Reliability_Analysis_of_Slope_Stability
- De León Narvaez, B. (1988). *Estudio de Estabilidad de Taludes en Presas de Tierra por Modelos Parametricos y Probabilisticos y su Aplicación a Casos Específicas* [Tesis de Maestría, Universidad de los Andes].
http://bdigital.ula.ve/storage/pdftesis/postgrado/tde_arquivos/56/TDE-2011-11-12T02:04:32Z-1491/Publico/leonalfredo_parte1.pdf
- De Matteis, Á. (2003). *Estabilidad de Taludes*.
[https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Estabilidad de Taludes.pdf](https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Estabilidad%20de%20Taludes.pdf)
- Duncan, W. (2018). *Ingeniería de Taludes de Rocas*. CRC Press.
- Espinoza Durán, C. (2013). *Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI* [Tesis de Maestría, Universidad de Cuenca].
<https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/4572/1/TESIS.pdf>

- Fang, N., Changsheng, J., Crusoe Jr, G. (2016). Análisis de Estabilidad del Proceso de Deslizamiento del Talud Oeste en Buzhaoba, Mina a Cielo Abierto. *Revista Internacional de Ciencia y Tecnología Minera*, 30, 7. https://www.researchgate.net/publication/303774545_Stability_analysis_of_the_sliding_process_of_the_west_slope_in_Buzhaoba_Open-Pit_Mine
- Gonzales de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. P.S.A. Educación. https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5540850/mod_resource/content/1/Livro_2.pdf
- González Gruber, O. (2007). *Análisis Comparativo de Sistemas de Estabilización de Taludes Bajo el Concepto de Suelos Reforzados, Comparando los Sistemas Tierra Armada y Terra Mesh System para un Talud Ubicado en Granjeras de la Trinidad, Caracas, Edo, Miranda* [Tesis de Maestría, Universidad Católica Andrés Bello]. <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAR0686.pdf>
- Granados López, A. (2006). *Estabilización del Talud de la Costa Verde en la Zona del Distrito de Barranco* [Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/170/GRANADOS_ALAN_ESTABILIZACION_TALUD_COSTA_VERDE.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Guilherme, & J. (2017). El papel de la incertidumbre en la profundidad del lecho rocoso y las propiedades hidráulicas en la estabilidad de un talud saturado de forma variable. *Informática y geotecnia*, 88(El papel de la incertidumbre en la profundidad del lecho rocoso y las propiedades hidráulicas en la estabilidad de un talud saturado de forma variable), 20. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.03.016>
- Herrera Rodriguez, F. (2000). *Análisis de Estabilidad de Taludes*. file:///C:/Users/USER/Downloads/Analisis_de_estabilidad_de_taludes.pdf
- Johari, A. (2016). Modelo probabilístico del sistema de estabilidad de taludes rocosos considerando los modos de fallo correlacionados. *Informática y geotecnia*, 81(sistema de estabilidad de taludes rocosos considerando los modos de fallo correlacionados), 13. <https://daneshyari.com/article/preview/254480.pdf>

- Kanda, M. y Stacey, T. (2016). La Influencia de Varios Factores en los Resultados del Análisis de Estabilidad de los Taludes de Rocas y en la Evaluación del Riesgo. *la Revista del Instituto Sudafricano de Minería y Metalurgia*, 116, 7. <https://www.onemine.org/document/document.cfm?docid=234334&docorgid=9>
- Kulhawy, F., et al. (1969). *Análisis de Elementos Finitos de Esfuerzos y Movimientos en Terraplenes Durante la Construcción* [Universidad de California]. file:///C:/Users/USER/Downloads/p266001coll1_5390.pdf
- Lain, R. (2000). Rotura Plana y Rotura en Cuña. En *Mecánica de Rocas; Fundamentos e Ingeniería de Taludes* (p. 300). https://oa.upm.es/14183/2/MECANICA_DE_ROCAS_2.pdf
- Leong, C. (2012). Reanálisis bidimensional y tridimensional de la estabilidad de la ladera de Bukit Batok. *Elsevier*, 42(Informática y Geotecnia), 8. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0266352X1200002X>
- Liu, Q. y Li, J. (2015). Efectos de la Infiltración de Agua en la Estabilidad de los Taludes del Suelo. *ScienceDirect*, 17, 11. file:///C:/Users/USER/Downloads/effects-of-water-seepage-on-the-stability-of-soil-slopes.pdf
- Manrique Zuñiga, E. (2010). *Geología Estructural del Neógeno en la Cordillera Negra, Implicancias en el Origen y Estabilidad de Taludes del Yacimiento Aurífero Epitermal de Alta Sulfuración: Pierina* [Tesis de Maestría, Universidad Nacional de Ingeniería]. file:///C:/Users/USER/Downloads/manrique_ze.pdf
- Morales Cabrera, D. (2000). *Análisis y Diseño de Taludes Mediante Métodos Computacionales* [Tesis de Maestría, Universidad Nacional de Ingeniería]. <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/1595>
- Pérez-de Agreda, A. (2005). *Estabilidad de Taludes*. <https://deca.upc.edu/es/el-departamento/secciones/itcg/docencia/asignaturas/geolquat/ejercicios/P2/analisis-estabilidad>
- Puell Marin, F. (2003). *Aplicación de Criterios de Rotura No Lineales a la Estabilidad General de Taludes en Macisos Rocosos* [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid]. <https://oa.upm.es/229/>

- Rivera Sisneros, Y. (2009). *Estado del arte de la ingeniería geotécnica en estabilidad de taludes* [Tesis de Grado, Universidad Técnica Particular de Loja].
<http://dspace.utpl.edu.ec/bitstream/123456789/1487/3/Yandri.pdf>
- Romero Chojolan, M. (2011). *Propuesta Metodológica para la Evaluación de Estabilización de Taludes y Terraplenes en Proyectos de Carreteras* [Tesis de Grado, Universidad de San Carlos de Guatemala].
http://www.repositorio.usac.edu.gt/5020/1/Marco_Vinicio_Romero_Chojolan.pdf
- Seboong, O. (2014). Análisis de la Estabilidad de los Taludes en Condiciones No Saturadas: Estudios de casos de fallo inducido por la lluvia en taludes cortados. *Engineering Geology*, 184, 8. <https://www2.pc-progress.com/Images/Personal/NLu/Publications/NLJ85201501.pdf>
- Sobarzo, V. (2011). Estudio de la estabilidad de taludes en roca meteorizada de la formación Quiriquina. *SciELO, Estudio de la estabilidad de taludes en roca meteorizada de la formación Quiriquina*, 11.
<https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n9/art05.pdf>
- Suarez, jaime. (s.f.). *Deslizamiento Análisis Geotécnico*.
file:///C:/Users/USER/Downloads/toaz.info-deslizamientos-analisis-geotecnico-jaime-suarez-pr_4fe54fa985476303ecca3bfabbae8fc6.pdf
- Vyrozhemsky, V. y Voloshyna, I. (2016). Estabilidad de Taludes y Terraplenes de Suelos Artificiales Gruesos Suelos Artificiales Gruesos. *Procedia Ingeniería*, 143, 9. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705816305574>
- Watson-Quesada, R. (2005). *Geomecánica Aplicada a la Pequeña Minería*.
file:///C:/Users/USER/Downloads/Geomecanica_aplicada_a_la_pequena_mineripdf
- Weber, R. (2010). *Ingeniería Geotécnica Básica*.
https://www.cedengineering.com/userfiles/Basic_Geotechnical_Engineering_R1.pdf
- Xu, D. (1997). Análisis de Probabilidad de Taludes de Roca y Suelo en un Entorno Geológico Complejo. *Conferencia de Geología Minera*, 7.
<https://www.onemine.org/document/document.cfm?docid=192337>



- Young, et al. (2016). Un Método para Evaluar la Estabilidad de un Talud No Saturado en Terreno Natural Durante las Precipitaciones. *Ingeniería Geológica*, 210, 9.
<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0013795216301831>
- Yulindasari, S. y Nurly, G. (2015). Efecto del Desarrollo de la Zona en la Estabilidad de los Taludes Cortados. *Procedia Engineering*, 125, 7.
- Yunpeng, L. (2016). Influencia de la disposición espacial de las raíces de las plantas en la estabilidad de los taludes. *Ecological Engineering*, 91(Influencia de la disposición espacial de las raíces de las plantas en la estabilidad de los taludes), 10.
<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0925857416301306>
- Zhuang, X. (2017). Análisis tridimensional de la estabilidad de taludes mediante el método de la cubierta basada en el método numérico de los vectores y del múltiple. *Engineering Geology*, 225(Ing. Geológica), 31.
<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0013795217302831>



ANEXOS

Anexo 1: Perforación Diamantina

ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA EL ALMACENAMIENTO DE RELAVES EN TAJOS DE EXPLOTACIÓN UNIDAD TACAZA																	
REGISTRO DE PERFORACION																	
Investigación	: Perforación Diamantina	Inclinación del Sondeo	: Vertical	Cliente	: CIEMSA												
Identificación	: PZ-1	Equipo	: LY-38	Consultor	: Geoservice Ingeniería S.A.C.												
Ubicación	: Lado Oeste del Tajo Central	Azimut del Sondeo	: 4,50	Elaborado por	: Ing. Agustín Pérez Quispe												
Coordenada N	: 8'271,529.93	Fecha de Inicio	: 21/09/2012	Revisado por	: Ing. Juan Pastor												
Coordenada S	: 314.649,32	Fecha de Finalización	: 25/09/2012	Aprobado por	: Ing. Justo Arellano Rojas												
Cota (msnm)	: 4.341,95			Perforista	: Celestino Benavente R												
Profundidad	: 20 m.			Nro de Cajas	: 5												
				Hoja Nro	: 1 de 2												
Profundidad (m)	Díametro Perforación	Revestimiento	Nivel Freático	Color Agua retorno	Pérdida de Agua	Descripción	Perfil Geológico	Índice Geológico	Clasificación SUCS	Recuperación (%)	ROD (%)	Grado de Alteración, Dureza y Fracturamiento	Clasificación de Roca	Tipo y Nro Ensayo de Permeabilidad	Permeabilidad 'k' (cm/seg)	Nro de Golpes Ensayo SPT	Nro de Cajas (und/m)
1.0						0.00 - 1.00: Suelo orgánico areno limoso de color negro a marrón verdusco, húmedo, presencia de raíces,		Q-mo	Pt	99		A-3, D-4, F-3	RMR = 30	4.50 - 5.00 m. Nº 01: Lefranc NC	k=7.592 x 10-3		1
2.0					1.00 - 2.00: Arena limosa de color marrón verdusco amarillento, de plasticidad media, ligeramente húmeda		SM		97								
2.50 - 2.50					Grava limosa		60										
3.0						2.50 - 3.50: Grava mal graduada, húmeda, color gris verdusco a amarillento, con matriz limosa.		GP-GM		91		A-3, D-4, F-2	RMR = 38	9.50 - 10.00 m. Nº 02: Lefranc NV	k=1.134 x 10-4		3
4.0						3.50 - 4.40: Andesita Porfírica Feldespática, de color gris, presencia de venillas de calcita, óxidos, alterada				61	11						
5.0						4.40 - 5.00: Andesita Porfírica Feldespática, muy fracturada.		T-ta		62		A-3, D-4, F-2	RMR = 38	9.50 - 10.00 m. Nº 02: Lefranc NV	k=1.134 x 10-4		3
6.0						5.00 - 6.00: Andesita Porfírica Feldespática, de color gris a gris verdoso, alterada, muy fracturada				49							
7.0						6.00 - 7.00: Toba Brechada, de color gris a gris verdoso, alterada, medianamente dura, muy fracturada				95	55						
8.0						7.00 - 7.50: Toba Brechada, alterada				96							
9.0						7.50 - 9.00: Toba Brechada, de color gris a gris verdoso, alterada, ligeramente dura, fracturada			99	68		A-3, D-4, F-2	RMR = 38	9.50 - 10.00 m. Nº 02: Lefranc NV	k=1.134 x 10-4		3
10.0						9.00 - 10.00: Toba Brechada mineralizada, de color gris a gris verdoso, fracturada, , ligeramente dura, alterada			99	34							

ALTERACION DE ROCA	DUREZA DE ROCA	FRAGMENTACION DE ROCA	CLASIFICACION BIENIAWSKI 1989 (RMR-ROCK MASS RATING)					
A-1 ROCA NO ALTERADA	D-1 MUY DURA	F-1 POCO FRAGMENTADA (<1 fract/m)	RMR	81-100	61-80	41-60	21-40	0-20
A-2 ROCA POCO ALTERADA	D-2 DURA	F-2 FRAGMENTADA (1-5 fract/m)	CALIDAD DE ROCA	I	II	III	IV	V
A-3 ROCA MODERADAMENTE ALTERADA	D-3 MEDIANAMENTE DURA	F-3 MUY FRAGMENTADA (6-10 fract/m)						
A-4 ROCA MUY ALTERADA	D-4 LIGERAMENTE DURA	F-4 EXT. FRAGMENTADA (11-20 fract/m)	MUY BUENA	BUENA	REGULAR	MALA	MUY MALA	
A-5 ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA	D-5 SUAVE	F-5 FRAGMENTADA (>20 fract/m)						

Leyenda: Lefranc NC= Ensayo de Permeabilidad Lefranc Nivel Constante
 Lefranc NV= Ensayo de Permeabilidad Lefranc Nivel Variable
 Lugeon LU = Ensayo de Permeabilidad Lugeon

**ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA EL
ALMACENAMIENTO DE RELAVES EN TAJOS DE
EXPLOTACIÓN UNIDAD TACAZA**



Consorcio de Ingenieros Ejecutores Mineros S.A.

REGISTRO DE PERFORACION

Investigación	: Perforación Diamantina	Inclinación del Sondeo	: Vertical	Cliente	: CIEMSA
Identificación	: PZ-1	Equipo	: LY-38	Consultor	: Geoservice Ingeniería S.A.C.
Ubicación	: Lado Oeste del Tajo Central	Azimut del Sondeo	: Nivel Freático (m) : 4,50	Elaborado por	: Ing. Agustín Pérez Quispe
Coordenada N	: 8'271,529.93	Fecha de Inicio	: 21/09/2012	Revisado por	: Ing. Juan Pastor
Coordenada S	: 314.649,32	Fecha de Finalización	: 25/09/2012	Aprobado por	: Ing. Justo Arellano Rojas
Cota (msnm)	: 4.341,95			Perforista	: Celestino Benavente R
Profundidad	: 20 m.			Nro de Cajas	: 5
				Hoja Nro	: 2 de 2

Profundidad (m)	Díametro Perforación	Revestimiento	Nivel Freático	Color Agua retomo	Pérdida de Agua	Descripción	Perfil Geológico	Índice Geológico	Clasificación SUCS	Recuperación (%)	RQD (%)	Grado de Alteración, Dureza y Fracturamiento	Clasificación de Roca	Tipo y Nro Ensayo de Permeabilidad	Permeabilidad "k" (cm/seg)	Nro de Golpes Ensayo SPT	Nro de Cajas (und/m)
11.0						10.00 - 11.35: Toba Brechada mineralizada, de color gris a gris oscuro, alterada, ligeramente dura, muy fracturada	V V V V			86	23	A-3, D-4, F-2 RMR = 32					3
12.0					11.35 - 12.70: Toba Brechada, alterada, medianamente dura, muy fracturada, de color gris a gris verdoso, presenta venillas de calcita y óxidos	V V V V			97	59							
13.0					12.70 - 13.90: Toba Brechada, alterada, porosa, ligeramente dura, muy fracturada, de color gris a gris verdoso	V V V V			95	54							
14.0						13.90 - 15.10: Toba volcánica retrabajada, porosa, ligeramente dura, fracturada, alterada, de color gris a gris verdoso	V V V V			100	89	A-2, D-4, F-2 RMR = 40		14.50 - 15.00 m. N° 03: Lefranc NC k=5.851 x 10-4		4	
15.0	HQ				15.10 - 16.70: Toba volcánica retrabajada, presenta venillas de calcita, porosa, de color gris a gris verdoso	V V V V			100	74							
16.0					16.70 - 18.30: Toba volcánica retrabajada, moderadamente alterado, fragmentada, presenta venillas de calcita, porosa, de color gris a gris granate	V V V V			64	14							
17.0						18.30 - 19.70: Toba volcánica retrabajada, fracturada, presenta venillas de calcita, de porosa, de color gris a gris granate, alterada	V V V V			100	92		19.50 -20.00 m. N° 04: Lefranc NV k=8.099 x 10-5		5		
18.0					19.70 - 20.05: Toba volcánica retrabajada	V V V V			87	76							

ALTERACION DE ROCA		DUREZA DE ROCA		FRACTURAMIENTO DE ROCA		CLASIFICACION BIENIAWS KI 1989 (RMR-ROCK MASS RATING)					
A-1	ROCA NO ALTERADA	D-1	MUY DURA	F-1	POCO FRACTURADA (<1 fract/m)	RMR	81-100	61-80	41-60	21-40	0-20
A-2	ROCA POCA ALTERADA	D-2	DURA	F-2	FRACTURADA (1-5 fract/m)	CALIDAD DE ROCA	I	II	III	IV	V
A-3	ROCA MODERADAMENTE ALTERADA	D-3	MEDIANAMENTE DURA	F-3	MUY FRACTURADA (6-10 fract/m)		MUY BUENA	BUENA	REGULAR	MALA	MUY MALA
A-4	ROCA MUY ALTERADA	D-4	LIGERAMENTE DURA	F-4	EXT. FRACTURADA (11-20 fract/m)						
A-5	ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA	D-5	SUAVE	F-5	FRAGMENTADA (>20 fract/m)						

Leyenda: Lefranc NC= Ensayo de Permeabilidad Lefranc Nivel Constante Lugeon LU = Ensayo de Permeabilidad Lugeon
Lefranc NV= Ensayo de Permeabilidad Lefranc Nivel Variable

Anexo 2: Análisis de Permeabilidad

UNIDAD MINERA TACAZA			
ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA EL ALMACENAMIENTO DE RELAVES EN TAJOS DE EXPLOTACIÓN UNIDAD TACAZA			
<small>Geoservice Ingeniería S.A.C.</small>		<small>Consorcio de Ingenieros Ejecutores Mineros S.A.</small>	
Investigación :	Perforación Diamantina	Cliente :	CIEMSA
Identificación :	PZ-1	Consultor :	
Ubicación :	Oeste del Tajo Central	Elaborador por :	
Nro de Ensayo :	1	Revisado por :	
Tramo de Ensayo (m) :	4.50 - 5.00	Aprobado por :	Ing. Justo Arellano Rojas
Fecha :	22/09/2012		
Hora :	10:00 AM		
ENSAYO DE PERMEABILIDAD LE FRANC - NIVEL CONSTANTE			
	ha :	Profundidad nivel freático (m)	4,50
	n :	Ángulo de inclinación de Sondeo	90
	n :	Sobrante del revestimiento (m)	0,50
	S :	Profundidad del revestimiento (m)	4,50
	C :	Longitud Total del revestimiento (m)	5,00
	P :	Profundidad del frente de perforación (m)	5,00
	L :	Longitud del bulbo de ensayo (cm)	50,00
	Zn :	Profundidad agua a nivel constante (m)	0,00
	D :	Diámetro del bulbo de ensayo (cm)	9,60
	H :	Sobrecarga hidráulica (cm.)	500,00
		Sobrecarga hidráulica corregida (cm)	500,00
	d :	Diámetro interno del revestimiento (cm)	7,62
	H	Con Nivel Freático = ha + n - Zn cm	
TIPO DE ENSAYO: NIVEL CONSTANTE			
t (min)	Q(l)	ΔQ(l/min)	t (min)
0	2416,10	0,00	
1	2431,20	15,10	
2	2446,40	15,20	
3	2461,40	15,00	
4	2476,20	14,80	
5	2491,10	14,90	
7	2519,30	28,20	
9	2546,90	27,60	
11	2574,50	27,60	
13	2602,10	27,60	
15	2630,20	28,10	
20	2695,00	64,80	
25	2756,80	61,80	
30	2817,20	60,40	
35	2874,10	56,90	
REPRESENTACIÓN GRÁFICA			
CÁLCULO DE COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD			
CÁLCULO DEL CAUDAL (Q)		CÁLCULO DE PERMEABILIDAD (K)	
Nivel Constante	Q = <input type="text" value="30,53"/> l/min	CASO I	si: L/D = 0 K = Q / (PI x D x H)
	Q = <input type="text" value="508,89"/> cm ³ /seg	CASO II	si: L / D <= 2 K = Q / (2 x PI x D x H x (L/D + 0.25) ^{0.5})
		CASO III	si: L/D > 2 K = Q x ln(2L/D) / (2 x PI x H x L)
		De la relación	L/D = 5,2 Por lo tanto, K es igual:
			CASO III
		K de Permeabilidad =	7,592E-03 cm / seg
OBSERVACIONES:			

Anexo 3: Hidrografía



Anexo 4: Clasificación de Macizo Rocoso

Consorcio de Ingenieros Ejecutores Mineros S.A.

CÁLCULO DEL RMR													
(Bieniaswski, 1989)													
Proyecto		: ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA EL ALMACENAMIENTO DE RELAVES EN TANJOS DE EXPLOTACIÓN UNIDAD TACAZA											
Cliente		: CIEMSA											
Tipo de Roca		: ANDESITA PORFIRITICA FELDESPATICA											
Ubicación		: Perforación PZ-1 (3.50 - 6.00 m)											
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE													
MATRIZ ROCOSA	Valor de resistencia a la compresión simple		: Mpa		VALOR Y/O RESISTENCIA ADOPTADO					PUNTAJE			
	Este valor se ha determinado usando:				RESISTENCIA	CALIDAD	PUNTAJE			7			
	Ensayo de laboratorio (compresión simple)				> 250 Mpa	Muy alta				15			
	Ensayo de laboratorio (carga puntual)				250 - 100	Alta				12			
	Martillo Schmidt sobre testigo				100 - 50	Media	X			7			
	Martillo Schmidt sobre afloramiento rocoso				50 - 25	Baja				4			
Tablas (*)				25 - 5				2					
				5 - 1	Muy baja			1					
				< 1 Mpa				0					
RQD													
RQD	DESCRIPCIÓN	VALOR	PUNTAJE							PUNTAJE			
	Muy mala	0 a 25	X							3			
	Mala	25 a 50								8			
	Regular	50 a 75								13			
	Buena	75 a 90								17			
	Excelente	90 a 100								20			
SEPARACIÓN DE DIACLASAS													
SEPARACIÓN DE DIACLASAS	DESCRIPCIÓN	VALOR (m)	PUNTAJE							PUNTAJE			
	Muy separadas	> 2.00								20			
	Separadas	2.00 - 0.60								15			
	Medianamente separadas	0.60 - 0.20	X							10			
	Próximas	0.20 - 0.06								8			
	Muy próximas	< 0.06								5			
ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES													
ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Longitud de la discontinuidad	Abertura (mm)	Rugosidad		Relleno		Alteración			PUNTAJE			
	< 1 m	6	Nada	6	Muy rugosa	6	Ninguno	6	Inalterada	6			
	1 - 3 m	X	4	< 0.10	5	Rugosa	5	Duro (< 5 mm)	X	4	Ligeramente alterada	5	
	3 - 10 m	2	0.10 - 1	3	Ligeramente rugosa	X	3	Duro (> 5 mm)	2	Moderadamente alterada	X	3	
	10 - 20 m	1	1 - 5	X	1	Ondulada	1	Blando (<5mm)	2	Muy alterada	1		
	> 20 m	0	> 5	0	Suave	0	Blando (>5mm)	0	Descompuesta	0			
			4			1			3			3	
FLUJO DE AGUA													
FLUJO DE AGUA	DESCRIPCIÓN	RELACIÓN: PRESIÓN DE AGUA/TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR	CAUDAL POR 10 m DE TÚNEL	ESTADO GENERAL		PUNTAJE							
	SECO	0	Nulo	SECO		15							
	LIGERAMENTE HÚMEDO	0 - 0.1	< 10 lt/min	LIGERAMENTE HÚMEDO		X				10			
	HÚMEDO	0.1 - 0.2	10-25 lt/min	HÚMEDO		7							
	GOTEANDO	0.2 - 0.5	25-125lt/min	GOTEANDO		4							
	FLUYENDO	> 0.5	>125 lt/min	AGUA FLUYENDO		0							
DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO													
DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO	DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO		<input type="checkbox"/> TúnelesCa		<input checked="" type="checkbox"/> Cimentaciones		<input type="checkbox"/> Taludes			PUNTAJE			
			FALSO		VERDADERO		FALSO			-15			
	Muy favorables	-	0	-	0	-				0			
	Favorables	-	-2	-	-2	-				-5			
	Medias	-	-5	-	-7	-				-25			
	Desfavorables	-	-10	X	-15	-				-50			
	Muy desfavorables	-	-12	-	-25	-				-60			
		0			-15				0				
CLASIFICACIÓN RMR OBTENIDA EN CAMPO													
CLASE		I	II		III		IV		V				
CALIDAD		MUY BUENA	BUENA		MEDIA		MALA		MUY MALA				
PUNTAJACIÓN		100-81	80-61		60-41		X 40-21		< 20				
COHESIÓN (Kg/cm²)		> 4	3	-	4	2	-	3	1	-	2	<	1
FRICCIÓN (φ)		> 45	35	-	45	25	-	35	15	-	25	<	15
Valor del RMR		30,00											
Correlaciones del RMR													
Cohesión (C)		1,50		Kg/cm ²									
Ángulo de fricción		20,00		°									
(Valores propuestos por Bieniaswski)													



Consorcio de Ingenieros Ejecutores Mineros S.A.

CÁLCULO DEL RMR											
(Bieniaswki, 1989)											
Proyecto		: ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA EL ALMACENAMIENTO DE RELAVES EN TAJOS DE EXPLOTACIÓN UNIDAD TACAZA									
Cliente		: CIEMSA									
Tipo de Roca		: TOBA BRECHADA									
Ubicación		: Perforación PZ-1 (6.00 - 10.00 m)									
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE											
MATRIZ ROCOSA	Valor de resistencia a la compresión simple		: Mpa		VALOR Y/O RESISTENCIA ADOPTADO				PUNTAJE		
	Este valor se ha determinado usando:				RESISTENCIA	CALIDAD	PUNTAJE				
	Ensayo de laboratorio (compresión simple)				> 250 Mpa	Muy alta	15				
	Ensayo de laboratorio (carga puntual)				250 - 100	Alta	12				
	Martillo Schmidt sobre testigo				100 - 50	Media	X 7				
	Martillo Schmidt sobre afloramiento rocoso				50 - 25	Baja	4				
	Tablas (*)				25 - 5	Muy baja	2				
				5 - 1	1						
				< 1 Mpa	0						
ROD	DESCRIPCIÓN		VALOR	PUNTAJE						PUNTAJE	
	Muy mala		0 a 25							8	
	Mala		25 a 50	X							
	Regular		50 a 75								
	Buena		75 a 90								
Excelente		90 a 100									
SEPARACIÓN DE DIACLASAS	DESCRIPCIÓN		VALOR (m)	PUNTAJE						PUNTAJE	
	Muy separadas		> 2.00							8	
	Separadas		2.00 - 0.60								
	Medianamente separadas		0.60 - 0.20								
	Próximas		0.20 - 0.06	X							
Muy próximas		< 0.06									
ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Longitud de la discontinuidad		Abertura (mm)		Rugosidad		Relleno		Alteración		PUNTAJE
	< 1 m	6	Nada	6	Muy rugosa	6	Ninguno	6	Inalterada	6	
	1 - 3 m	X 4	< 0.10	5	Rugosa	X 5	Duro (< 5 mm)	4	Ligeramente alterada	5	
	3 - 10 m	2	0.10 - 1	3	Ligeramente rugosa	3	Duro (> 5 mm)	2	Moderadamente alterada	X 3	
	10 - 20 m	1	1 - 5	X 1	Ondulada	1	Blando (<5mm)	X 2	Muy alterada	1	
	> 20 m	0	> 5	0	Suave	0	Blando (>5mm)	0	Descompuesta	0	
			4	1			5	2			3
FLUJO DE AGUA	DESCRIPCIÓN		RELACIÓN: PRESIÓN DE AGUA/TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR		CAUDAL POR 10 m DE TÚNEL		ESTADO GENERAL		PUNTAJE		
	SECO		0		Nulo		SECO		15		
	LIGERAMENTE HÚMEDO		0 - 0.1		< 10 lt/min		LIGERAMENTE HÚMEDO		10		
	HÚMEDO		0.1 - 0.2		10-25 lt/min		HÚMEDO		X 7		
	GOTEANDO		0.2 - 0.5		25-125lt/min		GOTEANDO		4		
FLUYENDO		> 0.5		>125 lt/min		AGUA FLUYENDO		0			
DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO	DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO		<input type="checkbox"/> TúnelesCa		<input checked="" type="checkbox"/> Cimentaciones		<input type="checkbox"/> Taludes		PUNTAJE		
									-7		
	Muy favorables		-	0	-	0	-	0			
	Favorables		-	-2	-	-2	-	-5			
	Medias		-	-5	X	-7	-	-25			
	Desfavorables		-	-10	-	-15	-	-50			
Muy desfavorables		-	-12	-	-25	-	-60				
		0	-	-	-7	-	0				
CLASIFICACIÓN RMR OBTENIDA EN CAMPO											
CLASE		I	II		III	IV		V		Valor del RMR	
CALIDAD		MUY BUENA	BUENA		MEDIA	MALA		MUY MALA		38,00	
PUNTAJACIÓN		100-81	80-61		60-41	40-21		< 20		Correlaciones del RMR	
COHESIÓN (Kg/cm ²)		> 4	3	-	4	2	-	3	1	< 1	Cohesión (C)
FRICCIÓN (°)		> 45	35	-	45	25	-	35	15	< 15	Ángulo de fricción
										24,00 °	
(Valores propuestos por Bieniaswki)											

Anexo 5: Ensayos de Laboratorio

UNIDAD MINERA TACAZA			
 GEOSERVICE INGENIERÍA	ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA EL ALMACENAMIENTO DE RELAVES EN TAJOS DE EXPLOTACIÓN UNIDAD TACAZA		
Geoservice Ingeniería S.A.C.		Consorcio de Ingeniería Especialista Minera S.A.	
Investigación	Perforación Diamantina	Cliente	CIEMSA
Identificación	PZ-1	Consultor	Geoservice Ingeniería S.A.C.
Ubicación	Oeste del Tajo Central	Elaborador por	Ing. Mario Zevallos M
Nro de Ensayo	4	Revisado por	Ing. Carlos Ahuara
Tramo de Ensayo (m)	19.50 - 20.00	Aprobado por	Ing. Boris Castillo Benavente
Fecha	25/09/2012		
Hora	10:00 a.m.		
ENSAYO DE PERMEABILIDAD LE FRANC - NIVEL VARIABLE			
	h_a : Prof. nivel freático (m) 4.50 α : Ángulo de inclinación de Sonda 90 n : Sobresite del revestimiento (m) 0.50 S : Prof. del revestimiento (m) 19.50 C : Long. Total del revestimiento (m) 20.00 P : Profundidad del frente de perforación (m) 20.00 L : Longitud del bulbo de ensayo (cm) 50.00 Z_n : Prof. agua a nivel constante (m) 0.00 D : Diámetro del bulbo de ensayo (cm) 9.60 H : Sobrecarga hidráulica (cm.) 500.00 H : Sobrecarga hidráulica corregida (cm) 500.00 d : Diámetro interno del revestimiento (cm) 7.62 H : Con nivel freático $= h_a + n - Z_n$ cm		
TIPO DE ENSAYO: NIVEL VARIABLE			
t (min)	Z _n (cm)	Δ Z _n	
0.0	0.00	0.00	
1.0	23.00	23.00	
2.0	30.00	7.00	
3.0	38.00	8.00	
4.0	43.00	5.00	
5.0	48.00	5.00	
7.0	57.00	9.00	
9.0	68.00	11.00	
11.0	76.00	8.00	
13.0	85.00	9.00	
15.0	93.00	8.00	
20.0	110.00	17.00	
25.0	127.00	17.00	
30.0	141.00	14.00	
REPRESENTACIÓN GRÁFICA			
CÁLCULO DE COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD			
CÁLCULO DEL CAUDAL (Q) Nivel Variable $Q = \frac{\pi \times D^2 \times \Delta Z}{4 \times 60 \times \Delta t}$ $\Delta t = t_2 - t_1 = 10.0$ min $\Delta Z = Z_2 - Z_1 = 45.00$ cm Nivel Variable $Q = 5.43$ cm ³ /seg		CÁLCULO DE PERMEABILIDAD (K) CASO I $\text{si } L/D = 0 \quad K = Q / (\pi \times D \times H)$ CASO II $\text{si } L/D < 2 \quad K = Q / (2 \times \pi \times D \times H \times (L/D + 0.25)^{0.5})$ CASO III $\text{si } L/D > 2 \quad K = Q \times \ln(2L/D) / (2 \times \pi \times H \times L)$ De la relación $L/D = 5.2$ Por lo tanto, K es igual: CASO III K de Permeabilidad = 8.099E-05 cm / seg	
OBSERVACIONES:			
Técnico Responsable Geoservice Ingeniería S.A.C.		Ingeniero Responsable Geoservice Ingeniería S.A.C.	

Anexo 6: Resultados de Laboratorio

RESULTADOS DE LABORATORIO

PROYECTO : Ciemsa: Depósito de Relaves Tacaza
UBICACION : Dist. Santa Lucia, Prov. Lampa, Dpto. Puno
CLIENTE : CONSORCIO DE INGENIEROS EJECUTORES
 MINEROS S.A.
CONSULTOR : GEOSERVICE INGENIERIA S.A.C.
ESTRUCTURA : Dique de Arranque
MUESTRA : M-1 Material de Cantera-Dique de Arranque
FECHA : NOV.2012

Análisis granulométrico por tamices, vía húmeda, ASTM-D-422

Porcentaje acumulativo que pasa en peso

	N°20	N°40	N°60	N°100	N°200
1 1/2"	41.61	40.40	30.69	23.02	19.82
3/4"	44.08	41.61	40.40	30.69	23.02
1/2"	46.05	44.08	41.61	40.40	30.69
3/8"	48.02	46.05	44.08	41.61	40.40
1/4"	50.06	48.02	46.05	44.08	41.61
64.73	52.03	50.06	48.02	46.05	44.08

Muestra enviada a nuestro laboratorio para su procesamiento.

EyP de Ingeniería S.R.L.

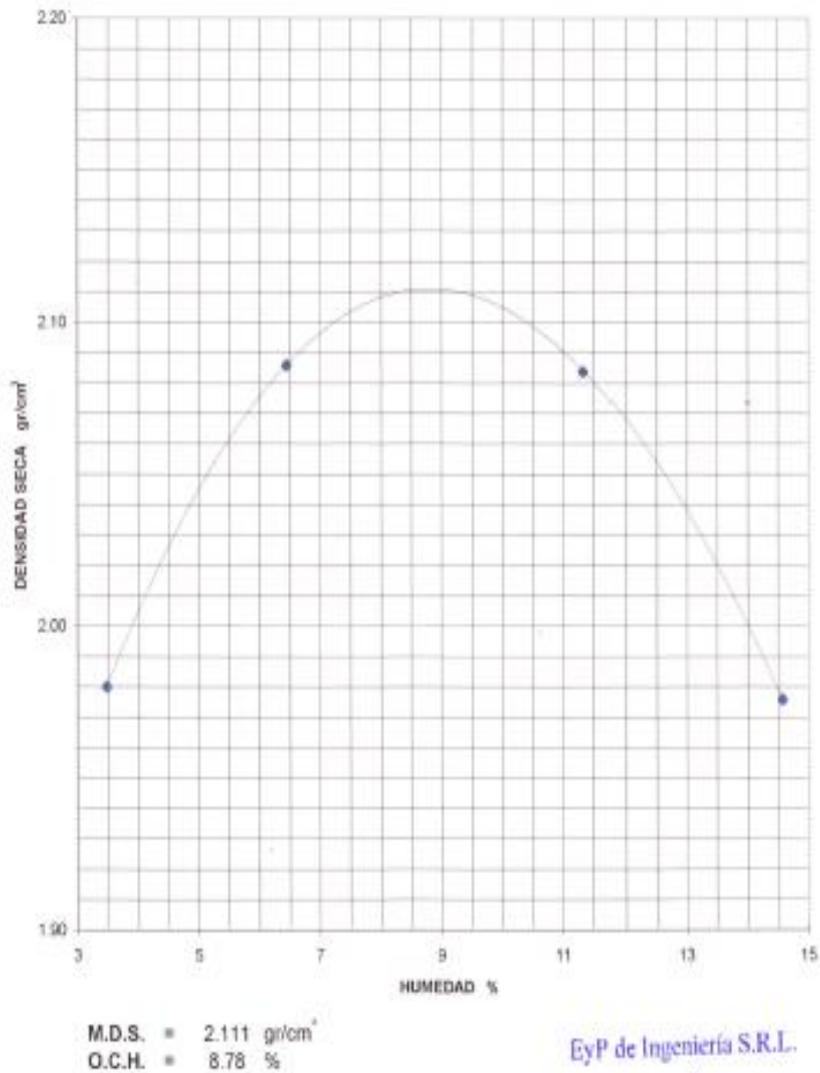
César A. Vilca Ghezzi
 Ingeniero Civil
 C.I.P. 6314

Anexo 7: Ensayo Proctor Modificado

EyP DE INGENIERIA S.R.L.
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ARGENTES
MANUEL GONZALES DE LA ROSA 428 □ LIMA 17 - PERU □ ☎ 481 8978 TELEFAX: 481 8282

PROYECTO : Ciemsa: Depósito de Relaves Tacaza
UBICACIÓN : Dist. Santa Lucía, Prov. Lampa, Dpto. Puno
CLIENTE : CONSORCIO DE INGENIEROS EJECUTORES MINEROS S.A.
CONSULTOR : GEOSERVICE INGENIERIA S.A.C.
ESTRUCTURA : Dique de Arranque
MUESTRA : M-1 Material de Cantera-Dique de Arranque
FECHA : NOV.2012

PROCTOR MODIFICADO ASTM-D-1557-C CURVA DENSIDAD - HUMEDAD



Anexo 8: Ensayos de Compresión Triaxial



DE INGENIERIA S.R.L.
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
HEVALDES DE LA ROSA 438 Q. LIMA 17 - PERU D. ☎ 461 8874 TELEFAX: 461 8285

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO CU NPT 339.166 (ASTM-D-4757)

PROYECTO : Oiemasa: Degrado de Relaves Tacaza
UBICACIÓN : Dist. Santa Lucia, Prov. Lamba, Dpto. Puno
CLIENTE : **CONSORCIO DE INGENIEROS EJECUTORES MINEROS S.A.**
MUESTRA : M-1. Material de Cantero-Dique de Arraigue
FECHA : DIC.2012

DATOS INICIALES

Diametro	10.160 cm
Altura	20.243 cm
Area	81.073 cm ²
Volumen	1641.16 cm ³
Peso Humedo	3583.35 gr
Peso seco	3293.83 gr
Densidad Humeda	2.183 gr/cm ³
Densidad Seca	2.007 gr/cm ³
Contenido de Humedad	8.79 %
Grado de Saturación	67.36 %
Peso Especifico de Sólidos	2.719
Volumen de Sólidos	1211.41
Relación de Vacíos	0.3548
Aproximación del Dial	0.001 pulg

DATOS FINALES

Cambio en altura del espécimen al final de la consolidación	0.078 cm
Altura final del espécimen	20.165 cm
Peso húmedo del espécimen al final de la consolidación	3697.65 gr
Volumen de agua	403.82 cm ³
Area del espécimen al final de la consolidación	80.446 cm ²
Volumen consolidado	1622 cm ³
Densidad Seca consolidada	2.031 gr/cm ³
Contenido de Humedad	12.26 %
Relación de Vacíos	0.3387
Grado de Saturación	98.42 %
Máx. Esfuerzo disyador	7.8425 Kg/cm ²
Deformación en la Falla	15.12 %
Presión de confinamiento	3.00 Kg/cm ²
Contrapresión	1.00 Kg/cm ²
Presión efectiva	2.00 Kg/cm ²

EyP de Ingeniería S.R.L.

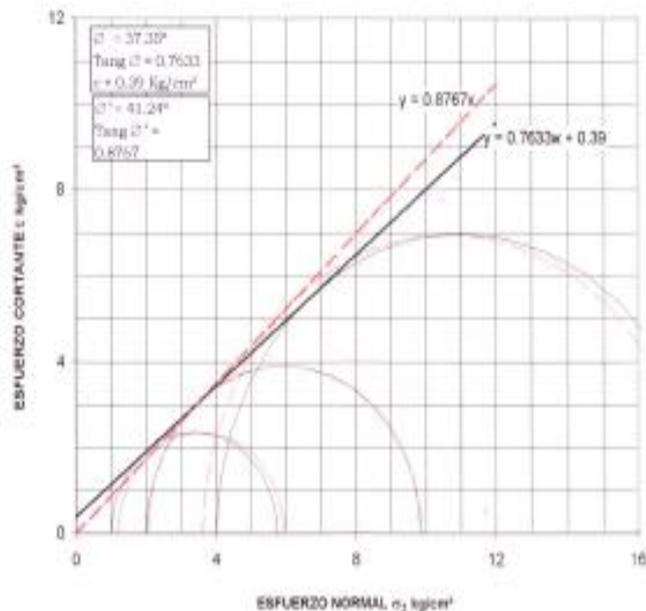
César A. Valle Ghezzi
Ingeniero Civil
G.I.P. 6214

Especímenes remoldados al 98% de la M.D.S. y la w, obtenidos en el Proctor Modificado realizado

Lectura de Def. pulg	Defor. Fuerza A min	N	Defor. Axial %	Carga A. Kg	Area Axial cm ²	Esf. Prin.		Exceso presión de poros		Esf. σ_1 Kg/cm ²	Esf. σ_3 Kg/cm ²	Esf. σ_1/σ_3	p Kg/cm ²	p' Kg/cm ²	q Kg/cm ²	
						σ_1 Kg/cm ²	σ_3 Kg/cm ²	Lbs	Kg/cm ²							
200	0.00	0.0	0.00	0.0000	80.446	0.0000	3.4082	0.00	0.00	2.00	2.00	1.00000	2.0000	2.00	0.0000	
300	5.08	718.2	2.52	281.261	82.525	3.4082	12.45	0.00	2.00	5.41	2.00	5.40	2.7083	3.7041	3.70	1.7041
400	7.62	1115.4	3.78	435.151	83.605	5.2048	12.08	-0.02	2.00	7.20	2.02	7.23	3.5753	4.6024	4.62	2.6024
500	10.16	1413.9	5.04	550.801	84.714	6.5019	11.88	-0.04	2.00	8.50	2.04	8.54	4.1948	5.2509	5.29	3.2509
600	12.70	1579.6	6.30	615.000	85.853	7.1634	11.88	-0.04	2.00	9.16	2.04	9.20	4.5198	5.5817	5.62	3.5817
700	15.24	1720.5	7.56	669.589	87.023	7.6944	11.98	-0.03	2.00	9.69	2.03	9.72	4.7939	5.8472	5.88	3.8472
800	17.78	1778.1	8.82	691.906	88.225	7.8425	12.13	-0.02	2.00	9.84	2.02	9.86	4.8871	5.9213	5.94	3.9213
900	20.32	1787.9	10.08	695.703	89.461	7.7766	12.25	-0.01	2.00	9.78	2.01	9.79	4.8706	5.8883	5.90	3.8883
1000	22.86	1786.2	11.34	695.044	90.732	7.6604	12.43	0.00	2.00	9.66	2.00	9.66	4.8370	5.8302	5.83	3.8302
1100	25.40	1793.2	12.60	697.756	92.039	7.5811	12.58	0.01	2.00	9.58	1.99	9.57	4.8174	5.7905	5.78	3.7905
1200	27.94	1794.5	13.86	698.260	93.385	7.4772	12.65	0.02	2.00	9.48	1.98	9.46	4.7744	5.7386	5.72	3.7386
1300	30.48	1784.0	15.12	694.192	94.771	7.3250	12.70	0.02	2.00	9.32	1.98	9.30	4.7042	5.6615	5.64	3.6615
1400	33.02	1784.7	16.37	694.463	96.198	7.2191	12.74	0.03	2.00	9.22	1.97	9.19	4.6558	5.6095	5.58	3.6095
1400	35.56	1787.9	17.63	695.703	97.669	7.1230	12.78	0.03	2.00	9.12	1.97	9.09	4.6123	5.5615	5.53	3.5615

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO CU NPT 339.166 (ASTM-D-4767)

PROYECTO : Ciemsa: Depósito de Relaves Tacaza
UBICACIÓN : Dist. Santa Lucía, Prov. Lampa, Dpto. Puno
CLIENTE : CONSORCIO DE INGENIEROS EJECUTORES MINEROS S.A.
MUESTRA : M-1 Material de Cantera-Dique de Arranque
FECHA : DIC.2012



EyP de Ingeniería S.R.L.

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