



UNIVERSIDAD DE TALCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL DE MINAS

**EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICA
PARA BOTADEROS APOYADOS SOBRE LADERAS
COLUVIALES CONSIDERANDO UN EVENTO SÍSMICO
SEVERO, UBICADO EN LA MINA CHÉPICA, REGIÓN DEL
MAULE**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL DE MINAS**

MATÍAS ENRIQUE CHAMORRO QUEZADA

PROFESOR GUÍA

Sr. MAURICIO ANDRES JARA ORTIZ

MIEMBRO DE LA COMISIÓN

Sr. FRANCISCO JAVIER RIVAS SALDAÑA

Sr. LEONARDO HERNÁN DORADOR ORTIZ

CURICÓ - CHILE
2019

CONSTANCIA

La Dirección del Sistema de Bibliotecas a través de su encargado Biblioteca Campus Curicó certifica que el autor del siguiente trabajo de titulación ha firmado su autorización para la reproducción en forma total o parcial e ilimitada del mismo.



Two circular official stamps and handwritten signatures in blue ink. The left stamp is from the 'DIRECCIÓN SISTEMA DE BIBLIOTECAS' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'. The right stamp is from the 'SISTEMA DE BIBLIOTECAS CAMPUS CURICÓ' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'.

Curicó, 2022

A mis padres, por su amor, su esfuerzo y sacrificio durante todos estos años, gracias a ustedes he logrado llegar hasta aquí. Es un orgullo y un privilegio ser su hijo y espero dar lo mejor de mí para que siempre estén orgullosos, los amo.

A mi tata “Ra-rá” (QDEP) y a mi tío “Colocó” (QDEP), gracias por todo lo que me enseñaron y por el cariño que me dieron. Su recuerdo siempre lo llevare en mi corazón y me motiva a dar lo mejor de mí día a día, los quiero mucho.

Resumen

En la presente memoria se plantea la situación de que en el proyecto minero conocido como **Mina Chépica** ubicado en la región del Maule, se necesite la construcción de un botadero minero, para ello se seleccionan diferentes puntos considerando la topografía natural del sector, la cual varía de 0 a 30% de pendiente. Se debió realizar una caracterización completa del material estéril y suelo de fundación, para el estéril se midió una granulometría mayor a 3", superior a los requerimientos estándar para ensayos geotécnicos, por lo que se necesitó la aplicación de curvas homotéticas para realizar ensayos de densidad y resistencia. Para el suelo de fundación del botadero se determinó que corresponde a un suelo arenoso con contenido de arcilla de baja plasticidad con densidad de 1,8 gr/cm³.

La ubicación geográfica del proyecto minero corresponde a la mina metálica más cercana al epicentro del terremoto del 27 de febrero del año 2010, por lo que se determinó el PGA asociado a la zona de estudio mediante leyes de atenuación y estudio de efecto de sitio que permitan simular un registro sísmico cercano a la realidad y evaluar el comportamiento de la estabilidad de cada modelo.

Se crearon 7 modelos de botaderos ubicados en distintos lugares y pendientes de la propiedad minera, se realizó un análisis de estabilidad estático y pseudoestático para observar cómo se comportan cada uno de los modelos botadero antes, durante y después del sismo simulado tomando también en consideración el efecto de sitio que se produce en la estratigrafía correspondiente al sector.

Los resultados obtenidos para cada modelo fueron evaluados bajo un análisis estático, pseudoestático, condición no drenada estática y pseudoestática los cuales determinaron que modelos son los más estables. Junto con ello se consideró la distancia de cada modelo a los accesos de la mina y la pendiente a la cual se encuentran con el fin de determinar que opción resulta la más eficiente de construir.

Abstract

The following report presents the situation that in the mining project known as Mina Chépica located in the region del Maule, the construction of a mining dump is required, for this purpose different points affected are selected the natural topography of the sector, which varies from 0 to 30% slope. A complete characterization of the rock waste material and foundation soil had to be performed, for the rock waste had a granulometry greater than 3 " was measured, exceeding the standard requirements for geotechnical tests. So the application of homothetic curves is needed to perform density tests and resistance. For the foundation soil, it is determined that it corresponds to a sandy soil with clay content of low plasticity with a density of 1.8 gr / cm³.

The geographical location of the mining project corresponds to the metal mine closest to the epicenter of the earthquake of February 27, 2010. So the PGA associated with the study area was determined by ground motion equation and site effect study that related simulating a seismic record close to reality the requirement serves as a record to evaluate the stability behavior of each model.

were designed 7 models of dumps arranged in different places and slopes of the mining property, an analysis of static and pseudostatic stability was performed to observe how each of the dump models behave before, during and after the simulated earthquake also taking effect site that occurs in the stratigraphy corresponding to the sector.

The results obtained for each model were evaluated under a static, pseudostatic analysis, static and pseudostatic undrained condition that determined which models are the most stable. Along with this, the distance of each model to the accesses of the mine and the slope to which it is found is considered in order to determine which option is the most efficient to build.

Agradecimientos

En primer lugar, quiero agradecer a mis padres Pedro y Ema, pilar fundamental para el largo viaje que es la vida, me han formado como persona y sus enseñanzas me han permitido llegar hasta el punto en el que me encuentro, su esfuerzo y apoyo siempre han sido motivación a seguir adelante ante las adversidades que se presentan en la universidad y en la vida, agradecerles por su comprensión y apoyo. A mis hermanos Martin y Manuel, quienes con sus propios esfuerzos y logros me motivan a seguir mi camino y esforzarme cada día más.

Agradecer a mis amigos, los cuales han sido un apoyo en la formación compañeros de trabajos y de descanso, sin ellos, la vida universitaria hubiese sido muy diferente, gracias por todo.

A los profesores de laboratorio Cristina y Cristian por facilitar los equipos, materiales y ayuda para los ensayos de laboratorio que se realizaron para esta memoria, su apoyo permitió realizar los ensayos de manera oportuna y en las mejores condiciones posibles.

A mis profesores, a lo largo de la formación he conocido grandes profesionales, pero pocos con la vocación a enseñar y entregar mucho de sí en post de sus alumnos, especialmente a mi profesor guía Mauricio Jara y co-guía Francisco Rivas quienes han proporcionado mucho para el desarrollo de esta memoria, junto también con el apoyo de Leonardo Dorador mediante su trabajo y ayudan ante algunas dudas, el apoyo recibido significa una motivación a no fallar y a siempre hacer las cosas con una perspectiva al futuro.

Índice de contenidos

1-	Capítulo 1- Introducción.....	1
1.1	Descripción del problema	2
1.2	Solución propuesta.....	3
1.3	Objetivos	5
1.3.1	Objetivo General.....	5
1.3.2	Objetivos Específicos	5
1.4	Alcances del proyecto	6
1.5	Metodologías y herramientas utilizadas.....	7
2-	Capítulo 2 Marco Teórico.....	9
2.1	Terremoto 27 de febrero en Chile	10
2.2	Fuentes sismogénicas	12
2.3	Material estéril	14
2.3.1	Botaderos	14
2.3.2	Control de aguas	17
2.3.3	Potenciales riesgos por fallamiento del botadero	17
2.4	Criterios de diseño de botaderos	19
2.4.1	Decreto supremo 132.....	19
2.4.2	Condiciones de sitio.....	20
2.4.3	Atenuación de la aceleración	23
2.4.4	Caracterización geotécnica	23
2.4.5	Estabilidad a través del método de equilibrio límite.....	32
2.4.6	Método pseudoestático	35
2.4.7	Softwares de diseño	35
3-	Capítulo 3 Metodología	38

3.1	Metodología	39
3.1.1	Etapa 1. Levantamiento de información	39
3.1.2	Etapa 2. Caracterización geotécnica	39
3.1.3	Etapa 3. Estudio Sísmico	40
3.1.4	Etapa 4. Modelamiento	40
3.1.5	Etapa 5. Análisis de resultados	40
4-	Capítulo 4 Análisis de Resultados.....	41
4.1	Levantamiento de información	42
4.1.1	Localización.....	42
4.1.2	Topografía.....	43
4.1.3	Clima.....	44
4.1.4	Hidrología.....	45
4.1.5	Geología.....	45
4.2	Caracterización geotécnica	46
4.2.1	Información de la mina	46
4.2.2	Descripción material estéril	46
4.2.3	Ensayo granulométrico	47
4.2.4	Límites de Atterberg.....	54
4.2.5	Densidad	56
4.2.6	Gravedad específica de los sólidos	57
4.2.7	Ensayo Proctor	58
4.2.8	Clasificación de suelos	59
4.2.9	Ángulo de reposo	60
4.2.10	Ensayos UCS.....	62
4.2.11	Resistencia al corte.....	64

4.2.12	Evaluación sísmica.....	66
4.3	Modelamiento	82
4.3.1	Análisis de pendiente	82
4.3.2	Nivel de suelo y nivel freático	85
4.3.3	Índice de estabilidad de descarga	86
4.3.4	Modelos	86
4.3.5	Análisis Estático	88
4.3.6	Análisis Pseudoestático	93
4.3.7	Análisis Estático post sísmico	100
4.3.8	Análisis Pseudoestático en condiciones no drenadas.	104
4.4	Selección de modelos.....	108
5-	Capítulo 5 Conclusiones y recomendaciones.....	112
5	Conclusiones.....	113
5.1	Recomendaciones.....	115
6-	Referencias.....	116
7-	Anexos	120
	Anexo 1. Curvas granulométricas material estéril	121
	Anexo 2. Fotografía material estéril correspondiente al saco 1 y 2.....	124
	Anexo 3. Curvas granulométricas suelo de fundación y coluvio.....	125
	Anexo 4. Fotografía depositación material estéril en acceso Colin en mina Chépica	126
	Anexo 5. Límites de Atterberg para el material del suelo	127
	Anexo 6. Densidades máximas y mínimas calculadas mediante el método de la mesa vibratoria.....	127
	Anexo 7. Ensayo Slug Test permeabilidad del suelo.....	129
	Anexo 8. Ensayos de densidad <i>in situ</i>	130

Anexo 9. Tabla de resultados rating DSR.....	133
Anexo 10. Curvas de diseño análisis dinámico <i>QUAKE/W</i> y <i>DEEPSOIL</i>	134
Anexo 11. Análisis estático para modelos considerando un ángulo de fricción interno de 37° y 39°	136
Anexo 12. Análisis pseudoestático para modelos considerando un ángulo de fricción interno de 37° y 39°	141
Anexo 13. Licencia Software Geostudio	146

Índice de figuras

Figura 1.1 Ubicación epicentro 27F y Mina Chépica.....	3
Figura 1.2 Mapa Mina Chépica mostrando las principales instalaciones (Modificado de Google Earth).	4
Figura 1.3 Corresponde al diagrama de flujo del procedimiento metodológico de este estudio.(Elaboración propia).	8
Figura 2.1 Mapa del epicentro (rojo) y replicas (azul) del terremoto del 27 de febrero del año 2010 (Barrientos, 2010).....	10
Figura 2.2 Mapa de daños sobre viviendas en la región del Maule, el epicentro del terremoto 27F eta demarcado con una estrella (Ministerio de Obras Publicas, 2010).	11
Figura 2.3 Mapa de la zona centro sur de Chile indicando la zonificación sísmica que la Norma Chilena 433 sugiere para el diseño de obras. (NCh433, 2011).....	12
Figura 2.4 Perfil de subducción perpendicular a la fosa en la Región del Maule, entre los 34,5° y 35,5° de latitud sur indicando los diferentes tipos de sismos de MW> 3,5 (Alfaro, 2011).	13
Figura 2.5 Esquema de composición de botadero minero (Sonami, 2014).	15
Figura 2.6 Esquemas de los diferentes tipos de botaderos mineros que se utilizan normalmente.....	16
Figura 2.7 Influencia de aguas lluvia en taludes (Montoya, 2009).....	17
Figura 2.8 Falla circular sobre cresta y falla circular completa. (Montoya, 2009).	18
Figura 2.9 Falla de cimentación (Montoya, 2009).....	18
Figura 2.10 Falla plana (Montoya, 2009).	19
Figura 2.11 Efectos sísmicos sobre taludes (Montoya, 2009).	21
Figura 2.12 PGA Estimado mediante métodos determinísticos y probabilísticos en la zona del Maule, estrella amarilla corresponde a la ubicación de la zona de estudio, mina chépica (Alfaro, 2011).	22
Figura 2.13 Correspondiente al mapa de PGA asociado a la región del Maule, utilizando métodos probabilísticos (Alfaro, 2011).	22
Figura 2.14 a) Curvas granulométricas paralelas (Dorador, L, 2018), b) Material estéril en mina Chépica, granulometría superior a 75mm (Elaboración propia).....	24
Figura 2.15 Curvas paralelas conservando el porcentaje de finos (izquierda), grafica de relación de vacíos en relación al tamaño de partícula (derecha) (Dorador, 2018).	26
Figura 2.16 Esquema máquina de corte modelo AUTOSHEAR 27-WF2160 marca Wykeham Farranc (Laboratorio construcción universidad de Talca).....	28
Figura 2.17 Valores típicos para cohesión C y ángulo de fricción interno ϕ para rocas comunes en Chile (Gonzales de Vallejo, 2012).	29

Figura 2.18 Ensayo de compresión sobre una roca..	30
Figura 2.19 Esquema de aplicación método del cono de arena (Brajá M. Das, 2013).	32
Figura 2.20 Diagrama de cuerpo libre sobre el bloque o dovela i (Morgenstern, N.R. & Price, V.E., 1965).	34
Figura 4.1 Ubicación mina respecto ciudad de Talca (Modificado de Google Earth).	42
Figura 4.2 Ubicación mina (Modificado de Google Earth).	42
Figura 4.3 Vista superficial topografía superficie mina Chépica, al centro se puede observar el depósito de relave, con curvas de nivel cada 5 metros de elevación. (Elaboración propia).	43
Figura 4.4 Fotografía panorámica de mina Chépica tomada desde el muro del embalse mostrando la variabilidad de pendientes presentes (Elaboración propia).	43
Figura 4.5 Vista tridimensional topografía de la superficie de mina Chépica en dirección NW, al centro se puede observar el depósito de relave, con curvas de nivel cada 5 metros de elevación. (Elaboración propia).	44
Figura 4.6 Cuenca hidrográfica del Maule (Inventario Público de Cuencas Hidrográficas, DGA.).	45
Figura 4.7 Diaclasas presentes en muestra de material estéril (Elaboración Propia)	47
Figura 4.8 Plano del depósito de relaves indicando puntos de muestreo. (Elaboración propia).	48
Figura 4.9 Acopio material estéril mina Chépica (Elaboración Propia).	48
Figura 4.10 Fotografías material estéril mayor a 3 pulgadas (Elaboración propia).	49
Figura 4.11 Clasificación material estéril inferior a 3 pulgadas y superior a la malla #4 (Elaboración propia).	49
Figura 4.12 Tamices desde la malla 10 hasta la malla 200 con material estéril (Elaboración propia).	50
Figura 4.13 Ensayo de densidad in situ coluvio ladera (Elaboración propia).	57
Figura 4.14 Material compactado durante ensayo Proctor modificado.	59
Figura 4.15 A la izquierda. montículo formado por material estéril cuyo ángulo de reposo es de 34°. A la derecha montículo formado por suelo cuyo ángulo de reposo es de 31° (Elaboración propia).	60
Figura 4.16 A la izquierda medición en terreno de ángulo de reposo de material estéril cuyo valor es 35° a la derecha medición en terreno de ángulo de reposo de material estéril cuyo valor es 31° (Elaboración propia).	61
Figura 4.17 A la izquierda medición en terreno de ángulo de reposo material suelo cuyo valor es 22° a la derecha medición en terreno de ángulo de reposo material suelo cuyo valor es 32° (Elaboración propia)	61
Figura 4.18 Ensayo de compresión simple sobre material estéril (Elaboración propia).	62
Figura 4.19 Roca pre y post ensayo de compresión simple, con una fractura vertical sin rotura de matriz (Elaboración propia).	62

Figura 4.20 Aceleraciones registradas en un periodo de 70 segundos durante el terremoto del 27 de febrero del 2010 medidas en UTFSM. Valparaíso.	66
Figura 4.21 Mapa geológico zona de estudio (Rivas, 2015).	71
Figura 4.22 Columna estratigráfica Chépica (Rivas, 2015).....	72
Figura 4.23 Material del suelo de fundación in situ (Elaboración propia).	73
Figura 4.24 Andesita lixiviada, Sondaje mina Colin (Rivas, 2015).	74
Figura 4.25 Andesita porfídica Z1 (color gris verdoso) (Rivas, 2015).....	74
Figura 4.26 Andesita porfídica Z2 (Rivas, 2015).....	75
Figura 4.27 Columna de materiales (Elaboración propia).....	79
Figura 4.28 Registros de aceleración estimada mediante el software DEEPSOIL para cada material estudiado, Estéril, Suelo coluvio ladera, zona lixiviada y andesita Z1.....	80
Figura 4.29 Registros de desplazamiento estimada mediante el software DEEPSOIL para cada material estudiado, Estéril, Suelo coluvio ladera, zona lixiviada y andesita Z1.....	81
Figura 4.30 Intensidad de Arias registrada para cada material estudiado, Estéril, suelo coluvio ladera, zona lixiviada y andesita Z1	81
Figura 4.31 Mapa de la propiedad minera y sectores cercanos, (Modificado de Google Earth).	82
Figura 4.32 Mapa topográfico elaborado en ArcGis indicando las elevaciones del terreno de la propiedad minera Chépica (Elaboración propia).....	82
Figura 4.33 Vista cercana al mapa topográfico elaborado en ArcGis con elevaciones del terreno de la propiedad minera Chépica (Elaboración propia).....	83
Figura 4.34 Mapa elaborado en ArcGis indicando pendientes en porcentaje sobre el proyecto minero Chépica (Elaboración propia).....	83
Figura 4.35 Mapa elaborado en ArcGis indicando pendientes en porcentaje sobre el proyecto minero Chépica, incluyendo las posibles ubicaciones de los botaderos (Elaboración propia).	84
Figura 4.36 Fotografía ilustrada ubicación botadero 1, 3, 4 y 5 (Elaboración propia).	85
Figura 4.37 Fotografía ilustrada ubicación botadero 6 (Elaboración propia).	85
Figura 4.38 Fotografías en el cerro y en el acceso a túnel Chépica donde se puede observar un nivel de suelo entre 1 y 3 metros para las laderas del cerro y de 2 a 11 metros para las zonas planas(Elaboración propia).	86
Figura 4.39 Modelos 3D de botaderos sobre la topografía superficial de mina Chépica realizados en Vulcan	87
Figura 4.40 Botadero modelado frente al embalse de relaves utilizando Geostudio. (Elaboración propia).	88

Figura 4.41 Análisis estático para botadero 1 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	90
Figura 4.42 Análisis estático para botadero 2 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	91
Figura 4.43 Análisis estático para botadero 3 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	91
Figura 4.44 Análisis estático para botadero 4 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	91
Figura 4.45 Análisis estático para botadero 5 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	92
Figura 4.46 Análisis estático para botadero 6 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	92
Figura 4.47 Análisis estático para botadero refuerzo embalse realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	92
Figura 4.48 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 1	94
Figura 4.49 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 2	94
Figura 4.50 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 3	94
Figura 4.51 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 4	94
Figura 4.52 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 5	95
Figura 4.53 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 6	95
Figura 4.54 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero refuerzo embalse.....	95
Figura 4.55 Análisis pseudoestático para botadero 1 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	97
Figura 4.56 Análisis pseudoestático para botadero 2 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	98
Figura 4.57 Análisis pseudoestático para botadero 3 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).	98

Figura 4.58 Análisis pseudoestático para botadero 4 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha)..... 98

Figura 4.59 Análisis pseudoestático para botadero 5 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha)..... 99

Figura 4.60 Análisis pseudoestático para botadero 6 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha)..... 99

Figura 4.61 Análisis pseudoestático para botadero refuerzo embalse realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha)..... 99

Figura 4.62 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 1..... 101

Figura 4.63 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 2..... 102

Figura 4.64 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 3..... 102

Figura 4.65 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 4..... 102

Figura 4.66 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 5..... 103

Figura 4.67 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 6..... 103

Figura 4.68 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero Refuerzo embalse 103

Figura 4.69 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 1 105

Figura 4.70 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 2 106

Figura 4.71 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 3 106

Figura 4.72 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 4 106

Figura 4.73 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 5 107

Figura 4.74 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 6 107

Figura 4.75 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero refuerzo embalse.....	107
Figura 4.76 Mapa propiedad minera con ubicaciones de botaderos indicando el factor de seguridad del análisis pseudoestático asociado a cada uno. (elaboración propia).....	109
Figura 4.77 Mapa con las direcciones a los túneles de extracción.....	110
Figura 7.1 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 1.....	121
Figura 7.2 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 2.....	121
Figura 7.3 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 3.....	122
Figura 7.4 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 4.....	122
Figura 7.5 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 5.....	123
Figura 7.6 Análisis Granulométrico Estéril Muestra Total.....	123
Figura 7.7 Material estéril saco 1.....	124
Figura 7.8 Material estéril saco 2.....	124
Figura 7.9 Tamizaje manual realizado para material grueso,.....	124
Figura 7.10 Curvas granulométricas Suelo de fundación suelo lecho de quebrada 1.....	125
Figura 7.11 Curvas granulométricas Suelo de fundación suelo lecho de quebrada 2.....	125
Figura 7.12 Curvas granulométricas Suelo de fundación coluvio laderas.....	125
Figura 7.13 Deposición material estéril en acceso Colin en mina Chépica desde distintos ángulos...	126
Figura 7.14 Límites de Atterberg para el material del suelo de fundación.....	127
Figura 7.15 Ensayo densidad mínima y máxima mediante método de la mesa vibratoria Muestra Estéril H1.....	127
Figura 7.16 Ensayo densidad mínima y máxima mediante método de la mesa vibratoria Muestra Estéril H2.....	128
Figura 7.17 Ensayo densidad mínima y máxima mediante método de la mesa vibratoria Muestra Estéril H3.....	128
Figura 7.18 Ensayo Slug test permeabilidad del suelo lecho de quebrada.....	129
Figura 7.19 Ensayo Slug test permeabilidad del suelo Resumen resultados.....	129
Figura 7.20 Ensayo de densidad in situ mediante el método del cono de arena suelo de fundación coluvio de laderas.....	130
Figura 7.21 Ensayo de densidad in situ mediante el método del cono de arena suelo de fundación lecho de quebrada.....	130
Figura 7.22 Ensayo de densidad in situ mediante el método del cono de arena suelo de fundación suelo lecho de quebrada.....	131
Figura 7.23 Instalación cono de arena para ensayo de densidad in situ coluvio de laderas.....	131

Figura 7.24 Preparación del terreno para ensayo de densidad in situ.....	132
Figura 7.25 Material del suelo de fundación.....	132
Figura 7.26 Tabla de resultados rating DSR.....	133
Figura 7.27 Tabla de resultados rating DSR interpretación de resultados.....	134
Figura 7.28 Relación G/G_{max} para material del suelo de fundación.....	134
Figura 7.29 Relación coeficiente de amortiguamiento vs tensión.....	135
Figura 7.30 Curva de estimación G_{max}	135
Figura 7.31 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 1	136
Figura 7.32 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 1	136
Figura 7.33 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 2	137
Figura 7.34 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 2	137
Figura 7.35 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 3	137
Figura 7.36 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 3	138
Figura 7.37 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 4	138
Figura 7.38 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 4	138
Figura 7.39 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 5	139
Figura 7.40 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 5	139
Figura 7.41 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 6	139
Figura 7.42 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 6	140
Figura 7.43 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero embalse.....	140

Figura 7.44 Análisis estático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero embalse..... 140

Figura 7.45 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 1..... 141

Figura 7.46 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 1..... 141

Figura 7.47 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 2..... 142

Figura 7.48 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 2..... 142

Figura 7.49 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 3..... 142

Figura 7.50 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 3..... 143

Figura 7.51 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 4..... 143

Figura 7.52 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 4..... 143

Figura 7.53 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 5..... 144

Figura 7.54 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 5..... 144

Figura 7.55 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero 6..... 144

Figura 7.56 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero 6..... 145

Figura 7.57 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 37° para botadero refuerzo embalse..... 145

Figura 7.58 Análisis pseudoestático en SLOPE/W y Slide con un ángulo de fricción de 39° para botadero refuerzo embalse..... 145

Índice de tablas

Tabla 2.1 Registros UTFSM Terremoto 27F (RENADIC, 2010).	12
Tabla 4.1 Parámetros curva granulométrica	51
Tabla 4.2 propiedades curvas homotéticas.	52
Tabla 4.3 Propiedades granulométricas material suelo.....	54
Tabla 4.4 Propiedades plasticidad materiales	55
Tabla 4.5 Densidades mínimas y máximas de muestras homotéticas.	56
Tabla 4.6 Densidades <i>in situ</i> material del suelo.....	57
Tabla 4.7 Gravedad específica y propiedades índices.	58
Tabla 4.8 Resumen clasificación de suelos.....	59
Tabla 4.9 Diámetros proyectados en ensayo de ángulo de reposo de material estéril y suelo. 60	
Tabla 4.10 Resultados ensayo de compresión simple.....	63
Tabla 4.11 Resumen resultados ensayo de	63
Tabla 4.12 Resumen resultados ensayo de corte en material coluvio ladera.....	64
Tabla 4.13 Resumen resultado ensayo de corte suelo lecho de quebrada.....	65
Tabla 4.14 Valores cohesión y ángulo de fricción interno para los materiales en condiciones drenadas y no drenadas.	66
Tabla 4.15 Registro UTFSM Terremoto 27F	67
Tabla 4.16 Resultados estimados de cada ley de atenuación para distintas locaciones.....	68
Tabla 4.17 Caracterización Suelo de fundación.	73
Tabla 4.18 Caracterización Andesita Lixiviada.....	74
Tabla 4.19 Estrato andesita Z1	75
Tabla 4.20 Estrato andesita porfídica Z2	75
Tabla 4.21 periodo T(s) asociado a cada material.	76
Tabla 4.22 periodo asociado a el estrato ponderado y roca andesita Z1.....	77
Tabla 4.23 PGA y desplazamientos asociados a cada material estimado mediante <i>DEEPSOIL</i>	79
Tabla 4.24 Elementos del Mapa de la Figura 37.	84
Tabla 4.25 Resumen parámetros geométricos botaderos diseñados.	87

Tabla 4.26 Resumen resultados obtenidos del análisis estático realizado en ambos softwares para diferentes ángulos de fricción internos del material estéril.	89
Tabla 4.27 Resumen resultados obtenidos del análisis dinámico realizado en <i>QUAKE/W</i> para los diferentes modelos diseñados.....	96
Tabla 4.28 Resumen resultados obtenidos del análisis pseudoestático realizado en ambos softwares para diferentes ángulos de fricción internos del material estéril.	96
Tabla 4.29 Resumen resultados obtenidos del análisis estático en condiciones no drenadas realizado en ambos softwares para diferentes ángulos de fricción internos del material estéril.	100
Tabla 4.30 Resumen resultados obtenidos del análisis pseudoestático para condiciones no drenadas realizado en ambos softwares para diferentes ángulos de fricción internos del material estéril.....	105
Tabla 4.31 Factores de seguridad obtenidos en los diferentes análisis realizados.....	108
Tabla 4.32 Distancia de los botaderos a los minas Colin y Chépica 1 (elaboración propia)..	110
Tabla 4.33 Ponderación prioridad diseños botaderos mineros.	111

Índice de gráficas

Gráfica 4.1 Curva Granulométrica material estéril.	50
Gráfica 4.2 Curvas homotéticas.	51
Gráfica 4.3 Curva Granulométrica del coluvio de ladera.	52
Gráfica 4.4 Curva granulométrica del suelo 1 lecho quebrada.	53
Gráfica 4.5 Curva granulométrica del suelo 2 lecho quebrada.	53
Gráfica 4.6 Curvas granulométricas Suelo de fundación.....	54
Gráfica 4.7 Límite liquido Suelo lecho de quebrada.	55
Gráfica 4.8 Límite liquido Coluvio ladera.	55
Gráfica 4.9 Densidades muestras homotéticas y extrapolación a muestra original.	56
Gráfica 4.10 Diagrama Ensayo Proctor Estándar para Coluvio ladera.	58
Gráfica 4.11 Envolvente de resistencia al corte Coluvio ladera	64
Gráfica 4.12 Envolvente resistencia al corte material suelo lecho de quebrada.	65
Gráfica 4.13 Leyes de atenuación en función de la distancia.	67

Gráfica 4.14 Registro de aceleración estimado zona Penciahue realizado en DEEPSOIL	69
Gráfica 4.15 Registro desplazamientos estimados zona Penciahue realizado en DEEPSOIL ..	69
Gráfica 4.16 registro intensidad de Arias estimada zona Penciahue	70
Gráfica 4.17 Frecuencias máximas asociadas a cada material en función del periodo	77
Gráfica 4.18 Frecuencia máxima asociada al estrato ponderado y andesita Z1	78
Gráfica 4.19 Factor de seguridad obtenido en cada modelo en función del ángulo de fricción interno del material estéril	90
Gráfica 4.20 Factor de seguridad análisis pseudoestático para diferentes ángulos de fricción interno del material estéril	97
Gráfica 4.21 Factor de seguridad análisis pseudoestático para diferentes ángulos de fricción interno del material	101
Gráfica 4.22 Factor de seguridad análisis pseudoestático en condiciones no drenadas para diferentes ángulos de fricción interno del material estéril	104

Índice de anexos

Anexo 1. Curvas granulométricas material estéril	121
Anexo 2. Fotografía material estéril correspondiente al saco 1 y 2	124
Anexo 3. Curvas granulométricas suelo de fundación y coluvio	125
Anexo 4. Fotografía depositación material estéril en acceso Colin en mina Chépica	126
Anexo 5. Límites de Atterberg para el material del suelo	127
Anexo 6. Densidades máximas y mínimas calculadas mediante el método de la mesa vibratoria	127
Anexo 7. Ensayo Slug Test permeabilidad del suelo	129
Anexo 8. Ensayos de densidad <i>in situ</i>	130
Anexo 9. Tabla de resultados rating DSR	133
Anexo 10. Curvas de diseño análisis dinámico <i>QUAKE/W</i> y <i>DEEPSOIL</i>	134
Anexo 11. Análisis estático para modelos considerando un ángulo de fricción interno de 37° y 39°	136
Anexo 12. Análisis pseudoestático para modelos considerando un ángulo de fricción interno de 37° y 39°	141
Anexo 13. Licencia Software Geostudio	146

Capítulo 1

Introducción

El presente capítulo abarca la problemática que originó el estudio de esta memoria y la solución que se propone a esta presentando los objetivos, antecedentes y la metodología a utilizar, junto con ello una breve explicación de las principales dificultades y propuestas que se abarcaran más a fondo en los siguientes capítulos.

1.1 Descripción del problema

La industria minera es uno de los sectores económicos con mayor incidencia en el correcto funcionar del medio ambiente, y a su vez, es un sector con gran participación de la economía del país, la extracción de materias primas desde el interior de la Tierra trae grandes beneficios económicos; pero conlleva un gran factor a considerar, el manejo de residuos. Uno de los principales residuos que produce la minería, es el material no deseado de baja ley denominado estéril, dicho material debe ser acopiado en algún sitio, ya sea para ayudar a la estabilidad de otra obra o definitivamente por desuso, considerando lo anterior, se deberán designar lugares para el acopio seguro y funcional de estos materiales, los cuales se denominan botaderos mineros.

Los depósitos de material estéril o botaderos, representan una gran problemática en el momento de la planificación de la mina, puesto que su ubicación y construcción representa un espacio perdido por el proyecto el cual no podrá ser utilizado para futuras expansiones de la mina, sin embargo, aunque no se trate directamente de un activo minero no debe tomarse a la ligera su diseño, construcción y preparación, debiéndose garantizar, según la normativa aplicable que la ubicación y configuración del botadero cumplan con la estabilidad física, y que esta perdure en el tiempo, con el fin de proteger la salud y seguridad de las personas y el medio ambiente.

La estabilidad física del botadero está determinada por las propiedades mecánicas del material estéril, el suelo de fundación y también por la forma y construcción del depósito, sin embargo y considerando lo anterior, existen circunstancias no controlables que pueden influir en la estabilidad del botadero, dentro de estas se tienen los eventos sísmicos.

El sábado 27 de febrero del año 2010, ocurrió uno de los eventos sísmicos más grandes de los últimos 20 años ocurridos en Chile y el mundo entero, un sismo de magnitud 8,8 (M_w). El epicentro estuvo ubicado en el mar a 8 km al poniente de Curanipe en la comuna de Cauquenes, Región del Maule (zona central de Chile), a 90 km de Concepción y 340 km de Santiago. El movimiento provocó daños en cientos de estructuras y obras en las cuales se incluyen instalaciones mineras de mediana envergadura, por lo cual se hace necesario realizar estudios que permitan establecer si las estabildades de las obras mineras presentes en la Región son capaces de soportar un evento sísmico tan grande como el ocurrido el 27F.

Para realizar el estudio se ha dispuesto de información acerca de Mina Chépica, faena minera actualmente operada por **Minera Paicaví S.A.**, cuya operación no posee un botadero de estériles establecido. El proyecto minero se encuentra ubicado en la Comuna de Penciahue, Región del Maule a 22 km en línea recta de la ciudad de Talca, a una altitud aproximada de 100 m s.n.m. y a 100 km al noreste del epicentro del

terremoto 27F, siendo esta la mina metálica más cercana al epicentro de terremoto 8,8 M_W del 2010. La ubicación geográfica es mostrada en la Figura 1.1.

El presente estudio busca una solución de ubicación y de estabilidad para un botadero de estéril requerido por la empresa minera debido a un eventual crecimiento en los próximos años, considerando los antecedentes previos y la inminente amenaza de un evento sísmico severo como lo fue el terremoto del 27F.

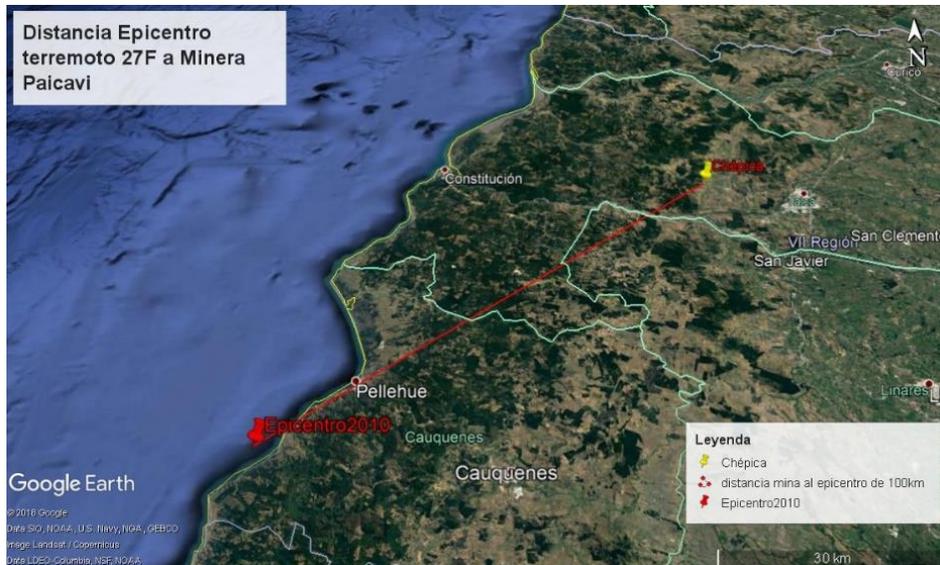


Figura 1.1 Ubicación epicentro 27F y Mina Chépica.

1.2 Solución propuesta

El presente estudio consiste en la evaluación del diseño de un botadero minero para la **Mina Chépica**, considerando evaluar su estabilidad estática y pseudoestática, asumiendo que el proyecto en un futuro próximo podría generar la necesidad de disponer de un botadero de estéril. Se sabe que la estabilidad física dependerá tanto de las propiedades mecánicas de los materiales que componen el sistema geotécnico, como de las solicitaciones que lo afecten. Sobre lo anterior es necesario realizar una caracterización completa de todos los materiales presentes en el sistema.

El sistema geotécnico está compuesto principalmente por cuatro materiales, el material estéril, roca con la cual se construirá el botadero correspondiente al material de bajo o nulo contenido de mineral el cuál es extraído mediante la tronadura para tener acceso al mineral deseado, este material corresponde principalmente a roca de composición andesítica, de granulometría variable y cantos angulosos. El siguiente material corresponde al suelo de fundación que es un material arenoso con evidente contenido de arcilla con un espesor variable según la topografía de la superficie de la mina, se denomina coluvio ladera al suelo de fundación

cercano a las laderas del cerro y lecho de quebrada al suelo ubicado en las zonas más planas. Mediante la información proveniente de sondajes se pueden identificar dos estratos de roca, el primer estrato corresponde a andesita lixiviada, roca con un alto grado de fracturamiento y altamente meteorizado, dicho estrato posee un espesor aproximado de 30 metros y el cuarto material corresponde a roca menos fracturada y de mejor calidad que su estrato superior, compuesta por andesita con contenido de piroxeno y alteración silíceas de una potencia conocida de 200 metros.

Al tratarse de material estéril con presencia de tamaño de partículas mayor a 3 pulgadas, es prudente recurrir a técnicas no convencionales para realizar una caracterización completa y con cierta confiabilidad de los parámetros de comportamiento como lo son el uso de granulometría paralela y curvas homotéticas. Por otro lado, para el material que compone el suelo de fundación del modelo se realizará una caracterización mediante los ensayos y métodos convencionales.

La mina Chépica al tratarse de un proyecto de pequeña minería, (menos de 5.000 toneladas de mineral procesado por mes), no cuenta con instalaciones muy amplias por lo que las zonas de colocación de un botadero son limitadas. Se compone de oficinas, planta de flotación, línea de chancado y molienda, embalse de relaves, taller de mantenimiento y accesos a túneles subterráneos de Chépica 1 y Colin, este último es el lugar de donde se obtuvo la muestra de estéril para el estudio puesto que actualmente es la mina que está en operación (ver Figura 1.2). Cabe señalar que los equipos utilizados en la faena no son de gran envergadura, ya que corresponde a camiones de 25 toneladas de capacidad para el transporte de mineral, un scoop de 3,5 yd³ y un dumper de 15 ton para carguío y transporte de mineral.



Figura 1.2 Mapa Mina Chépica mostrando las principales instalaciones (Modificado de Google Earth).

El estudio determinará qué zona o zonas de emplazamiento son potencialmente óptimas para que el botadero cumpla con los requerimientos de estabilidad y volumen de material a acopiar, considerando las pendientes naturales de la topografía de la superficie y cumpliendo con las normativas chilenas actuales como el Decreto Supremo N° 132, del año 2002. Junto con ello se considerará estimar el comportamiento frente a las características del sismo del 27 de febrero del año 2010 ubicado a 100 kilómetros del proyecto minero en estudio.

Finalmente se espera obtener un registro de qué botadero propuesto, en función del factor de seguridad y criterios de operación representa la mejor opción al momento de que se necesite construir uno y que este no represente un riesgo para las personas y el medio ambiente a lo largo de su vida útil ni tampoco posterior al cierre de faena.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Evaluar la estabilidad pseudoestática de botaderos mineros apoyados sobre laderas coluviales ubicado en la mina Chépica, considerando un sismo severo bajo distintas condiciones de diseño.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Identificar y caracterizar geológica y geotécnicamente los materiales del sistema geotécnico, a manera de definir los modelos de comportamiento adecuados para su correspondiente análisis;
- Identificar y estimar el orden de magnitud de las pendientes en laderas naturales presentes en sitios cercanos a la faena minera, a fin de evaluar su condición para la construcción de un botadero;
- Realizar un análisis de estabilidad estático y pseudoestático a fin de establecer el comportamiento de diferentes condiciones de botaderos apoyados en laderas coluviales; y
- Determinar las ubicaciones con mejores resultados frente a criterios de estabilidad y de operatividad para la construcción de un botadero minero.

1.4 Alcances del proyecto

El estudio de esta memoria considera que, dado una posible expansión de la mina Chépica, pudiese darse la necesidad de construir un botadero de material estéril. De esta manera el objeto de este estudio es el poder evaluar los sitios cercanos considerando sus pendientes naturales y condiciones geotécnicas, a fin de determinar las ubicaciones más adecuadas, en términos legales, técnicos y operacionales respectivamente.

Los ensayos de laboratorio y en terreno se realizarán según lo indican las normas ASTM, los parámetros de diseño se plantearán de acuerdo con el Decreto Supremo N°132/2002, del Ministerio de Minería, que establece el Reglamento de Seguridad Minera sobre requerimientos de botaderos mineros propuesto por el Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN).

El estudio no abarca información o estudios referentes al ritmo de producción y costos asociados, ya que estos se consideran muy variables. Solo se considerará un ritmo de producción constante con el fin de conocer un volumen de estéril a modelar, el cual será de 100.000 m³. Los programas considerados para el análisis de estabilidad son *SLOPE/W* y *QUAKE/W* de Geostudio 2012 y *Slide* v6 de Rocscience 2010.

Los resultados obtenidos sólo son válidos para el proyecto Chépica ya que la caracterización del suelo de fundación y topografía corresponden al sector de la mina y el material estéril fue extraído de la Mina Colin que actualmente se encuentra en explotación.

Finalmente, se espera llegar a una configuración de botadero que cumpla con todos los requerimientos y normativas existentes, el cual sea aceptable en términos de estabilidad frente a un sismo severo, con una operatividad real, que no represente un costo extra para el proyecto minero y que perdure a lo largo de su vida útil. La información obtenida en este estudio corresponde a resultados referenciales, por lo que se sugiere discreción al momento de considerarlos como parte de un estudio posterior, se recomienda realizar ensayos más específicos para un resultado más completo.

1.5 Metodologías y herramientas utilizadas

La metodología utilizada consiste en levantamiento de información disponible y confiable con la cual se pueda registrar e identificar, de la manera más detallada posible las distintas propiedades del sistema geotécnico (coluvio ladera, suelo lecho de quebrada, roca y material estéril), por ello se utilizó la información obtenida de registros históricos de la mina, los cuales permiten tener un panorama más claro de la situación. No obstante, fue necesario realizar ensayos en terreno y laboratorio para determinar características y propiedades del suelo y del material estéril como granulometría, densidad, permeabilidad, resistencia al corte, ángulos de fricción entre otros.

Una vez registradas las características de los materiales, se necesitó determinar los potenciales sitios donde se puede ubicar el botadero, para lo cual es preciso conocer los límites de la propiedad minera en cuestión, junto con ello se necesitó una inspección visual en terreno y un análisis de la topografía del lugar, mediante el uso del *software* ArcGis se puede visualizar la topografía en función de las pendientes presentes en la propiedad minera, con lo cual se pudo determinar y seleccionar el número de potenciales sitios con sus pendientes naturales adecuadas al rango de trabajo.

Posteriormente se modeló la geometría de los diferentes botaderos mediante *softwares* de diseño de taludes como lo son *Slide* y *SLOPE/W*, estos *softwares* de modelamiento permitieron analizar y cuantificar la estabilidad del comportamiento de los taludes considerados dadas las características propias de los materiales. Se realizó un análisis de sensibilidad para los análisis de estabilidad utilizando los dos *softwares* como medida de comparación.

Los modelos realizados con las diferentes ubicaciones seleccionadas son creados para evaluar y determinar la estabilidad física que genera el diseño previsto, frente a los distintos tipos de fallas posibles en los materiales y, además, se consideró un evento sísmico. Los resultados permitieron obtener un rango de validez para la configuración de taludes en función de cuán adecuados son y cuales son técnicamente inviables.

Los modelos utilizados funcionan en base al Método de Equilibrio Límite (MEL), para la estimación de factor de seguridad, el cual consideró múltiples lineamientos de falla según cada modelo, pero que no estima el nivel de desplazamiento que sufre el sistema durante el análisis, para ello se evaluó de forma posterior cómo se comporta el diseño frente al sismo, el efecto de sitio y posibles desplazamientos que pueden generarse durante el evento.

Finalmente, se obtuvieron los modelos técnicamente viables. Para determinar qué modelo es el más factible, se necesitó realizar una comparativa en base a diversos criterios, el cual consideró factores operacionales y ritmos de producción, esto permite obtener una opción más realista para el proyecto ya que, si bien los modelos son teóricamente adecuados, el factor operacional puede ser inviable.

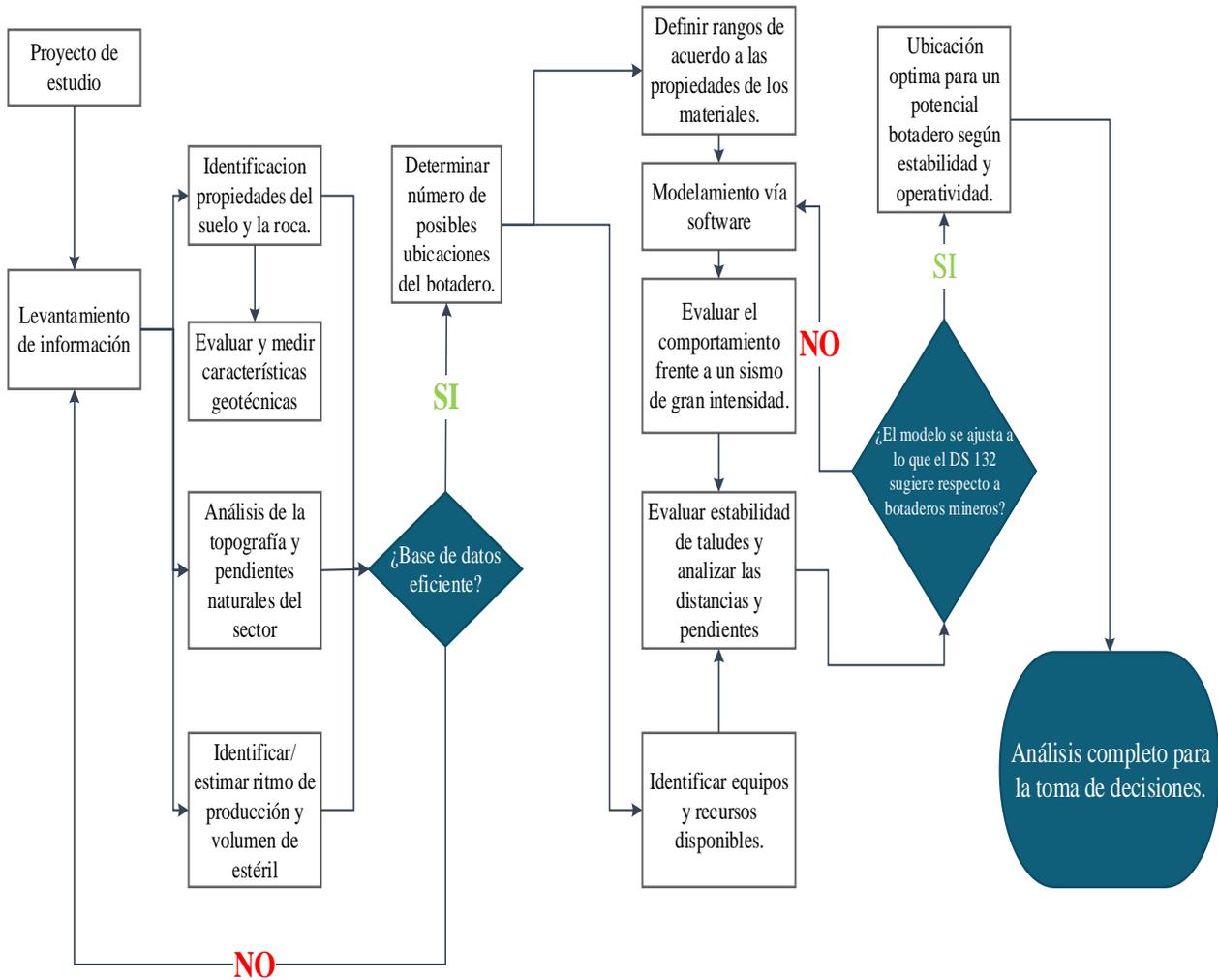


Figura 1.3 Corresponde al diagrama de flujo del procedimiento metodológico de este estudio.(Elaboración propia).

Capítulo 2

Marco Teórico

En el presente capítulo se presentan diversos conceptos, referencias y metodologías necesarias para llevar a cabo la identificación y características del botadero, técnicas y métodos para caracterizar materiales y antecedentes referentes al sismo a simular.

2.1 Terremoto 27 de febrero en Chile

El terremoto ocurrido el 27 de febrero a las 03.34 a.m. (hora local) del año 2010 ha sido uno de los eventos sísmicos más grandes de los últimos 20 años ocurridos en Chile, de magnitud 8,8 (M_w), tuvo epicentro en el mar a 8 km al poniente de Curanipe en la comuna de Cauquenes, zona central de Chile, 90 km al norte de Concepción y 340 km de Santiago (ver Figura 2.1). Su origen corresponde a un sismo interplaca el cual es producto del desplazamiento súbito de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana en un área que se extiende desde la Península de Arauco por el sur hasta el norte de Pichilemu, cubriendo unos 450 km de longitud en dirección norte sur por un ancho de unos 150 km. Esta zona de contacto entre las placas, cuya expresión superficial es la fosa marina que se ubica unos 130 km de la costa hacia el Oeste, se localiza a lo largo del plano inclinado que define el área de falla causante del terremoto (Barrientos, 2010).

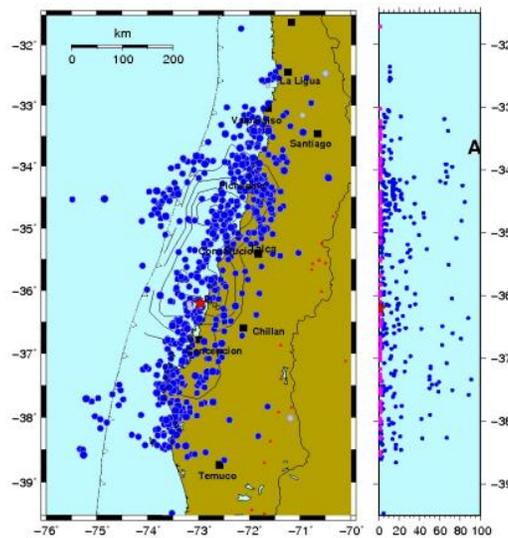


Figura 2.1 Mapa del epicentro (rojo) y réplicas (azul) del terremoto del 27 de febrero del año 2010 (Barrientos, 2010).

Según el informe entregado por el Ministerio de Obras Públicas el terremoto y posterior maremoto produjeron 521 víctimas fatales, 56 presuntas desgracias, 370 mil viviendas destruidas o dañadas que corresponden al 11% del total de la zona afectada y en algunas localidades sobre 70%, 133 hospitales resultaron dañados, lo que equivale al 71% de la red hospitalaria total, 6.168 de 8.326 establecimientos educacionales resultaron dañados, lo que afectó a más de 2 millones de alumnos, 211 puentes destruidos o dañados y más de 900 pueblos y comunidades afectadas, equivalentes a cerca de 100 veces el daño producido en el desastre de Chaitén del año 2008 y el terremoto de Tocopilla en el año 2007 de magnitud M_w 7,7. Los daños provocados por el evento sísmico llegan a la suma de \$29.000 MUSD equivalentes al 18% del PIB del año 2009 (Ministerio de Obras Publicas, 2010).

La zona del Maule fue una de las más afectadas, no solo por el terremoto, sino que también por el maremoto ocurrido, en la Figura 2.2 se puede observar la cuantificación de daños estructurales ocurridos el 27F. En la comuna de Pencahue (el recuadro color rojo indica la ubicación de Pencahue y la mina Chépica) ocurrió un gran daño debido al material de construcción de las casas, que era principalmente de adobe.

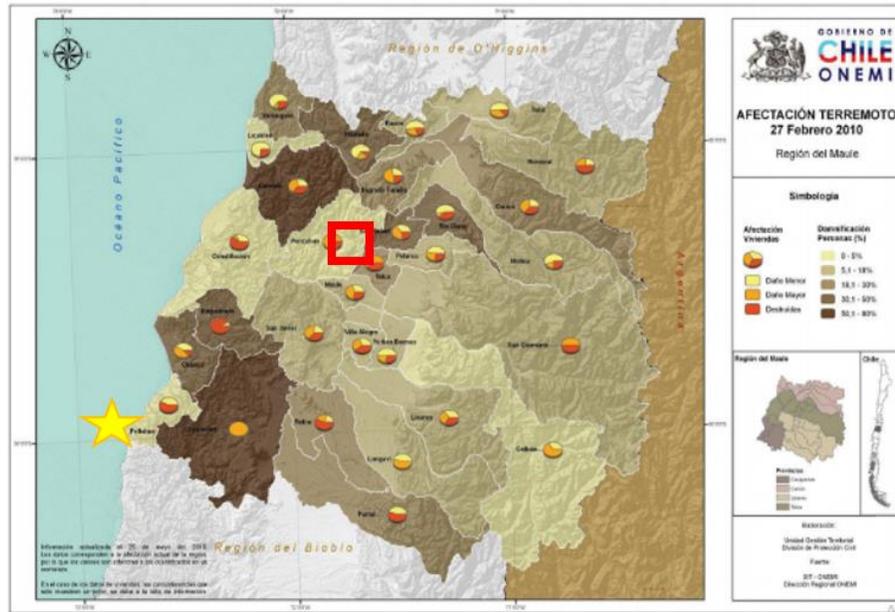


Figura 2.2 Mapa de daños sobre viviendas en la región del Maule, el epicentro del terremoto 27F está demarcado con una estrella (Ministerio de Obras Públicas, 2010).

Respecto a la mina Chépica, se reportaron grietas ubicadas en el muro del depósito de relaves, específicamente en el coronamiento, afortunadamente el depósito no colapsó ni ninguna instalación de la mina. A pesar de que la mina Chépica es la faena minera metálica más cercana al epicentro, a 100 km, resulta interesante que el movimiento sísmico no generase inestabilidades en el talud, debido a que las aceleraciones entregadas en superficie son mayores a las consideradas en la normativa nacional para este tipo de obra. Según la Norma Chilena 433, la comuna de Pencahue corresponde a la zonificación 3 del país (Figura 2.3) por lo que las obras diseñadas deben tolerar una aceleración de 0,4g. (NCh433, 2011).

Los registros de aceleraciones medidos durante el terremoto del 27 de febrero del 2010 fueron registrados por diferentes acelerógrafos en sus 3 componentes, longitudinal, transversal y vertical. En la presente memoria se utilizará el registro medido por el acelerógrafo de la Universidad Técnica Federico Santa María, al ser un registro medido en roca por lo que proporciona el movimiento original del sismo, si se hubiese seleccionado un acelerógrafo más cercano a la zona de estudio, pero medido en suelo, el efecto de sitio hubiese modificado el registro original. Los valores del registro UTFSM se pueden observar en la Tabla 2.1 que contiene la información extraída de la red nacional de acelerógrafos, RENADIC el año 2010.

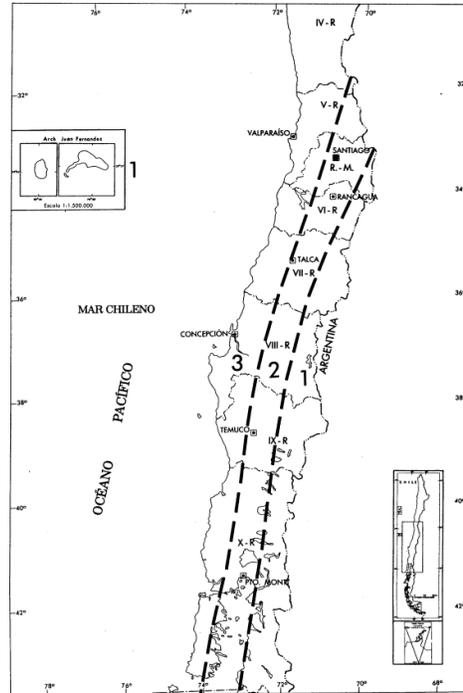


Figura 2.3 Mapa de la zona centro sur de Chile indicando la zonificación sísmica que la Norma Chilena 433 sugiere para el diseño de obras. (NCh433, 2011).

Tabla 2.1 Registros UTFSM Terremoto 27F (RENADIC, 2010).

Valparaíso UTFSM		Valor máximo registrado		
Magnitud	8,8Mw	Longitudinal	Vertical	Transversal
Aceleración (cm/s ²)	128,95	69,05	285,35	
Velocidad (cm/s)	7,38	9,37	16,02	
Desplazamiento (cm)	2,48	2,39	2,41	

2.2 Fuentes sismogénicas

Actualmente se estima la velocidad de convergencia entre las placas es de 6-7 cm/año lo cual produce la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, siendo la causa principal de la alta sismicidad del oeste del continente Sudamericano (Leyton, F & Ruiz, S, 2010). En Chile se pueden distinguir diferentes tipos de sismos los cuales se pueden apreciar en la (Figura 2.4) la cual muestra un perfil de subducción perpendicular a la fosa de la Región del Maule, entre los 34,5° y 35,5° de latitud sur indicando los registros sísmicos de magnitud mayor a 3,5 M_w del catálogo NEIC desde el año 1973 (Alfaro, 2011).

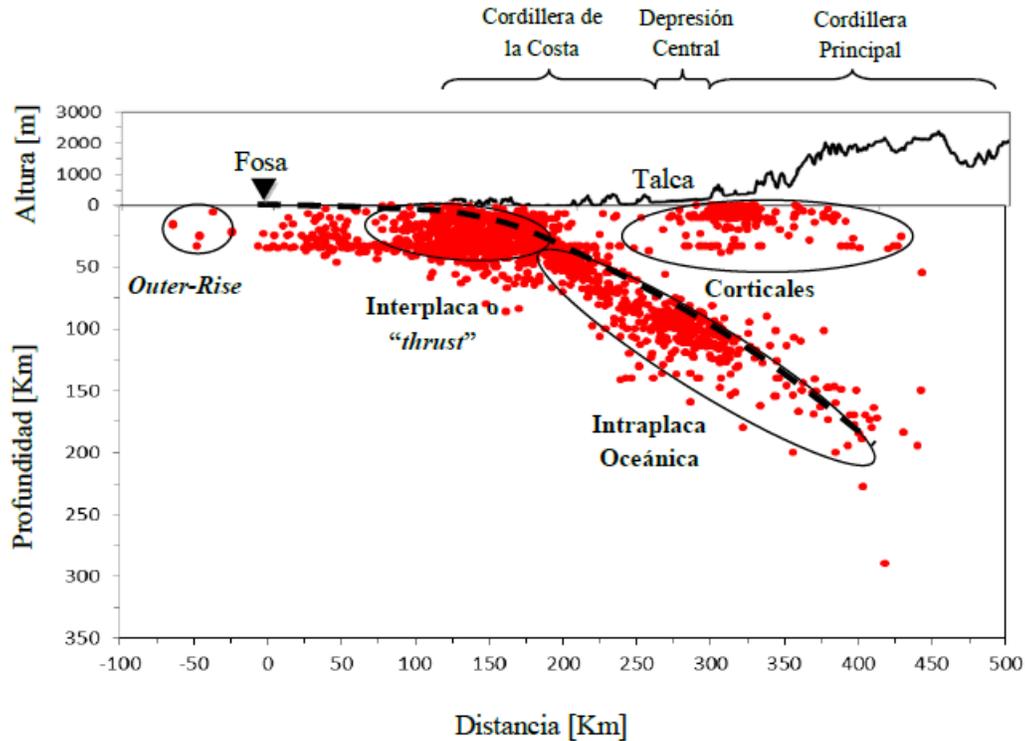


Figura 2.4 Perfil de subducción perpendicular a la fosa en la Región del Maule, entre los 34,5° y 35,5° de latitud sur indicando los diferentes tipos de sismos de $M_w > 3,5$ (Alfaro, 2011).

Sismos tipo Outer-rise: Este tipo de sismo ocurre producto de la flexión de la Placa de Nazca antes de la subducción. Se caracterizan por presentar magnitudes pequeñas y situarse a distancias mayores a 150 km de la costa. Poseen magnitudes inferiores a los 7,0 M_w , como el ocurrido el 2001 en las costas de Valparaíso (CSN, 2016).

Sismos tipo Interplaca: Corresponden a aquellos que ocurren a lo largo del plano de contacto entre las placas tectónicas Sudamericana y de Nazca. Son de tipo costero y de profundidad focal menor a 60 Km (Leyton, F & Ruiz, S, 2010). Pertenecen a este tipo de eventos, los terremotos de Valparaíso de 1906 y 1985 ($M_w = 7,9$ y $8,0$), el terremoto de Valdivia de 1960 ($M_w = 9,5$) y el terremoto del Maule 2010 ($M_w = 8,8$). En general, la mayor parte de los grandes sismos de Chile corresponden a sismicidad de tipo interplaca.

Sismos tipo Intraplaca de Profundidad Intermedia: Son aquellos que ocurren al interior de la placa de Nazca, con epicentros en el interior del continente y profundidades focales entre 60 y 200 Km (Leyton, F & Ruiz, S, 2010) dentro de los registros nacionales caben resaltar los terremotos de Talca de 1927 ($M_w = 7,6$), Chillán de 1939 ($M_w = 8,1$), La Ligua 1965 ($M_w = 7,4$) y Punitaqui de 1997 ($M_w = 7,1$).

Sismos Corticales o Superficiales: Se presentan al interior de la placa Sudamericana, siendo sismos situados en el frente precordillerano y cordillerano con profundidades menores a 30 Km. Ejemplos de este tipo de eventos son el terremoto de Las Melosas ocurrido el 04 de septiembre de 1958 ($M_w = 6,9$) y el de Curicó el año 2004 ($M_w = 6,6$) (CSN, 2016).

2.3 Material estéril

Corresponde al material de desecho, de bajo o nulo contenido de mineral valioso, el cual no representa un activo económico para la empresa minera, pero es necesario extraer para acceder al mineral de interés. La roca estéril proviene de la perforación y tronadura realizada en la roca caja para la construcción de accesos, chimeneas de ventilación y seguridad, niveles de transporte, rampas y galerías de explotación. El estéril posee granulometría heterogénea y cantos angulosos producto del fracturamiento y sus propiedades corresponden a la geología del sector explotado, por lo que sus características son muy variables desde materiales muy alterados de origen sedimentario hasta roca intacta de origen ígneo, dicho material estéril puede determinar en muchas oportunidades cómo está compuesto el yacimiento mineral y cuál es la calidad de este mismo basado en criterios como resistencia, forma y distribución de tamaño de partículas.

Si el material estéril post tronadura posee una distribución granulométrica con un alto porcentaje de finos (mayor al 25%), indica una pobre calidad de la roca ya que su oposición al fracturamiento es baja, y en caso contrario cuando se posee un porcentaje de finos menor al 10% se considera un material de buena calidad. Una vez realizado el arranque del estéril el material es depositado en pilas cercanas a la mina, estas pilas se denominan botadero y son el lugar de acopio principal de material que permanece ahí de forma parcial o indefinida (Hawley & Cuning, 2017).

2.3.1 Botaderos

Corresponde a espacios definidos y designados al acopio de material estéril producido por una operación minera, el cual se acumula en grandes volúmenes por tiempo indefinido (Decreto Supremo N°132, 2002). Dicho material estéril se encuentra principalmente no saturado y sus características físicas y químicas son muy heterogéneas, las cuales dependen principalmente a la naturaleza y método de fracturamiento del material, principalmente tronadura.

La estructura interna de los botaderos mineros depende principalmente del método de construcción de estos, la cual consiste principalmente en el volteo de material sobre una superficie (Figura 2.5), por lo que los taludes formados por el material poseen una inclinación de acuerdo con el ángulo de reposo de las partículas.



Figura 2.5 Esquema de composición de botadero minero (Sonami, 2014).

Según lo explicado por Puell 2017, las condiciones que se deben cumplir para la construcción de un botadero son las siguientes.

- Geométrica. debe ser diseñada para la totalidad del material estéril proyectado a lo largo de la vida útil de la mina, y evitar construir un nuevo depósito (Puell, 2017);
- Distancias de transporte. se debe minimizar la distancia total de transporte mediante la colocación estratégica de rampas, accesos y secuencia de descarga. (Puell, 2017);
- Equipos disponibles. importantes para conocer y determinar el ritmo de carguío y transporte destinados al acarreo de estéril;
- La ubicación debe ser en un lugar de poco interés económico, lejos del yacimiento y aguas subterráneas y que no estorbe en futuras expansiones de la mina;
- Control de estabilidad. se debe identificar el ángulo de reposo y caracterizar el material subyacente con el fin mantener la estabilidad del vertedero y garantizar la seguridad del personal y el equipo utilizado, más aún si existe agua presente (Russell, 2008);
- Adquisición del permiso de tierra para propósitos de dumping según lo dicte la ley;
- Factores ambientales. costos de implementación y mantenimiento de sistemas efectivos para reducir y eliminar pérdidas y contaminaciones (Decreto Supremo N°132, 2002) y;
- En el caso de Chile, se debe cumplir lo que exige el Reglamento de Seguridad Minero, que en sus cuerpos legales. D.S.132/2002 que reglamentan el funcionamiento de la actividad minera. Junto con un Estudio de Impacto Ambiental (EIA) sobre las posibles consecuencias de la construcción del botadero (Decreto Supremo N°132, 2002).

Existen diferentes tipos de botaderos, estos dependen principalmente a la topografía que se destina para el botadero, principalmente hay tres tipos de botaderos (Figura 2.6) los construidos en laderas de un cerro, en quebradas y ubicados en planicies.

Los botaderos ubicados en laderas de un cerro disponen de un amplio espacio para depositar el material y proporcionan una simplicidad para el acopio de este, se debe considerar la pendiente natural que el cerro proporciona al diseño lo cual permite una estabilidad natural del material.

Los botaderos ubicados en quebradas son ubicados como relleno de estas mismas, poseen gran estabilidad producto de la amplia zona de contacto, pero se debe tener un estudio detallado de la composición del suelo de fundación y de posibles causas de agua presentes.

Los botaderos ubicados en planicies ocurren cuando no se dispone de ninguna ladera disponible, por lo cual el material es depositado en pilas las cuales se van formando mediante fases, también, a diferencia de los modelos anteriores es necesario crear una rampa sobre el material estéril la cual permite la descarga de la roca en la fase superior.

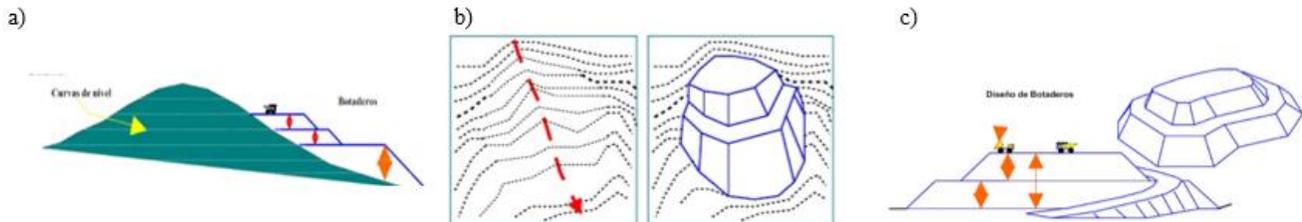


Figura 2.6 Esquemas de los diferentes tipos de botaderos mineros que se utilizan normalmente a) botadero en ladera; b) en quebrada; c) en planicie (Sonami, 2014).

Una de las preocupaciones más grandes al momento de diseñar un botadero es la estabilidad y la seguridad que se les proporciona al personal y los equipos de la faena, por lo que un objetivo principal del diseño y secuencia de construcción es minimizar la posibilidad de que ocurra una falla sin o con mínima advertencia.

Se debe evaluar el potencial riesgo al medio ambiente que considera la construcción de un botadero, para ello se debe evaluar el rendimiento de la obra de acuerdo con las peores situaciones posibles como el riesgo de falla, comportamiento ante eventos sísmicos, cursos de aguas cercanos y cómo estos afectarían la estabilidad del botadero y a su vez el impacto que generaría en el medio ambiente el colapso de este mismo.

Los residuos de roca estéril normalmente presentan un rango de tamaños de grano que se extiende por casi seis órdenes de magnitud, entre $1 \mu\text{m}$ y $1.000.000 \mu\text{m}$, dependiendo de los diferentes procesos y métodos

de depósito, la segregación de material se produce en el depósito de los desechos desde el camión, las rocas de mayor tamaño se acumulan en la parte inferior de la pendiente, mientras limos y arenas tienden a asentarse en la parte superior de la pila (Fala, O, Molson, J, Aubertin, M, & Bussièrre, B, 2005). La heterogeneidad del material presente representa una de las mayores dificultades de estudio pues es imprescindible realizar estudios detallados para poder caracterizar el comportamiento de este dentro del botadero.

2.3.2 Control de aguas

El control del agua es fundamental para el comportamiento del botadero, puesto que, a pesar de ser material considerado en su mayoría grueso, la presencia de agua puede afectar en términos de estabilidad a largo plazo, para ello se debe diseñar un correcto sistema de drenaje el cual evite que la estabilidad del botadero se vea comprometida (León, 2010). Las fuentes de agua a considerarse son las siguientes.

- Flujos de agua desde la parte superior del talud;
- Una precipitación (lluvia) que cae directamente en el botadero;
- Una filtración desde y dentro de la cimentación de la escombrera (manantiales);

La principal preocupación de la presencia de agua es la estabilidad del botadero y la posible erosión que puede provocar al interior de este (Figura 2.7).

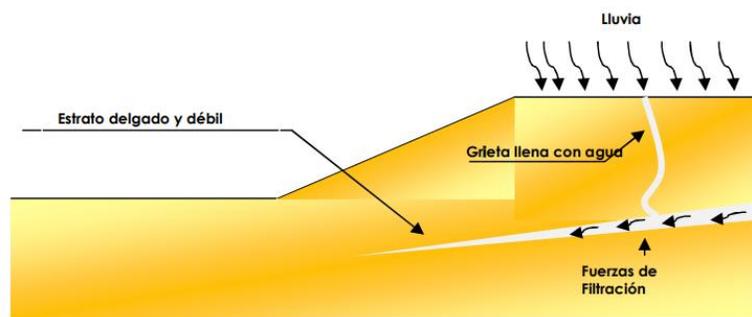


Figura 2.7 Influencia de aguas lluvia en taludes (Montoya, 2009).

2.3.3 Potenciales riesgos por fallamiento del botadero

Al tratarse de material depositado artificialmente en un espacio definido, se debe tener precaución de que el comportamiento de este frente al diseño y a la condición del terreno permita la estabilidad de la estructura. Las principales fallas asociadas a la construcción de botaderos son las siguientes.

- **Falla circular**

El deslizamiento ocurre abarcando una masa considerable de suelo que afecta a profundidad la geometría del talud, se origina cuando la fracción fina de una masa de suelo genera un plano de falla de forma curva. Puede ocurrir en la cresta o fallar completamente el talud (Figura 2.8). Este tipo de falla presenta una superficie conoide, sobre la cual se produce el movimiento, generalmente de forma inmediata provocando deslizamientos de tierra masivos que son de gran peligrosidad (Montoya, 2009).

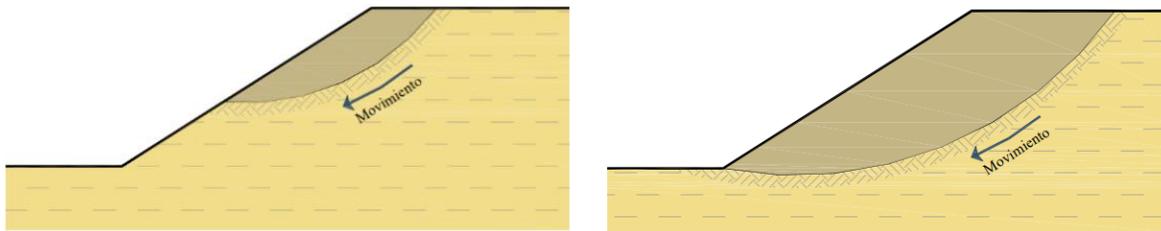


Figura 2.8 Falla circular sobre cresta y falla circular completa. (Montoya, 2009).

- **Falla de cimentación**

Ocurre cuando la superficie de falla corta al plano horizontal que forma la base del talud, Figura 2.9 y corresponde a una falla general de toda la geometría del talud. La geometría de falla puede estar limitada por estratos más resistentes.

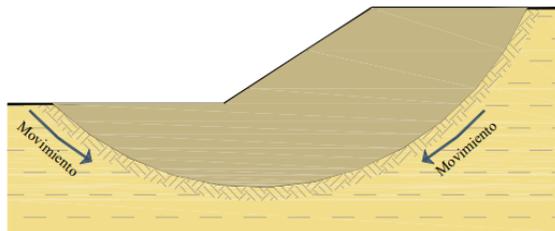


Figura 2.9 Falla de cimentación (Montoya, 2009).

- **Falla plana o traslacional**

Puede ser producida por una superficie plana generada por una estratificación, fractura, falla o algún tipo de discontinuidad, la cual se genera por acción de una fuerza externa (sismos o cargas) que supera la resistencia del bloque superior y el ángulo de inclinación del material, provocando así la falla de la estructura (Figura 2.10).

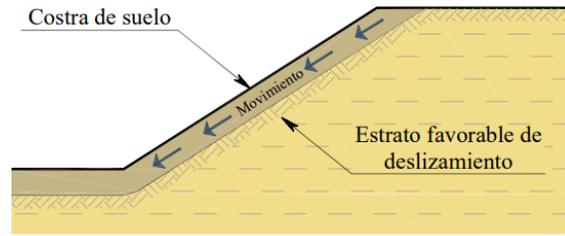


Figura 2.10 Falla plana (Montoya, 2009).

2.4 Criterios de diseño de botaderos

Al diseñar un botadero, se deben tener en consideración múltiples condiciones, las cuales restringen el tanto el tipo de diseño como su ubicación (Villanueva, M, Lino, E, & Huaña, O, 2017). Para poder tener un espectro más amplio de las condiciones con las cuales se debe trabajar, se deben considerar varios aspectos.

2.4.1 Decreto supremo 132

Corresponde al Reglamento de seguridad minera aplicado en Chile desde el año 1985 (Decreto Supremo 72) y modificado el año 2002. Consiste en una serie de procedimientos e indicaciones de los procesos principales de la industria minera nacional con el objetivo principal de *proteger la vida e integridad física de las personas que se desempeñan en dicha Industria y de aquellas que bajo circunstancias específicas y definidas están ligadas a ella y proteger las instalaciones e infraestructura que hacen posible las operaciones mineras, y por ende, la continuidad de sus procesos* (Decreto Supremo N°132, 2002).

En el caso de los botaderos mineros el D.S. 132 indica que los depósitos de estéril deben garantizar su estabilidad durante toda la vida útil de este mismo, cumpliendo con criterios de diseño que mantengan la seguridad del personal de la mina, dentro de las exigencias se encuentra que la pendiente de cada berma debe ser de al menos 1% hacia el borde del talud, donde también se tiene que ubicar un cordón de seguridad de una altura mínima de $\frac{1}{2}$ rueda del equipo que deposita el material. Se exige además un constante monitoreo de la estabilidad del talud considerando la actividad sísmica y evaluando la estabilidad del botadero a corto y largo plazo, esto se explica ya que se exige que para la construcción de un botadero minero se debe elaborar un informe detallado donde se especifique las características y parámetros de diseño del botadero donde además se demuestre que el proyecto cuenta con todas las exigencias de seguridad y que no representa un riesgo para la comunidad, incluyendo dentro de estas exigencias un plan de cierre del botadero minero.

2.4.2 Condiciones de sitio

Topografía

La topografía limita las áreas disponibles, está sujeta a los límites de la propiedad legal, y define el tipo y la forma de los botaderos que se construyan, pueden desarrollarse diferentes configuraciones de botaderos como los mencionados anteriormente. También permite establecer los accesos y configurar el plan de construcción del botadero.

Hidrología

Necesaria para conocer la presencia de agua en la zona, ya que esta afecta directamente en el botadero tanto en el comportamiento del suelo de fundación y el mismo botadero, se debe considerar la precipitación promedio, precipitación máxima, caudales presentes, nivel freático, aguas subterráneas y zonas de infiltración (Villanueva, M, Lino, E, & Huaña, O, 2017).

Geología

Necesaria para identificar la zona de trabajo, geología local y regional, calidad del basamento, origen y tipo de suelo, la presencia de estructuras geológicas que puedan afectar el comportamiento geomecánico del botadero. También es importante considerar que los estudios geológicos permiten descartar zonas de interés económico, mediante el modelo geológico y de recursos mineros el cual evita situar el botadero en zonas de potencial interés para explotación, por lo que en todo momento se debe considerar.

Peligro y sollicitación sísmica

El peligro sísmico es importante de cuantificar debido a la intensa actividad sísmica de Chile, producto de la dinámica de placas convergentes hace indispensable un análisis cuantitativo de la amenaza sísmica asociada a la subducción misma, así como la caracterización de la cinemática y dinámica de las fallas potencialmente activas (Alfaro, 2011).

Esto afecta en gran medida la estabilidad de taludes mineros, los cuales deben estar diseñados para soportar dichos eventos de manera aleatoria. La acción de un sismo genera esfuerzos en todas las direcciones (Figura 2.11), por lo que el talud debe estar diseñado para soportar cargas horizontales y verticales, este movimiento depende de la intensidad del sismo que lo afecta.

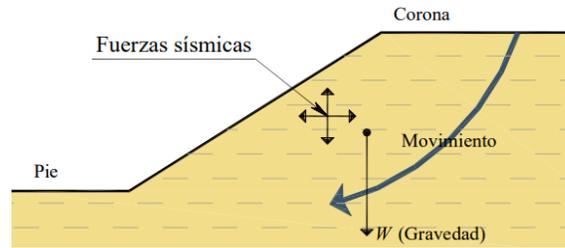


Figura 2.11 Efectos sísmicos sobre taludes (Montoya, 2009).

Por lo que, mediante el uso de la información presente en registros de actividad sísmica, identificando el origen de estas y registrando cualquier posible fuente de origen de sismos como las fallas, con una amplia base de datos se puede determinar la aceleración máxima horizontal (PGA) de forma probabilística y determinística, procesos matemáticos que mediante la base de datos proyectan un grado de peligro sísmico.

El año 2011 se realizó un estudio para determinar las aceleraciones de la zona del Maule debido a la alta actividad sísmica, por lo cual se consideraron sismos de origen interplaca, intraplaca oceánica y fuentes corticales, las cuales en un periodo de retorno de 475 años determinaron que la zona del Maule posee un riesgo sísmico en superficie promedio de 0,3g lo cual se considera alto, la distribución del riesgo no es homogénea puesto que aumenta en la zona de subducción, alcanzando valores de hasta 0,5g en Pichilemu y en cambio, la zona de Péncahue posee un riesgo sísmico de 0,4g (Alfaro, 2011). (ver Figura 2.12 y Figura 2.13).

Es necesario identificar correctamente los valores al momento de estimar y no confiar de un único resultado, pues es sabido que aún con todos los aspectos cubiertos, dos sismos “iguales” en PGA producen resultados muy diferentes (Sfriso, 2017).

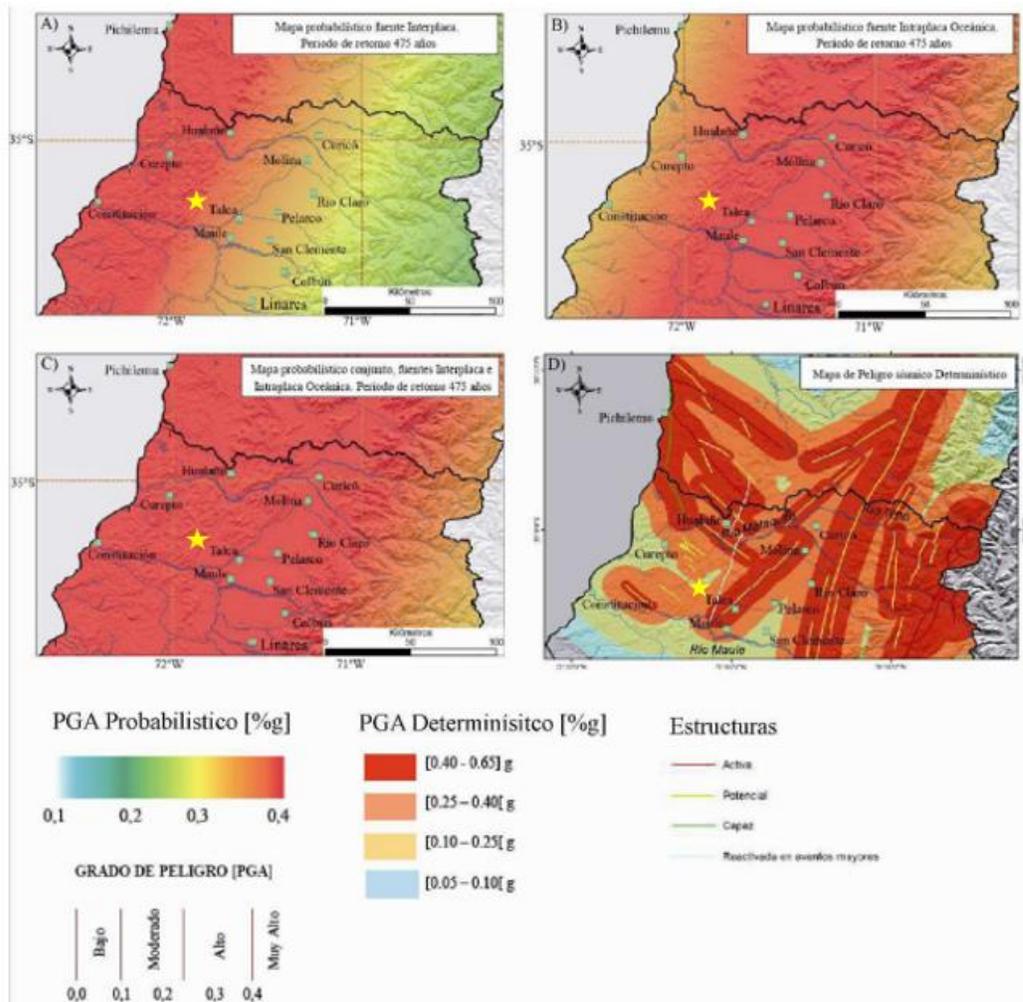


Figura 2.12 PGA Estimado mediante métodos determinísticos y probabilísticos en la zona del Maule, estrella amarilla corresponde a la ubicación de la zona de estudio, mina chépica (Alfaro, 2011).

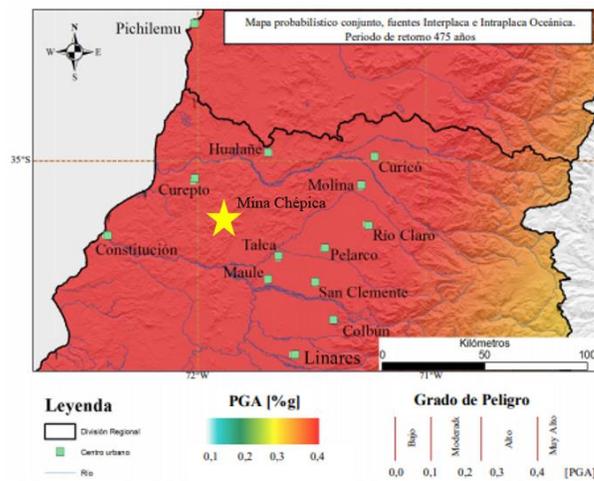


Figura 2.13 Correspondiente al mapa de PGA asociado a la región del Maule, utilizando métodos probabilísticos (Alfaro, 2011).

2.4.3 Atenuación de la aceleración

El movimiento que se percibe al momento que ocurre un sismo es producido por la energía que se propaga en forma de onda a través de los distintos materiales que componen la superficie, las leyes de atenuación son expresiones matemáticas que en función de la magnitud, distancia al epicentro e intensidad de un sismo, pueden definir la aceleración espectral que se puede esperar en un determinado lugar dada un sismo de magnitud M a una distancia R en kilómetros del lugar (Montalva, 2017).

Se propone una ecuación que incluye el V_{s30} , correspondiente a la velocidad de propagación de onda de corte media a 30 metros de profundidad del punto de estudio, la magnitud de momento del sismo M_w , la distancia R epicentro en km y una serie de constantes C y θ que provienen de registros de acelerógrafos ubicados en Chile, la idea es sintetizar una función que determine como es el PGA en función de la distancia, la cual mediante las siguientes expresiones se pueden estimar (Montalva, 2017).

$$\mu(z|\theta) = \ln SA(T) = \theta_1 + f_{source} + f_{Path} + f_{event/depth} + f_{site} + f_{FABA} \quad [1]$$

$$f_{source} = \theta_4 \Delta C_1 + f_{mag}(M_w) \quad [2]$$

$$f_{mag} = \begin{cases} \theta_4(M_w - (C_1 + \Delta C_1)), & \text{if } M_w \leq (C_1 + \Delta C_1) \\ \theta_5(M_w - (C_1 + \Delta C_1)), & \text{if } M_w > (C_1 + \Delta C_1) \end{cases} \quad [3]$$

$$f_{Path} = [\theta_2 + \theta_{14} f_{event} + \theta_3(M_w - 7.2)] \ln(R + C_4 \exp(\theta_9(M_w - 6))) + \theta_9 R \quad [4]$$

$$f_{event/depth} = [\theta_{14} + \theta_3(\min(Z_h, 120) - 60)] f_{event} \quad [5]$$

$$f_{site}(PGA_{1000}, V_{s30}) = \begin{cases} \theta_{12} \ln\left(\frac{V_s^*}{V_{lin}}\right) - b \ln(PGA_{1000} + c) + b \ln\left(PGA_{1000} + c \left(\frac{V_s^*}{V_{lin}}\right)^n\right), & \text{if } V_{s30} < V_{lin} \\ \theta_{12} \ln\left(\frac{V_s^*}{V_{lin}}\right) + b \ln\left(\frac{V_s^*}{V_{lin}}\right), & \text{if } V_{s30} \geq V_{lin} \end{cases} \quad [6]$$

$$V_s^* = \begin{cases} 1000, & \text{if } V_{s30} > 1000 \\ V_{s30}, & \text{if } V_{s30} \leq 1000 \end{cases}$$

$$f_{FABA}(R) = \begin{cases} \left(\theta_7 + \theta_8 \ln\left(\frac{\max(R, 8.5)}{40}\right)\right) f_{FABA}, & \text{if } F_{event} = 1 \\ \left(\theta_{15} + \theta_{16} \ln\left(\frac{\max(R, 100)}{40}\right)\right) f_{FABA}, & \text{if } F_{event} = 0 \end{cases} \quad [7]$$

2.4.4 Caracterización geotécnica

Ensayos geotécnicos

Los materiales que intervienen en el diseño de una estructura deben ser caracterizados con la finalidad de obtener las propiedades que representen fehacientemente su participación en el modelo de análisis (Villanueva, M, Lino, E, & Huaña, O, 2017). Para ello se deben realizar diversas pruebas que determinan dichas propiedades de los materiales.

Granulometría

Corresponde a la distribución de tamaño de las partículas que componen un material, se representa mediante una curva granulométrica, su función es clasificar el tipo de material de acuerdo al porcentaje de material de distinto tamaño, variando desde grava hasta arcilla. Uno de los métodos más útiles para la determinar la granulometría del material es el ensayo de tamizado, (norma (ASTM C136)/ AASHTO T-27), la cual consiste en sacudir mecánicamente una muestra de material de peso conocido depositado en mallas de diferente abertura, con el fin de calcular la masa retenida en cada una de las mallas.

Se pueden determinar características de la muestra como el coeficiente de curvatura (C_c) y el coeficiente de uniformidad (C_u) los cuales determinan la homogeneidad y graduación de la muestra.

Granulometría Paralela

El método de granulometría paralela (MGP) o curvas homotéticas permite definir la distribución de tamaños de material granular grueso (MGG, partículas mayores a 75mm). consiste en escalar un MGG a una curva a un tamaño menor de forma homogénea por medio de un factor de reducción denominado radio de similitud (s) (Figura 2.14), esto permite caracterizar correctamente el MGG para ciertos materiales ensayado (Dorador, L, 2018). Para efectos de este estudio, se considera que el MGP es una herramienta comparativa, ya que las propiedades del material pueden no ajustarse de manera correcta, por lo que se utilizará como un complemento de estudio.

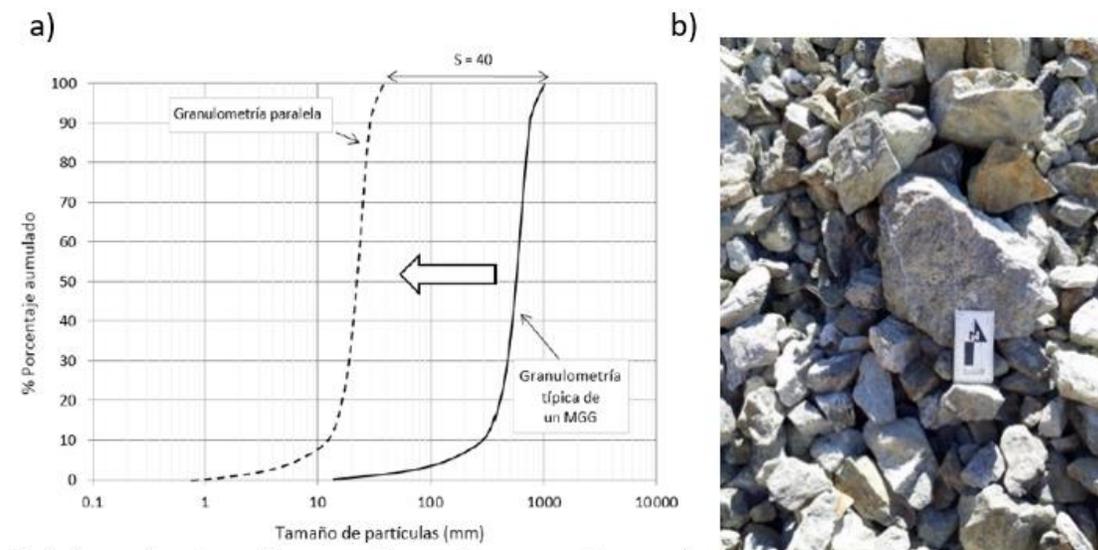


Figura 2.14 a) Curvas granulométricas paralelas (Dorador, L, 2018), b) Material estéril en mina Chépica, granulometría superior a 75mm (Elaboración propia).

Para realizar las curvas homotéticas se tienen que cumplir ciertas condiciones.

- Máximo de 10% de finos en muestras de granulometría escalada.
- Paralelismo completo entre granulometría original y escaladas.
- Densidades mínima y máxima similar.
- Mantener la forma de la partícula entre las muestras.
- Mantener la resistencia mineralógica y de compresión en las partículas.
- Control en la mezcla de partículas de diferente resistencia en gradaciones originales y modelo.

Para los MGG se requiere un paralelismo completo entre la granulometría original y la escalada por lo que se debe corroborar que el coeficiente de uniformidad C_u sea similar, el coeficiente de uniformidad se define como.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad C_u' = \frac{D_{80}}{D_{10}} \qquad [8, 9]$$

Dicho coeficiente considera el 60 y 10% del material el cual no es muy representativo de la fracción gruesa de la muestra, por lo que es necesario utilizar el coeficiente de uniformidad modificado C_u' el cual considera el 80 y 10% de la muestra.

Mediante el estudio de MGG se pueden determinar las densidades máximas y mínimas dentro de una muestra, lo cual permite definir la variabilidad de la densidad del material que se pueda presentar en el tiempo, la densidad máxima y mínima se pueden calcular mediante la siguiente expresión.

$$D_{min} = G_s / (1 + e_{max}) \qquad D_{max} = G_s / (1 + e_{min}) \qquad [10, 11]$$

$$DR(\%) = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min}) \qquad [12]$$

Las densidades máximas y mínimas pueden calcularse mediante las normas ASTM D4253 y ASTM D4254 para tamaños inferiores a 75 mm por lo que su aplicación no puede ser directa, mediante MGP se escalonan distintas curvas a menor tamaño que permitan una correcta estimación, se debe tener en consideración que el contenido de finos no puede variar (Figura 2.15), ya que al escalar las curvas estos superaran el 10% de finos (Dorador, L, 2018). También existe otro método para el análisis de densidades mínimas y máximas que estima mediante la curva granulométrica y características de forma del material estima una densidad acorde al material, esta estimación se puede hacer mediante el sitio web www.mamida.cl (Dorador, L, 2019).

Mediante las MGP se definen distintos C_u' que son representativos de la muestra original, mediante un análisis de diversos materiales, dentro de los cuales se incluye lastre y enrocado, se determina una relación matemática del coeficiente de uniformidad de la curva granulométrica respecto al índice de vacío mínimo y a su vez a través de este se puede determinar el índice de vacío máximo mediante las expresiones.

$$e_{min} = 0,7849 C_u'^{-0,302} \quad e_{max} = 1.311 e_{min} + 0,062 \quad [13, 14]$$

Dichos valores no han sido completamente aprobados y aún existen estudios de su validez (Dorador, 2018), pero son bastante representativos siempre y cuando se cumplan todas las condiciones anteriormente mencionadas.

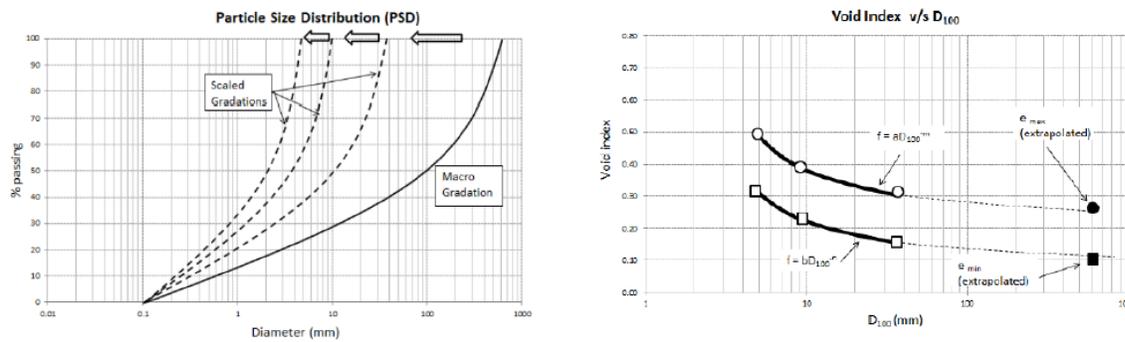


Figura 2.15 Curvas paralelas conservando el porcentaje de finos (izquierda), gráfica de relación de vacíos en relación al tamaño de partícula (derecha) (Dorador, 2018).

Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg permiten establecer la consistencia de los materiales más finos y así obtener el rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Con ellos es posible clasificar el suelo de acuerdo al Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (*Unified Soil Classification System, USCS*). El contenido de humedad se define como el porcentaje de agua presente en una muestra de suelo se define mediante la fórmula.

$$\omega (\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad [15]$$

Donde ω corresponde al contenido de humedad (%), W_w al peso de la muestra con contenido de agua y W_s al peso de la muestra seca.

Límite líquido (LL) corresponde al ω presente en un estado semi líquido plástico el cual es el límite antes de comportarse como un fluido viscoso. Se calcula mediante el método de Casagrande (ASTM D4318), el cual consiste medir el número de golpes que tarde en cerrar una grieta de 1/2" de una muestra a diferentes

humedades, una vez realizados varios ensayos se grafica la relación entre número de golpes y humedad, el límite líquido se obtiene en el punto en el cual la curva interseca los 25 golpes.

Límite plástico (LP) corresponde al ω presente en una muestra en estado plástico y semisólido. Se calcula mediante el método de bastones (ASTM D4318), se amasa una muestra del ensayo de LL formando bastones de aproximadamente 3 mm de diámetro en los cuales se amasa constantemente hasta que dichos bastones se dividan en trozos de 1 cm aproximadamente, el cual se pesa y se determina el porcentaje de humedad el cual corresponde al límite plástico.

Índice de plasticidad Corresponde a la diferencia entre los límites anteriormente calculados.

$$IP = LL - LP \quad [16]$$

Gracias a este parámetro se pueden clasificar los suelos de acuerdo a alta y baja plasticidad.

Resistencia al corte

La resistencia al corte corresponde a la propiedad física de los materiales a resistir un plano de falla interno, esta cualidad resulta necesaria en el estudio de estabilidad de taludes ya que es necesario para conocer las cargas y ángulos de reposo que el material puede soportar y así poder ajustar el modelo a las características propias de cada material.

Para el material del suelo del lecho de la quebrada y el coluvio ladera se utilizará el método de ensayo de laboratorio denominado “Ensayo de corte directo” estandarizado según la norma (ASTM D3080), método que consiste en llevar una muestra a las condiciones de densidad y humedad *in-situ* y aplicar una carga horizontal conocida, el equipo de corte, aplica dicha carga horizontal sobre la muestra, el equipo de corte (Figura 2.16) permite medir mediante el uso de sensores el desplazamiento de la muestra en función del tiempo y la carga aplicada para producirlo, de esta manera se pueden obtener las tensiones máximas de cada carga aplicada, valores que permiten utilizar la envolvente de Mohr-Coulomb (MC) y determinar tanto la cohesión del material (C) como el ángulo de fricción (ϕ).

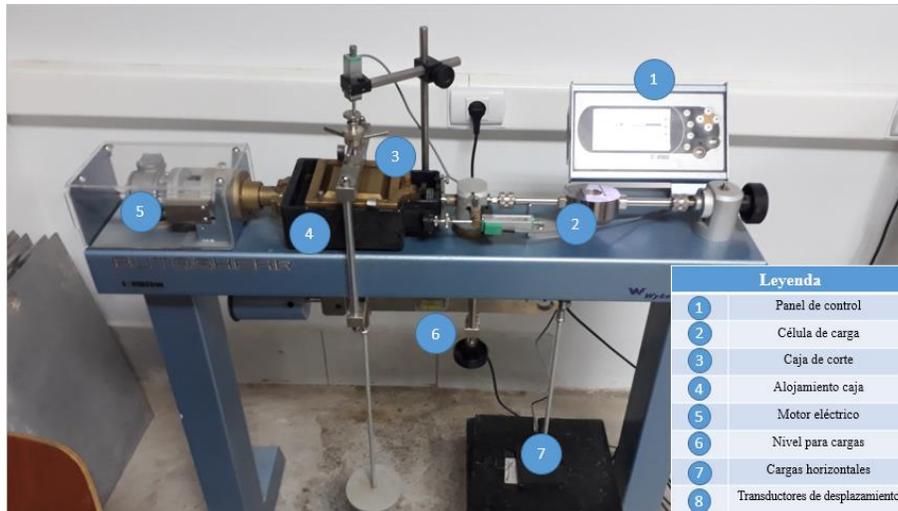


Figura 2.16 Esquema máquina de corte modelo AUTOSHEAR 27-WF2160 marca Wykeham Farranc (Laboratorio construcción universidad de Talca)

Para el material estéril resulta difícil realizar ensayos de laboratorio, ya que corresponde a un material de tamaño grueso, por lo que no se puede aplicar directamente un ensayo de corte directo como en el caso del suelo, para eso se sugiere realizar ensayos triaxiales a gran escala y así determinar la resistencia al corte, ángulo de fricción y cohesión. Pero en función de las consideraciones iniciales de este estudio se recomienda utilizar literatura de referencia para la resistencia al corte y el cálculo del ángulo de reposo del estéril, es usual que el ángulo de reposo de una muestra de suelo coincide con el ángulo de fricción interno mínimo del material granular seco. A razón de tener una sensibilidad de los valores se deben probar distintos ángulos de fricción internos coherentes a la literatura existente sobre el material estéril, en este caso Andesita (Figura 2.17), para la roca andesita se recomienda un ángulo de fricción básico de 45° (Gonzales de Vallejo, 2012). Como explica Dorador, 2018 el ángulo de fricción interno de los MGG tiende a disminuir en razón del confinamiento, para el estudio no se considera un ángulo de fricción mayor a 40° cumpliendo con la teoría y disminuyendo el error de estimación del factor de seguridad F.S. en el modelo.

Valores típicos de c y ϕ para roca sana

Roca	Cohesión c (kp/cm ²)	Ángulo de fricción básico ϕ (grados)
Andesita	280	45
Arenisca	80-350	30-50
Basalto	200-600	48-55
Caliza	50-400	35-50
Caliza margosa	10-60	30
Cuarcita	250-700	40-55
Diabasa	900-1.200	40-50
Diorita	150	50-55
Dolomía	220-600	25-35
Esquisto	250	25-30*
	20-150*	20-30*
Gabro	300	35
Gneiss	150-400	30-40
Granito	150-500	45-58
Grauvaca	60-100	45-50
Mármol	150-350	35-45
Lutita	30-350	40-60
		15-25*
Pizarra	100-500	40-55
	< 100*	15-30*
Toba	?	—
Yeso	—	30

(*) En superficies de laminación o esquistosidad.
 Datos seleccionados a partir de Walzhan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Farmer (1968), Jiménez Salas y Justo Alpa-nés (1975).

Figura 2.17 Valores típicos para cohesión C y ángulo de fricción interno ϕ para rocas comunes en Chile (Gonzales de Vallejo, 2012).

Ensayo compresión simple

El ensayo de compresión simple permite estimar en laboratorio la resistencia uniaxial no confinada de la roca, con el fin de clasificar la roca según su resistencia. El procedimiento busca probetas o rocas con superficie plana que permitan aplicar una carga vertical mediante una prensa hidráulica y placas metálicas que se ajusten al tamaño de la muestra (Figura 2.18), el procedimiento corresponde a lo que indica la norma (ASTM D2938), el procedimiento consiste en identificar la geometría de la muestra la cual puede ser un testigo de sondaje o una roca y establecer el área sobre la cual se aplicará la carga medir y conocer altura de la muestra, la muestra es colocada entre placas metálicas las cuales se ajustan al equipo y facilitan la compresión lo cual permite que la prensa hidráulica o mecánica aplique presión sobre la muestra de manera progresiva y homogénea hasta que esta se fracture, esto permite calcular la resistencia que posee la muestra a comprimirse y se puede determinar mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_c = F/A \tag{17}$$

Donde.

- σ_c . corresponde a la resistencia a la compresión;
- F. corresponde a la carga máxima; y
- A. corresponde al área de la muestra.



Figura 2.18 Ensayo de compresión sobre una roca.

Como el ensayo se aplica en rocas es necesario estandarizar las muestras por lo cual se aplica una corrección a los datos entregados, este factor se aplica sobre el área de la muestra de roca llevando el resultado del ensayo a como si se hubiese practicado con una probeta de 50mm la cual permite que los resultados obtenidos para cada roca sean el equivalente matemático a una probeta de dichas dimensiones, el factor de corrección se calcula mediante la siguiente expresión.

$$F_{corr} = \sqrt{\frac{A}{50}}^{0,45} \quad [18]$$

Densidad

Para los MGG se debe calcular un rango de densidades que se pueda esperar del material, para ello existen los ensayos de densidad relativa, el cual consiste en determinar la densidad mínima y máxima de una muestra. El ensayo de densidad mínima (ASTM D4254) consiste en depositar un material por volteo a 12 cm de altura sobre un molde estandarizado de volumen y masa conocidas, el material se deposita hasta llenar el molde. Al depositar el material por volteo las partículas se acomodarán de forma natural, por lo que existe un índice de vacíos cercano al máximo de la muestra. Posteriormente se mide la masa del molde con el material, de esta manera se obtiene la densidad mínima al dividir la masa del material en el volumen del molde. El ensayo de densidad máxima (ASTM D4253) consiste en depositar un material sobre un molde estandarizado de volumen y masa conocidas, en este caso el material es expuesto a una mesa vibratoria sobre la cual se expone la muestra durante 10 min a una frecuencia de 60 Hz.

La aplicación de energía sobre el material genera un reacomodo de las partículas, esto permite que las partículas de menor tamaño ocupen los espacios más ínfimos de la muestra, es decir disminuye el índice de vacíos cercano al mínimo, al reacomodarse el volumen del material disminuirá, por lo que se debe calcular el

nuevo volumen restando el volumen del molde con el volumen no ocupado por la muestra, la densidad se obtiene dividiendo la masa de la muestra en el nuevo volumen.

Para el suelo de fundación, es decir el coluvio ladera y el suelo lecho de quebrada se aplicará un ensayo de densidad *in situ* mediante el método del cono de arena (ASTM D1556), este ensayo consiste en llenar un recipiente con arena estandarizada de densidad conocida ($\gamma_{d(\text{arena})}$) (ver Figura 2.19) y determinar su peso W_1 , posterior a ello se excava un agujero de aproximadamente 15 cm de diámetro y 15 cm de profundidad, el suelo extraído se guarda para determinar su peso W_2 , contenido de agua ω y peso seco W_3 , mediante un cono de peso conocido W_c se deposita la arena del recipiente cuidadosamente sobre el agujero de manera que la arena ocupe todo el volumen de la excavación. De esta manera una vez lleno el agujero se determina el peso del recipiente W_4 , la relación entre pesos y conociendo la densidad de la arena estandarizada se puede determinar el volumen del agujero V que a su vez conociendo el peso de la muestra de suelo extraída W_2 y humedad ω se puede conocer la densidad seca γ_d (Braja M. Das, 2013).

$$W_3 = W_2 / (1 + \omega) \quad [19]$$

$$W_5 = W_1 - W_4 \quad [20]$$

$$V = W_5 - W_c / \gamma_{d(\text{arena})} \quad [21]$$

$$\gamma_d = W_3 / V \quad [22]$$

Donde.

- W_1 . corresponde al peso de la arena en el recipiente;
- W_2 . corresponde al peso de la muestra extraída;
- ω : corresponde a la humedad de la muestra extraída;
- W_3 . corresponde al peso seco de la muestra extraída;
- W_4 . corresponde al peso del recipiente una vez llenada la excavación;
- W_5 . corresponde al peso de la arena que ocupa la excavación;
- W_c . corresponde al peso del cono de arena;
- V . corresponde al volumen de la excavación;
- $\gamma_{d(\text{arena})}$. corresponde a la densidad estandarizada de la arena y
- γ_d . corresponde a la densidad seca de la muestra.

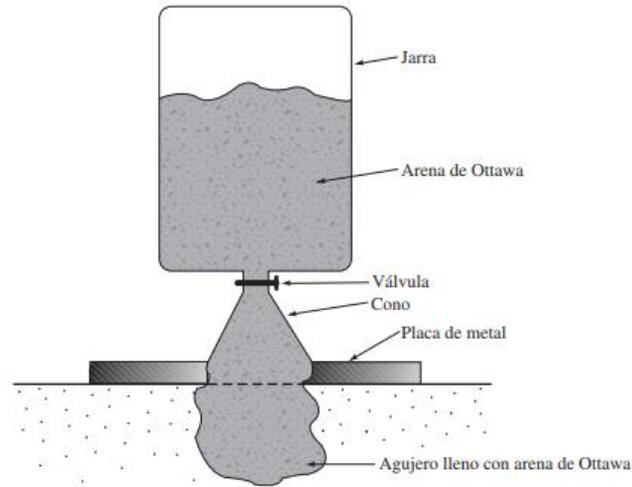


Figura 2.19 Esquema de aplicación método del cono de arena (Braja M. Das, 2013).

2.4.5 Estabilidad a través del método de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite o MEL, son los más usados para el cálculo de estabilidad de taludes, dado que son sencillos en su cálculo y se asemejan bastante a la realidad en condiciones estáticas de un talud, salvo que este método no considera las deformaciones del material. El método del equilibrio límite establece que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura. Lo cual significa que existe una masa de terreno superior a la línea de ruptura la cual se puede desplazar y producir la ruptura del terreno.

Por lo cual la relación existente entre la superficie superior a la línea de ruptura y la inferior se define como factor de seguridad (*F.S. ó FoS, Factor of Safety – SF, Safety Factors*) el cual se expresa mediante la siguiente formula.

$$F.S. = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}} \quad [23]$$

Cuando la razón entre las fuerzas que ejercen es $FS > 1$ se establece una relación de estabilidad entre los bloques, lo cual se considera matemáticamente estable, en la practica un factor de seguridad $FS > 1,5$ se considera aceptable en un periodo de tiempo prolongado.

La fuerza resistente se define como la fuerza que se opone al deslizamiento del bloque a lo largo de la línea de ruptura, en términos prácticos es la cohesión y la fricción del material que evitan el deslizamiento, estos parámetros pueden expresarse como tensión mediante el criterio de falla Mohr Coulomb (MC). [24]

Para determinar la tensión resistente en un material se debió tener en consideración dos estados de la muestra, la condición drenada y no drenada. La condición drenada [25] se presenta cuando el agua presente en la muestra de suelo es capaz de fluir a través del suelo mientras es sometida a una carga y a su vez no se producen presiones de poros. La condición no drenada corresponde a el momento en que el agua no es capaz de fluir mientras el suelo está sometido a una carga, lo que genera una presión de poros. Generalmente, los taludes se comportan en condiciones drenadas, sin embargo, en algunos casos cuando se colocan terraplenes sobre depósitos arcillosos saturados o en el momento de un sismo, se puede producir una condición no-drenada [22].

$$\tau = C' + \sigma \tan(\phi) \quad [24]$$

Donde.

- τ es la tensión resistente
- C' es la cohesión del material
- σ es el esfuerzo efectivo sobre el material
- ϕ es el ángulo de fricción del material

$$- \quad S_u = C_u ; \quad \phi = 0 \quad [25]$$

- Donde.
- S_u Resistencia no drenada
- C_u es la cohesión del material en condición no drenada (considerada en este estudio igual a $C'/2$)

Método de las dovelas

El método de las dovelas es usado en aquellos casos en que la superficie de rotura del terreno es del tipo circular. De esta manera, el problema se aborda bidimensionalmente, tomando una sección transversal representativa del talud y dividiéndola en franjas del mismo tamaño. A cada dovela se le analiza su nivel de estabilidad, lo que permite concluir acerca de la seguridad global del talud.

El método de Morgenstern y Price (1965) (M-P) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas (Figura 2.20). Esta posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas lo hace un método más riguroso, lo cual permite una mayor versatilidad ante cualquier forma análisis de talud (Morgenstern, N.R. & Price, V.E., 1965).

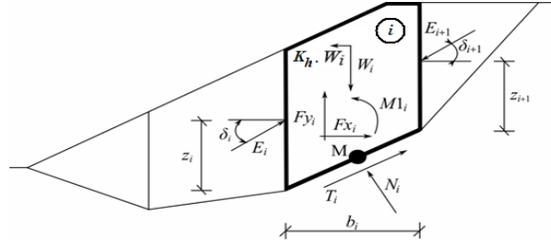


Figura 2.20 Diagrama de cuerpo libre sobre el bloque o dovela i (Morgenstern, N.R. & Price, V.E., 1965).

Donde.

- W_i corresponde al peso del bloque i, incluyendo el coeficiente vertical k_v
- $k_h * W_i$ corresponde a la inercia horizontal incluyendo el coeficiente horizontal k_h
- N_i corresponde a la fuerza normal a la superficie
- T_i corresponde a la fuerza de corte a la superficie
- E_i, E_{i+1} corresponde a la fuerza ejercida por los bloques vecinos inclinados
- F_{xi}, F_{yi} corresponden a fuerzas verticales y horizontales extra en el bloque i
- M_i corresponde al momento de fuerzas sobre el punto M
- U_i corresponde a la presión de poros del bloque i

El método de M-P basa en los supuestos de que las dovelas que dividen el bloque son siempre verticales, y la línea de acción del peso W_i y la componente normal N_i pasen por el centroide de cada segmento i y la superficie M, el ángulo de inclinación del bloque i es diferente para cada segmento, lo cual permite cualquier forma de superficie de falla (Morgenstern, N.R. & Price, V.E., 1965).

La elección de los ángulos de inclinación δ_i de las fuerzas E_i actuando entre los bloques se realiza con la ayuda de la función Half-sine. El valor funcional de la función Half-sine $f(x_i)$ en el punto límite x multiplicado por el parámetro λ da como resultado el valor de la inclinación del ángulo δ_i .

$$\delta_i = \lambda * f(x_i) \quad [26]$$

Para la estimación de factor de seguridad mediante el método de M-P se considera la siguiente expresión de igualdad para E_{i+1} .

$$\frac{[(W_i - F_{yi}) \cos(\alpha_i) - (K_h W_i - F_{xi}) \sin(\alpha_i) - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i)] \left(\left(\frac{\tan(\varphi_i)}{FS} \right) + \left(\frac{c_i}{FS} \right) \left(\frac{b_i}{\cos(\alpha_i)} \right) - (W_i - F_{yi}) \sin(\alpha_i) - (K_h W_i - F_{xi}) \cos(\alpha_i) + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i) \right)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \left(\frac{\tan(\varphi_i)}{FS} \right) + (\cos(\alpha_i - \delta_{i+1}))} \quad [27]$$

Esta expresión permite calcular todos los momentos z_i de las fuerzas actuando entre los bloques para un valor dado de δ_i , conociendo el valor del lado izquierdo en el origen de la superficie de deslizamiento, donde $z_l=0$ (Morgenstern, N.R. & Price, V.E., 1965).

Para calcular el F.S. es necesario realizar una serie de iteraciones que aproximen al resultado más coherente en la ecuación, por ello, hay que aplicar los siguientes pasos.

- Los valores de los ángulos δ_i se determinan según la función Half-sine ($\delta_i = \lambda * f(x_i)$);
- El F.S. para los valores dados de δ_i asumiendo el valor de $E_{n+1} = 0$;
- El valor de δ_i está dado por la ecuación de momento reescrita utilizando los valores de E_i determinados en el paso previo con el requisito de tener el momento en el último bloque igual a cero;
- Los valores funcionales de $f(x_i)$ son los mismos todo el tiempo durante la iteración, solo se itera el parámetro de λ el cual corresponde a un factor de corrección, y
- La iteración concluye cuando el factor de corrección λ sea constante.

En el proceso de iteración es posible enfrentarse a situaciones matemáticamente inestables, por lo que el rango de variación de ángulos esta entre $]-\pi/2; \pi/2[$.

2.4.6 Método pseudoestático

Además de las fuerzas de equilibrio límite estáticas, se deben considerar las fuerzas pseudoestática horizontales y verticales producto de un evento sísmico, estas fuerzas dependen de la masa de potencial deslizamiento y a la constante sísmica k expresada en número de aceleraciones de gravedad g producidas durante un evento sísmico. k_h y k_v (constante sísmica horizontal y vertical respectivamente), mediante la ecuación de Saragoni (1993), se puede expresar K_h mediante la siguiente formula.

$$k_h = \left\{ 0,3 \frac{a_{max}}{g}; a_{max} < 0,67g \right\} \text{ o } \left\{ 0,2 \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{0,2}; a_{max} > 0,67g \right\} \quad [28]$$

Para estudios pseudoestático generalmente se considera k_h y no k_v ya que los movimientos verticales en un sismo suelen ser menores, no simultáneos y su influencia suele ser despreciable, en cambio las fuerzas horizontales pueden generar desplazamiento significativo de material.

2.4.7 Softwares de diseño

SLOPE/W es un software diseñado por Geostudio para el análisis y cálculo de la estabilidad de taludes en suelo o roca. Software que permite variar las formas de las superficies de falla, las condiciones de presión de poros, las propiedades del suelo, los métodos de análisis y las condiciones de carga. Usando la formulación de equilibrio límite, *SLOPE/W* puede modelar suelos heterogéneos, estratigrafías complejas y diferentes geometrías de superficie de falla, variando las condiciones de presión de poros (GEO-SLOPE, 2012). Los análisis de estabilidad pueden ser desarrollados usando parámetros de entrada probabilísticos o determinísticos, sea el caso. Los esfuerzos calculados a través del método de los elementos finitos pueden ser usados en los cálculos de estabilidad a partir de las formulaciones de equilibrio límite para obtener un análisis más detallado

y obtener un factor de seguridad crítico asociado a cada superficie de falla, considerando tanto el análisis de M.E.L. como considerando información precedente de análisis de flujo y tensiones calculados con otras herramientas de Geoestudio.

QUAKE/W es un software geotécnico diseñado por Geoestudio basado en el método de los elementos finitos (FEM) usado para el análisis dinámico de estructuras térreas sometidas a la acción de sismos o fuerzas puntuales dinámicas producto de una carga explosiva o de un impacto repentino. Este software permite determinar el movimiento y el exceso de presión de poros que surge debido a la excitación dinámica (GEO-SLOPE, Dynamic Modeling With *QUAKE/W*, 2014). El software cuenta internamente con funciones de caracterización que son usadas principalmente para establecer propiedades a los materiales permitiendo al usuario poder usar datos obtenidos en laboratorio o en la literatura. Utiliza los modelos constitutivos elástico lineal, elástico equivalente y modelo de tensiones efectivas No-lineal que permiten analizar el desplazamiento de esfuerzos, deformación, presión de poros, geometría entre otros parámetros de una estructura o región específica de un modelo.

Slide es un programa para el análisis bidimensional de estabilidad de taludes desarrollado por Rocscience. *Slide* se puede utilizar para diseñar y / o analizar pendientes naturales o pendientes artificiales (diseñadas) como cortes, terraplenes y rellenos incluidas presas de tierra y estructuras de retención como muros y botaderos de desechos formados por minería o subproductos industriales. *Slide* tiene la capacidad de analizar una sola superficie de falla no circular definida por el usuario y buscar la superficie mínima de falla no circular. También tiene una interfaz gráfica atractiva y fácil de usar, y proporciona una amplia gama de modelos y funcionalidades de interpretación (Rocscience Inc., 2010). Calcula factores de seguridad para superficies de falla de pendiente circular y no circular, utilizando un número de equilibrio límite ampliamente utilizado enfoques de análisis como el obispo, Janbu, Spencer, Corp Ingenieros 1 y 2, métodos GLE y Morgensten Price.

DEEPSOIL es un programa de análisis de respuesta de sitio unidimensional que puede realizar: análisis de dominio de tiempo no lineal 1-D con y sin generación de presión de agua en los poros, y análisis de dominio de frecuencia lineal equivalente 1-D incluyendo convolución y deconvolución (Hashash, Y.M.A., y otros, 2016). *DEEPSOIL* ha estado en desarrollo en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign (UIUC) desde 1998. La motivación principal para el desarrollo de *DEEPSOIL* permitir estimar un análisis de respuesta del sitio que fuera fácilmente accesible para estudiantes, investigadores e ingenieros de todo el mundo y apoyar actividades de investigación en UIUC. El software permite realizar análisis lineal equivalente (EL) en conjunto a los análisis de respuesta de sitio no lineal (NL). *DEEPSOIL* permite incorporar propiedades físicas de los materiales y condiciones específicas para simular una respuesta de sitio y también cuenta con literatura y propiedades de materiales predefinidas que facilitan la simulación en caso de no poseer información completa

del material, los desarrolladores del software sugieren que cualquier cálculo y estimación debe realizarse por profesionales capacitados que conozcan la teoría y funcionamiento del software con el fin de interpretar los resultados correctamente.

ArcGIS es un completo sistema que permite recopilar, organizar, administrar, analizar, compartir y distribuir información geográfica. Como la plataforma líder mundial para crear y utilizar sistemas de información geográfica (SIG), ArcGIS es utilizada por personas de todo el mundo para poner el conocimiento geográfico al servicio de los sectores del gobierno, la empresa, la ciencia, la educación y los medios. El software permite crear, compartir y utilizar mapas inteligentes, compilar información geográfica, resolver problemas con el análisis espacial y crear aplicaciones basadas en mapas. El análisis 3D permite trabajar con información del terreno y otros datos volumétricos para analizar la visibilidad, la pendiente, etc. ArcGIS también permite crear fácilmente datos geográficos mediante digitalización inteligente, con la que es posible dibujar entidades directamente en un mapa y almacenarlas en la base de datos geográfica del sistema. Entre las herramientas de recopilación y edición de datos se incluyen paletas basadas en plantillas de entidades que permiten recopilar los datos de forma coherente (ArcGis, 2016).

Capítulo 3

Metodología

En el presente capítulo se muestra la metodología aplicada para resolver el problema en cuestión, de forma detallada, se indican los distintos procedimientos necesarios para la caracterización del material y modelamiento.

3.1 Metodología

El presente estudio contempla el diseño de botaderos de estériles para la mina Chépica, proyecto minero que carece de un depósito de material estéril definido. El yacimiento mineral está formado por una serie de vetas mineralizadas y el sistema de explotación consiste en extraer únicamente el mineral construyendo las galerías en dirección de la estructura mineralizada lo cual implica un bajo contenido de material estéril y por ende la poca necesidad de la colocación de un botadero. Pero dada la necesidad de expandir la explotación y tener acceso a más vetas mineralizadas es necesario tronar y explotar a través de la roca caja, lo cual incrementa la cantidad de material estéril el cual debe ser depositado en algún lugar. El objetivo principal del estudio es realizar una evaluación de estabilidad pseudoestática de un botadero diseñado sobre laderas coluviales dentro de las instalaciones de la mina. Para cumplir con dicho objetivo, es necesario dividir el estudio en 5 etapas las cuales permitirán definir si la solución propuesta por el estudio es viable o no. Las etapas corresponden al levantamiento de información, caracterización geotécnica, estudio de peligro y amenaza, modelamiento del sistema, evaluación de la estabilidad física y análisis de resultados.

3.1.1 Etapa 1. Levantamiento de información

El estudio corresponde al diseño de un botadero sobre pendientes naturales y posterior análisis de estabilidad, por lo que para llegar a ello lo primero es realizar un levantamiento de información el cual permite identificar la ubicación de la mina, conocer el clima de la zona, la hidrología, geología y lo más relevante para este estudio la topografía, la cual permite realizar una inspección preliminar de las posibles ubicaciones y disponibilidad de espacio para diseñar los botaderos.

3.1.2 Etapa 2. Caracterización geotécnica

La caracterización geotécnica de los materiales permite identificar y conocer con qué tipo de roca y suelo se está trabajando, lo cual es importante al momento de realizar el análisis de estabilidad del diseño, puesto que en base a la caracterización se obtendrán los valores con los cuales se genera el modelo y permiten realizar una simulación lo más cercana a la realidad posible. Para la caracterización es necesario realizar ensayos tanto en terreno como en laboratorio los cuales permitirán identificar las características del muro, material estéril y suelo de fundación, identificando sus características principales y como están compuestos.

Para la toma de muestras y estudios se extrajo muestra del muro del depósito de relaves, el estéril se obtuvo de el acopio de material estéril fuera del acceso del túnel Colín y la muestra del suelo de fundación fue extraída tanto del sector no alterado por la faena frente al muro como del cerro colindante al depósito de relaves. Estas muestras fueron utilizadas para los ensayos de clasificación (ASTM D422), límites de Atterberg (ASTM D4318), ángulo de reposo (ASTM C1444) y ensayo de densidad (ASTM D1556).

3.1.3 Etapa 3. Estudio Sísmico

El estudio sísmico consiste en analizar la información sobre el sismo del 27F identificando sus aceleraciones y el efecto de sitio provocado en la zona de la mina Chépica, junto con ello se identifica la geología de la zona, para poder estimar la aceleración espectral de la roca y el suelo de fundación, con lo cual se evalúa cómo se comportan los modelos diseñados frente a un sismo de similares características al ocurrido el 27 de febrero del 2010.

3.1.4 Etapa 4. Modelamiento

El modelamiento corresponde a una etapa crucial del estudio, donde toda la información recopilada anteriormente es evaluada mediante la simulación y análisis de estabilidad realizados vía *software*, para ello se utiliza ArcGis, *DEEPSOIL*, *Slide*, *SLOPE/W* y *QUAKE/W*. Estos softwares permiten realizar los modelos lo más cercano a la realidad posible, ArcGis permite observar y delimitar las zonas de la topografía de la propiedad minera donde es factible ubicar un botadero, esto se hace en función de las pendientes presentes en la zona y de los planos de la mina, *DEEPSOIL* es un software que permite estimar el efecto de sitio utilizando la caracterización de una columna de suelo, de esta manera se puede evaluar cuál será la aceleración en superficie esperada en la zona de estudio. Tanto *Slide* como *SLOPE/W* son softwares que permiten diseñar cada botadero y evaluar el factor de seguridad crítico correspondiente a cada uno aplicando la caracterización geotécnica realizada y la estimación del sismo, esto se realiza mediante dos softwares con el fin de tener un parámetro de control ya que si bien son softwares diferentes el resultado no debiese cambiar significativamente. *QUAKE/W* permite evaluar las aceleraciones que actúan sobre el modelo durante el sismo utilizado, de esta manera se puede realizar un análisis pseudoestático con las aceleraciones horizontales correspondientes a cada zona donde se evalúa cada botadero. Los resultados de estas simulaciones determinan el futuro del estudio y las decisiones a tomar respecto a la construcción o no de un botadero de estéril.

3.1.5 Etapa 5. Análisis de resultados

Posterior a la entrega de los resultados del modelamiento se obtendrá una serie de valores de factor de seguridad los cuales permitirán definir cuál de las opciones propuestas en el estudio es la más eficiente, pero como no solo la estabilidad es un parámetro de elección también se consideran los criterios de ubicación y operatividad para seleccionar la mejor opción de las disponibles en este estudio.

Capítulo 4

Análisis de Resultados

Se presentan los resultados obtenidos para los diferentes procedimientos realizados según lo visto en el capítulo anterior, junto con ello la interpretación de dichos resultados para su análisis y conclusiones.

4.1 Levantamiento de información

4.1.1 Localización

La mina Chépica está ubicada en la Región del Maule, Provincia de Talca comuna de Pencahue, ubicada a aproximadamente 7 km de la localidad de Pencahue y a 22 km al oeste de la ciudad de Talca, su posición geográfica está entre las coordenadas UTM Norte 6.080.000 – 6.085.500 y Este 238.500– 243.000, Huso 19. A una altitud próxima a los 100 m s.n.m. (Figura 4.1 y Figura 4.2).



Figura 4.1 Ubicación mina respecto ciudad de Talca (Modificado de Google Earth).



Figura 4.2 Ubicación mina (Modificado de Google Earth).

4.1.2 Topografía

Como se ha mencionado anteriormente, la topografía es fundamental al momento de decidir donde es recomendable construir un botadero, ya que esta nos limita en términos de propiedad legal de la empresa, las condiciones físicas del terreno y la obstaculización de edificaciones y vías de acceso. Junto con esto la topografía es clave para identificar y medir las zonas más adecuadas para construir un botadero, mediante el análisis de las pendientes naturales de la zona (Figura 4.3).

Para un acercamiento inicial a las posibles zonas en las cuales se puede iniciar el modelamiento se realizó un estudio de las pendientes naturales ubicadas en el límite de la propiedad utilizando la topografía y planos del proyecto (Figura 4.4 y Figura 4.5).

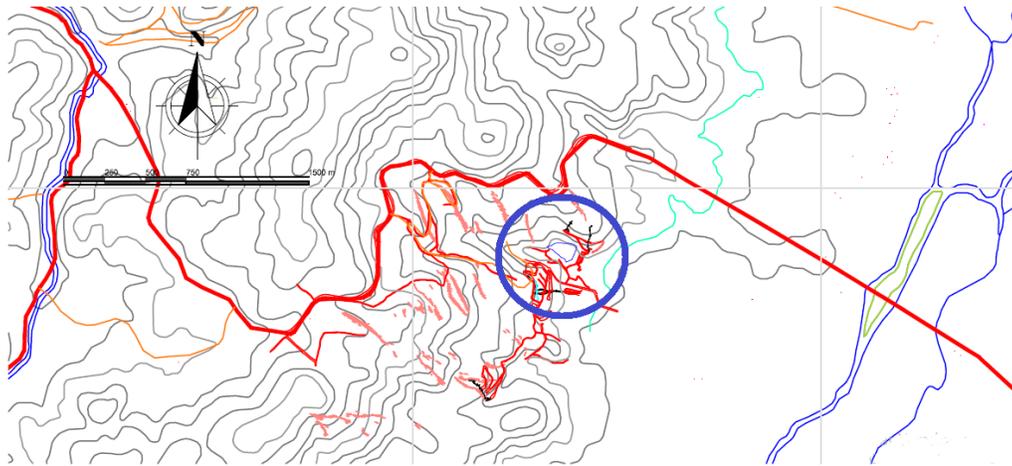


Figura 4.3 Vista superficial topografía superficie mina Chépica, al centro se puede observar el depósito de relave, con curvas de nivel cada 5 metros de elevación. (Elaboración propia).



Figura 4.4 Fotografía panorámica de mina Chépica tomada desde el muro del embalse mostrando la variabilidad de pendientes presentes (Elaboración propia).



Figura 4.5 Vista tridimensional topografía de la superficie de mina Chépica en dirección NW, al centro se puede observar el depósito de relave, con curvas de nivel cada 5 metros de elevación. (Elaboración propia).

Como se pudo observar en las imágenes anteriores existe una alta presencia de elevaciones producto del gran número de cerros en la zona, al centro de la imagen se puede ver el depósito de relave de la mina chépica (95 m s.n.m.), el cual será el punto de referencia del centro de la propiedad minera.

Al noroeste del depósito se encuentran pendientes naturales bastante considerables para equipos de transporte del orden de 20% a 40% debido a que existen abundantes cerros, al suroeste del depósito se encuentran pendientes más bajas del orden del 15% límite admisible para un transporte eficiente de maquinaria pesada, las cuales se ven obstruidas por la faena minera y pueden representar un obstáculo a largo plazo, al este del depósito se pueden observar superficies más planas del orden del 5% de pendiente, la zona este y noroeste son potenciales lugares para la ubicación del botadero.

4.1.3 Clima

El clima del área de estudio se caracteriza por ser templado cálido con estación seca de 4 a 5 meses y lluvias invernales (Rioseco, R & Tesser, C, 2007) el que se distribuye en gran parte de la región. Las precipitaciones alcanzan valores cercanos a los 700 mm como promedio anual y muestran un régimen con una estación seca y lluviosa de igual duración. Las temperaturas son bastante extremas, en los meses de verano (enero – marzo) en promedio son 22° C con máximas de 33° C y en los meses de invierno (junio – agosto) 7,6° C con mínimas de -2° C (Rioseco, R & Tesser, C, 2007).

4.1.4 Hidrología

Existe baja permeabilidad en los cerros y suelos de la zona de estudio, lo cual impide la infiltración de agua y con ello la formación de napas subterráneas, se puede observar que pasada una precipitación el caudal de los ríos y quebradas cambia abruptamente aumentando su caudal.

Según información del proyecto de aprobación presentado a sernageomin sobre el depósito de relaves las quebradas del sector drenan hacia la gran hoya hidrográfica del río Maule que tiene su origen en la Laguna del Maule (Figura 4.6). En el sector de Chépica los esteros y quebradas están ubicados en presencia de rocas graníticas del basamento paleozoico y estratos volcanoclásticos del Cretácico Superior, lo cual explica la baja permeabilidad que permite un escurrimiento superficial de aguas lluvias.

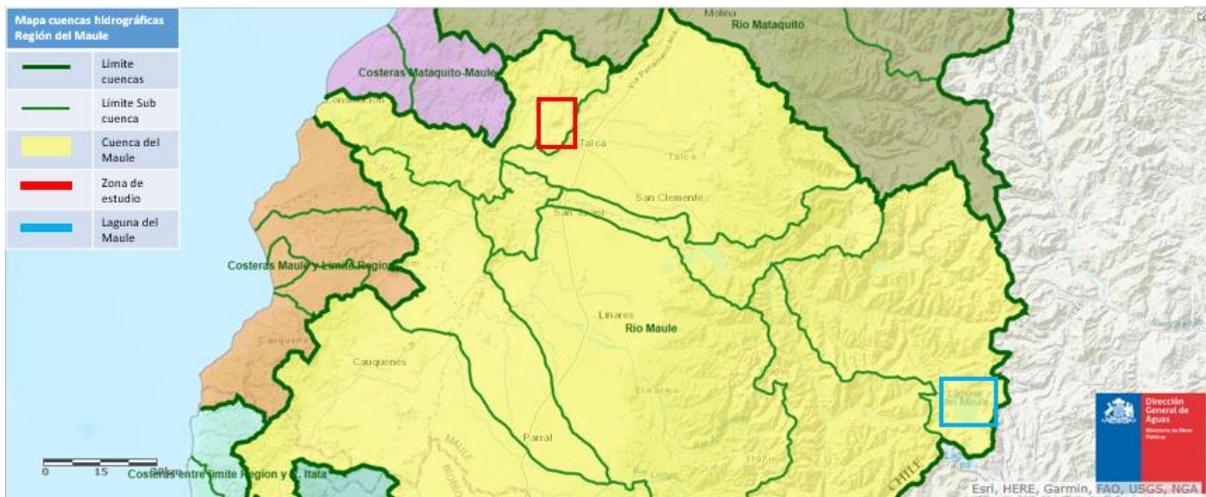


Figura 4.6 Cuenca hidrográfica del Maule (Inventario Público de Cuencas Hidrográficas, DGA.).

4.1.5 Geología

Las características geológicas principales presentan unidades geológicas poco variables y están afectadas por fallas y diaclasas. La Cordillera de la Costa de Chile central y sur está constituida por rocas volcánicas y volcanoclásticas mesozoicas, dispuestas en forma discordante sobre el Basamento Paleozoico. El paquete volcánico - sedimentario está afectado por varios pulsos de rocas intrusivas, de composición granodiorítica a tonalítica, principalmente, que varían en edad desde el Jurásico al Cretácico Superior (Rivas, 2015).

En la zona de estudio existen evidencias de alteración hidrotermal y mineralización metálica, las cuales están estrechamente relacionadas con la geología de la Cordillera de la Costa del centro y sur de Chile. El Yacimiento Chépica se encuentra emplazado en rocas volcánicas de la Formación Alto de Hualmapu de edad Jurásico Medio - Superior. Regionalmente esta Formación se compone de andesitas porfídicas y brechas volcánicas andesíticas de color gris verdoso, con intercalaciones de tobas y algunos niveles sedimentarios

marinos con fósiles marinos retrabajados en la base (Bravo P, 2001). Los afloramientos están distribuidos en una franja NNE – SSW al oeste del Valle de Penciahue, desde la Mina Las Palmas por el Norte hasta el Río Maule en el extremo Sur. Esta unidad está instruida por cuerpos graníticos de edad Jurásico Medio - Superior y cubierta por depósitos de relleno del Valle de Penciahue (Rivas, 2015).

4.2 Caracterización geotécnica

4.2.1 Información de la mina

La mina Chépica posee estudios de la roca caja (estéril) y del suelo de fundación, los cuales sirven como referencia a los resultados esperados de los ensayos a realizar, el año 2003 se elaboró un informe referente al depósito de relaves para la mina (S. L. minera Arno, 2003).

La caracterización geotécnica del suelo de fundación se hizo mediante la toma de muestra de calicatas de 1,5 metros de profundidad donde se encontró roca, las calicatas fueron evidencia de la variabilidad de la capa de suelo presente en la zona de estudio, por lo cual se determinó que existen dos clases de suelos; el primer tipo de suelo se denominó “coluvio de ladera” el cual pertenece a los bordes del cerro que posee una profundidad baja y suelo “lecho de quebrada” de nombró al suelo ubicado en las zonas con menor pendiente y mayor potencia, ambos materiales corresponden a un suelo tipo CL, es decir arcilla de baja plasticidad, según la clasificación de suelos USCS. Se realizaron ensayos de Proctor modificado y ensayos de corte directo con los que se obtuvo una densidad de 1.84 ton/m^3 con 20% de humedad, un ángulo de fricción de 27° y una cohesión de $3,5 \text{ ton/m}^2$, parámetros importantes para el estudio de estabilidad.

La caracterización de la roca obtenida en el estudio realizado por minera Arno y datos iniciales para esta investigación corresponden a una densidad del material de $2,73 \text{ gr/cm}^3$, la estimación del ángulo de fricción fue de 37° , un UCS de 84,62 MPa lo cual se considera roca dura según la *International Society for Rock Mechanics* (ISMR, 1981). El módulo elástico corresponde a 45 GPa con una razón de Poisson de 0,29 y una resistencia a la tracción de 11 MPa. Dichos valores se asocian bastante al tipo de roca presente la cual es andesita (S. L. minera Arno, 2003).

4.2.2 Descripción material estéril

El estéril, se genera en esta mina a partir del desarrollo de túneles de acceso a las zonas mineralizadas y a la construcción de chimeneas, estocadas y zonas de seguridad al interior de la mina. Este proceso genera una fragmentación de la roca en partículas de menor tamaño y de forma irregular, con cantos angulosos, (no existe una granulometría definida para la extracción de estéril) producto de la tronadura y el trabajo manual de los

mineros, por lo cual el material es difícil de ensayar y clasificar dado que su respuesta física a diversos ensayos puede variar demasiado según la muestra que se utilice. Respecto a su formación el material estéril corresponde a un material de origen volcánico, principalmente compuesto de andesita. De acuerdo a el muestreo realizado existen evidencias de alteración hidrotermal con mineralización de cobre y hierro en forma de calcopirita y pirita dispuesta en vetillas, esta caracterización está estrechamente relacionadas con la geología de las zonas mineralizadas en el área circundante del proyecto Chépica.

Se puede observar además la presencia de diaclasas las cuales se han rellenado con cuarzo o feldespato (Figura 4.7), lo cual es evidencia directa de la alteración hidrotermal producida.



Figura 4.7 Diaclasas presentes en muestra de material estéril (Elaboración Propia)

En la imagen se puede observar las fracturas rellenas las cuales afectan directamente en la resistencia del material, siendo la primera línea de falla de las partículas frente a fuertes cargas.

4.2.3 Ensayo granulométrico

Para el ensayo de granulometría se tomó muestra de material estéril del punto de acopio más reciente (Figura 4.9), a las afueras del acceso del túnel Colín el cual está formado mediante volteo de material, se tomaron 177 kilogramos divididos en 5 muestras representativas en las cuales se pueden apreciar tamaños sobre las 3 pulgadas por lo cual es necesario realizar un tamizaje manual antes de someterlo a tamizaje mecánico. También se extrajo muestra de coluvio ladera y de suelo del lecho de la quebrada desde la ladera del cerro y la zona plana respectivamente para la caracterización del suelo de fundación, los puntos de extracción de la muestra pueden observarse en la Figura 4.8.

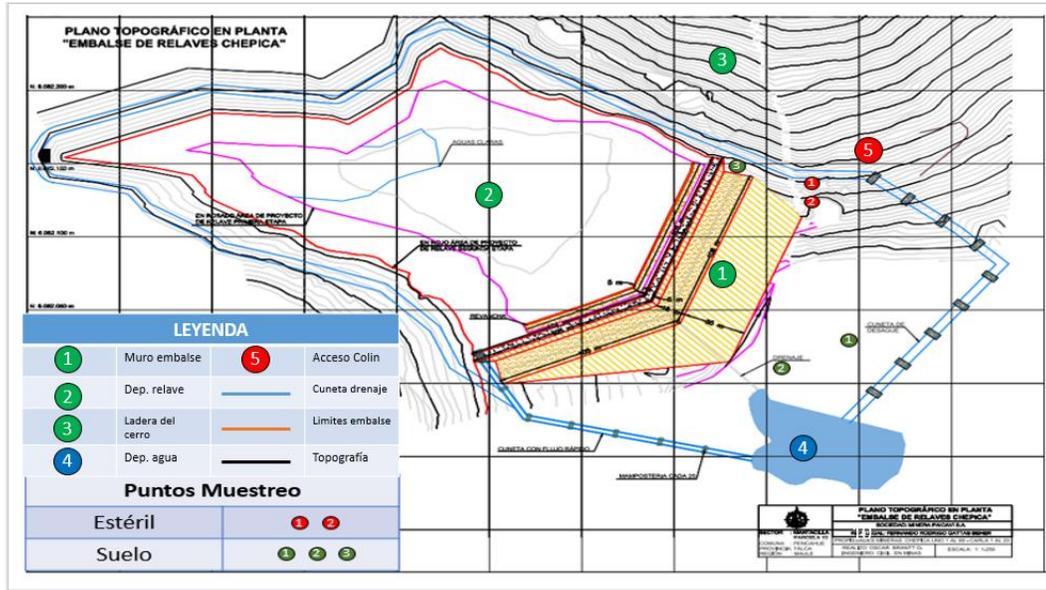


Figura 4.8 Plano del depósito de relaves indicando puntos de muestreo. (Elaboración propia).



Figura 4.9 Acopio material estéril mina Chépica (Elaboración Propia).

Las partículas sobre 3 pulgadas fueron estudiadas de manera unitaria determinando su diámetro mínimo, se puede observar claramente en la muestra que cada roca posee cantos angulosos y un alto contenido de cuarzo propio de la mina, las partículas sobre 3 pulgadas concentran el mayor porcentaje de la muestra y su tamaño va desde las 3,15 hasta las 9,5 pulgadas. Del total de la muestra 78,7 kg corresponden a la facción sobre 3 pulgadas (Figura 4.10).



Figura 4.10 Fotografías material estéril mayor a 3 pulgadas (Elaboración propia).

Posteriormente se procedió a realizar tamizaje manual para las partículas cuyo tamaño era inferior a 3 pulgadas y superior a la malla #4 (4,75mm) las muestras conservan las características de las partículas de mayor tamaño, poseen cantos angulosos y se puede observar contenido de cuarzo. La facción intermedia de la muestra concentra aproximadamente 90 kg de la muestra total (Figura 4.11).



Figura 4.11 Clasificación material estéril inferior a 3 pulgadas y superior a la malla #4 (Elaboración propia).

Para el material más pequeño se utilizó el tamizaje mecánico para las partículas inferiores a la malla #4 utilizando los tamices (malla ASTM) N°10, N°20, N°40, N°50, N°70, N°100 y N°200 para el tamizaje se realizó la técnica del cuarteo para los 8 kilos correspondientes al material bajo la malla #4 y se extrajo un 10% representativo de la muestra total (Figura 4.12).

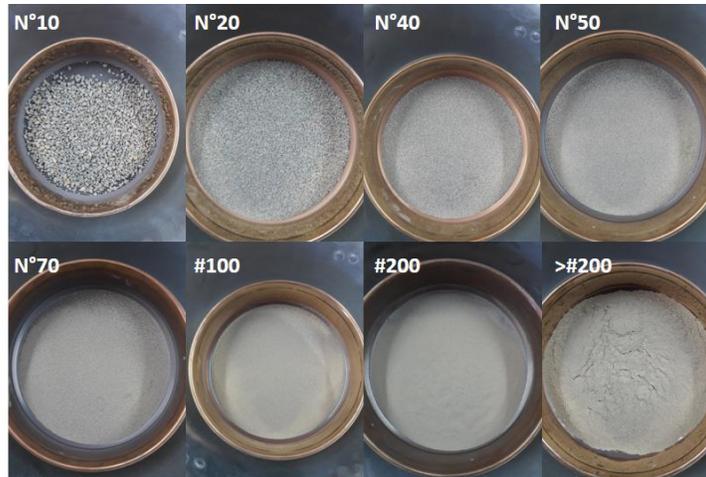
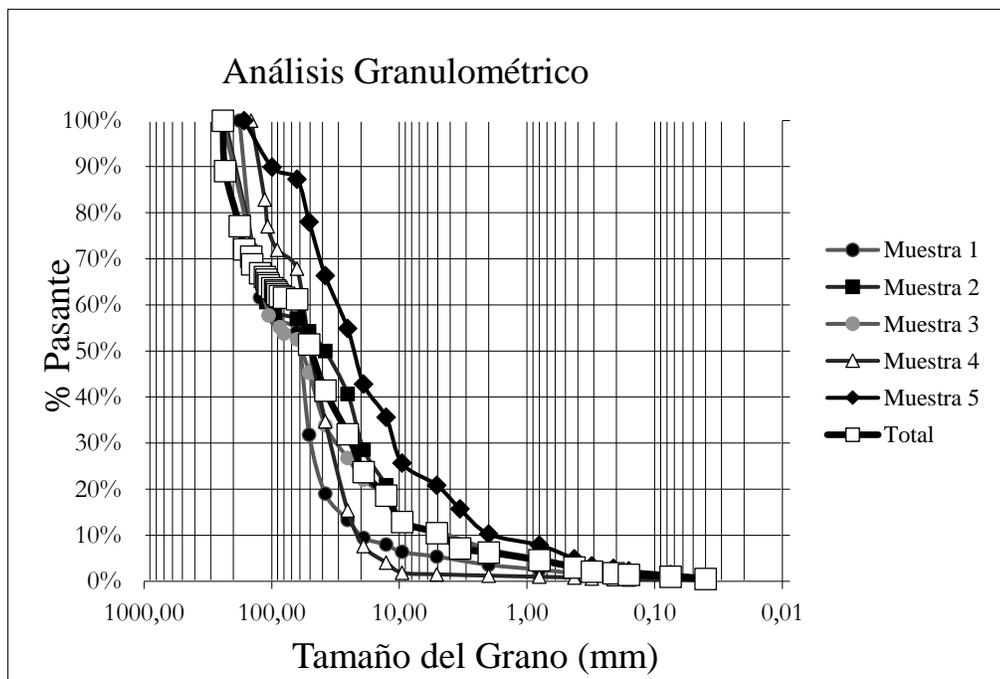


Figura 4.12 Tamices desde la malla 10 hasta la malla 200 con material estéril (Elaboración propia).

Al revisar la distribución granulométrica ensayada y según la clasificación AASHTO el 87,1% del material muestreado esta sobre los 4,75 mm correspondiente a grava, el 12,4% entre los 4,75 y 0,075 mm corresponde a arenas y el 0,5% corresponde a material fino, por lo que se considera una muestra bastante limpia y con un bajo contenido de finos (menor a 0,075mm), la curva granulométrica representada en el Gráfica 4.1 presenta las distintas granulometrías por cada muestras, en rojo se puede observar un total ponderado en peso que representa mejor la granulometría del material estéril.



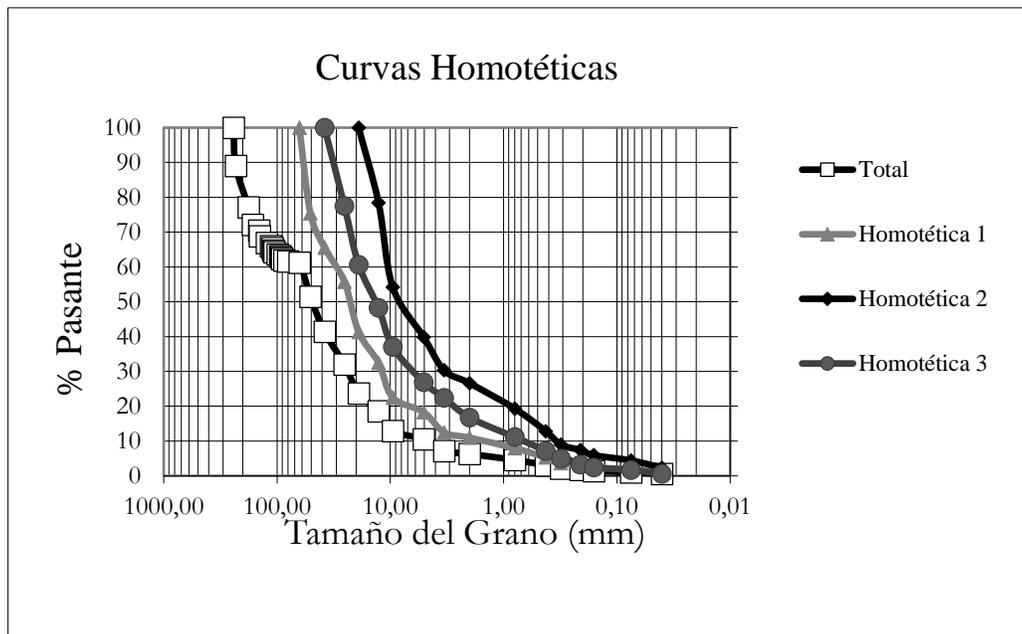
Gráfica 4.1 Curva Granulométrica material estéril.

De la curva se puede notar claramente la poca presencia de finos y la gran cantidad de partículas gruesas, el coeficiente de uniformidad y de curvatura se presentan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Parámetros curva granulométrica

D_{10}	4,77 mm
D_{30}	23,72 mm
D_{50}	48,76 mm
D_{80}	190,11 mm
C_u'	39,83
C_c	1,91

Al tratarse de materiales no consolidados gruesos se realiza la curva homotética. Esta si bien no permite realizar todas las estimaciones necesarias es de gran utilidad para calcular la densidad del material estéril de forma muy práctica. Para otras estimaciones se sugiere no utilizar las curvas homotéticas ya que las características de un material tronado como el que se utilizó en este estudio no aseguran una correcta estimación mediante las curvas paralelas. Para la estimación de densidades máximas y mínimas de la muestra se realizaron 3 curvas homotéticas (Gráfica 4.2) las cuales están escaladas de acuerdo a los porcentajes P_{80} , P_{60} , P_{30} y P_{10} con el fin de tener una proyección paralela a la curva original sin exceder el porcentaje de finos y conservando la uniformidad y curvatura. Las curvas homotéticas realizadas son las siguientes.



Gráfica 4.2 Curvas homotéticas.

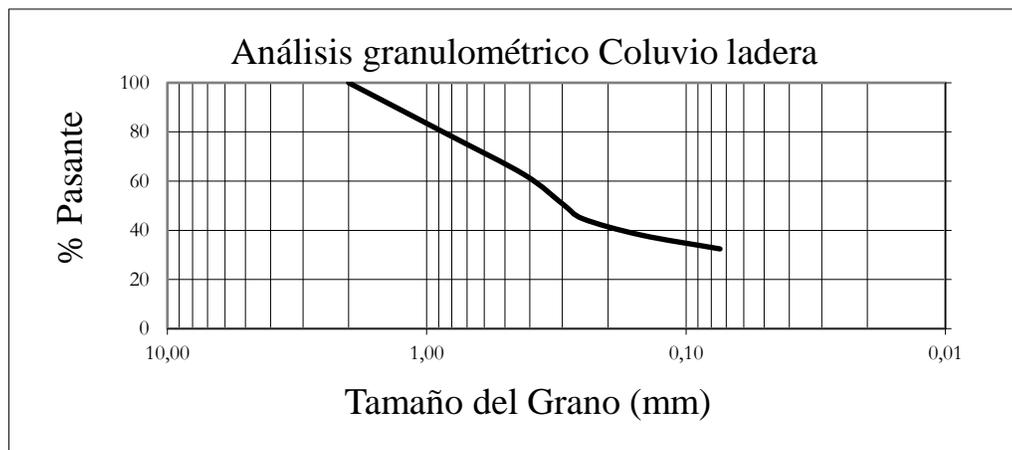
Los coeficientes y tamaños de partícula característicos para la curva granulométrica y las curvas homotéticas se presentan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 propiedades curvas homotéticas.

Granulometría	C _u	C _c	C _u *	Error	P ₁₀ (mm)	P ₅₀ (mm)	P ₈₀ (mm)
Original	12,93	1,91	39,83	0%	4,77	48,76	190,12
Homotética 1	18,56	3,40	38,99	2%	1,49	22,64	58,09
Homotética 2	30,10	2,96	38,58	3%	0,67	13,45	26,57
Homotética 3	28,00	3,06	39,86	-2%	0,34	7,92	13,08

El escalamiento fue realizado reduciendo proporcionalmente la curva original en un 25% aproximadamente conservando la uniformidad de la distribución granulométrica, posteriormente el escalamiento fue de un 50% aproximadamente para cada reducción, las nuevas granulometrías comparten la uniformidad y proporciones adecuadas para preparar las nuevas muestras que serán necesarias para los estudios de densidad que serán cargados al modelo.

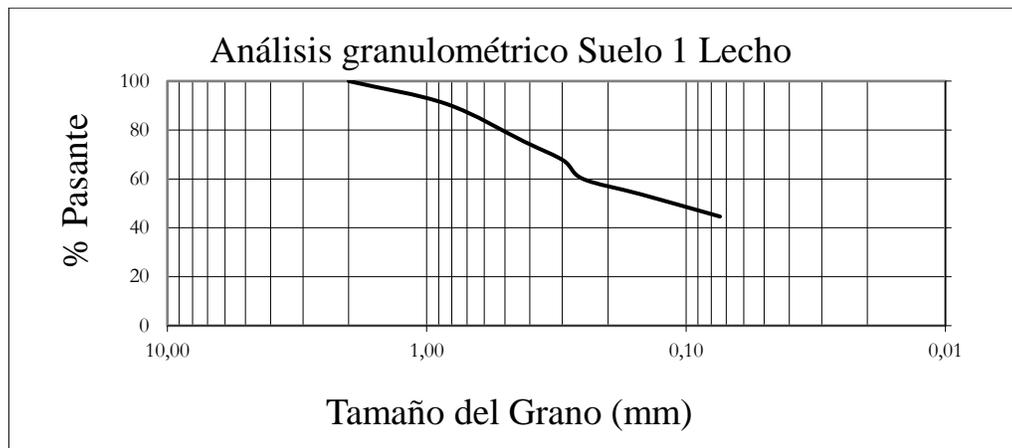
Para la granulometría del suelo de fundación (suelo lecho de quebrada) y coluvio (en laderas) se extrajo una muestra de aproximadamente 2 kg proveniente del material extraído para el ensayo de densidad *in situ*. Una vez seca la muestra se llevó al proceso de tamizado, para obtener un buen resultado primero se debió realizar un lavado de la muestra debido a la aglomeración de partículas finas de suelo, se utilizaron las mallas ASTM mencionadas en el análisis de material estéril para el tamizaje mecánico. La distribución granulométrica se puede observar en la Gráfica 4.3, las gráficas de distribución granulométrica del suelo de fundación no incluyen la parte fina del material debido al proceso de lavado de la muestra, por lo que se considera fino todo el porcentaje en peso del material que no fue graficado.



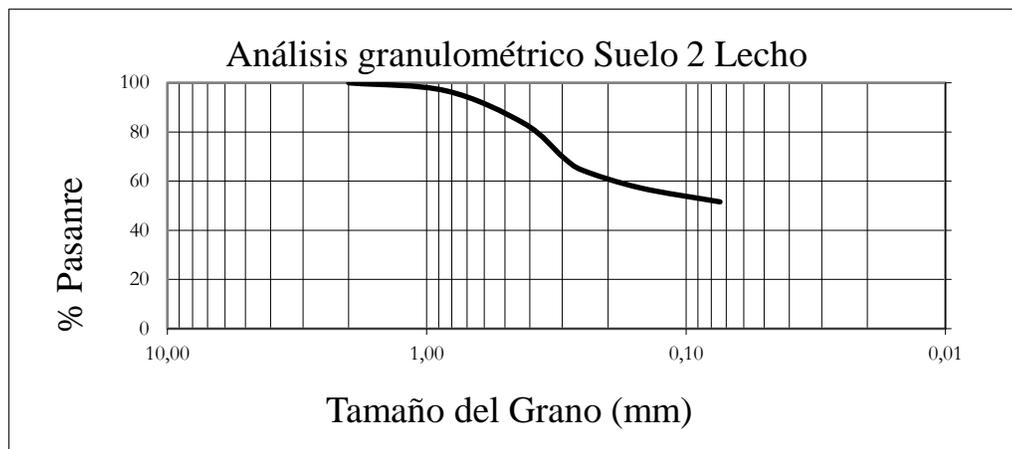
Gráfica 4.3 Curva Granulométrica del coluvio de ladera.

De la Gráfica 4.3 se puede extraer que el material grueso mayor a 4,75 mm es nulo en la muestra una vez realizado el proceso de lavado, la fracción de arena entre 4,75 y 0,075 mm corresponde a un 76,2% de la muestra y un 23,8% corresponde a los finos correspondientes a limos y arcillas. Por lo que se considera un material arenoso preliminarmente con contenido de arcilla.

Para el material del suelo se realizó el mismo proceso de tamizado obteniendo los siguientes resultados (Gráfica 4.4 y Gráfica 4.5).



Gráfica 4.4 Curva granulométrica del suelo 1 lecho quebrada.



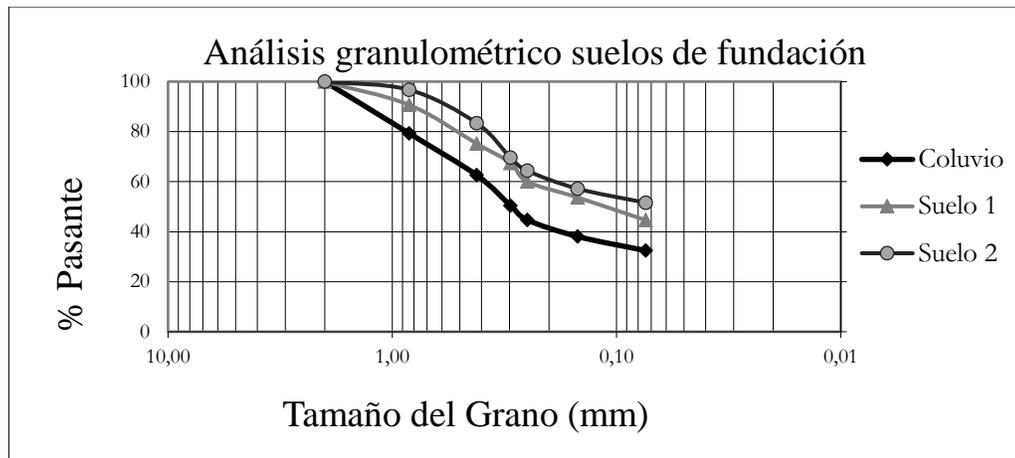
Gráfica 4.5 Curva granulométrica del suelo 2 lecho quebrada.

En estos casos también existe una nula presencia de material grueso una vez realizado el lavado de la muestra, la fracción de arena corresponde a un 57,58% y un 42,42% de finos que corresponden a limos y arcillas, para la muestra del suelo 1 lecho un 53,46% de fracción de arena y 46,54% de finos para la muestra suelo 2 lecho de quebrada calificando como una arena con alto porcentaje de arcillas, esto puede ser asociado al grado de meteorización mayor que sufre el suelo del lecho de la quebrada respecto al coluvio ladera, ya que,

en teoría debiesen ser el mismo material (Gráfica 4.6). Las características de las curvas granulométricas para el suelo de fundación se encuentran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Propiedades granulométricas material suelo

Granulometría	Cu	Cc	P ₁₀ (mm)	P ₃₀ (mm)	P ₆₀ (mm)
Suelo 1 lecho	4,3	0,31	0,06	0,07	0,26
Suelo 2 lecho	4,2	0,281	0,06	0,07	0,27
Coluvio laderas	11,2	0,325	0,07	0,13	0,75

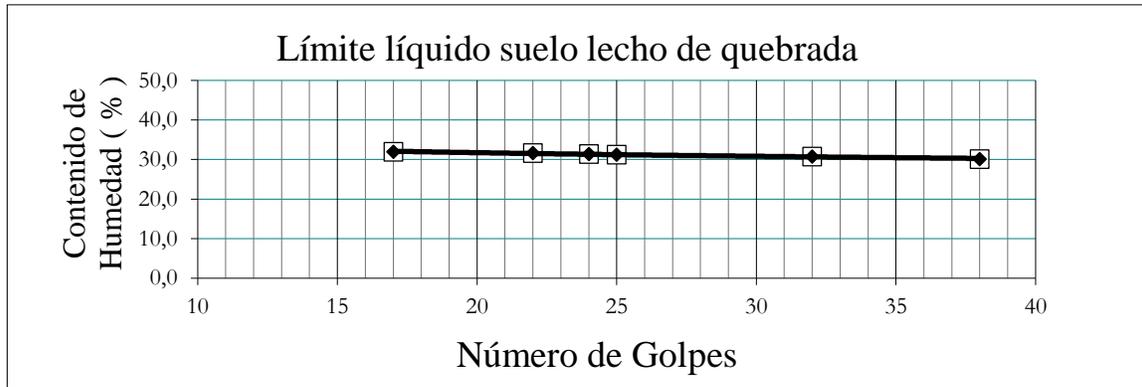


Gráfica 4.6 Curvas granulométricas Suelo de fundación.

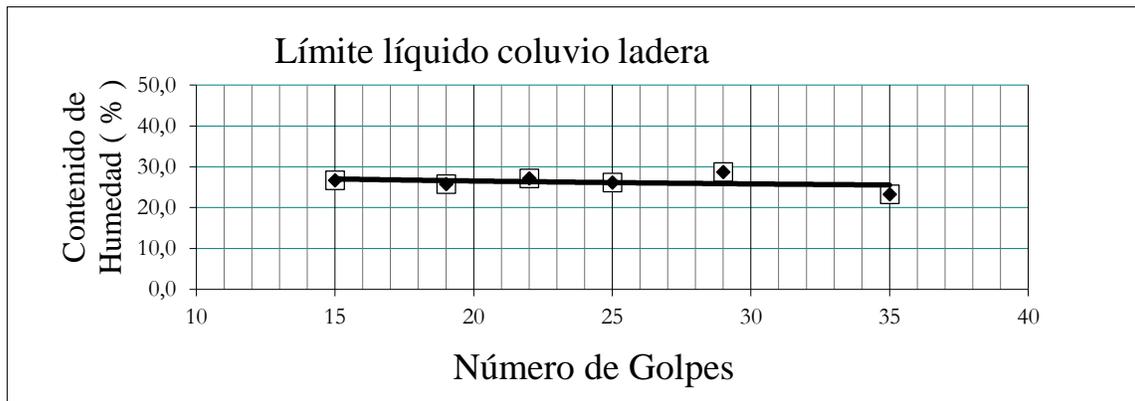
4.2.4 Límites de Atterberg

Se realizó el ensayo de límites de Atterberg para el material estéril y suelo, siguiendo el procedimiento según la norma descrita en el capítulo 2, el material fue tamizado bajo la malla ASTM N°40 y sobresaturado con agua antes de realizar el ensayo para acondicionar la muestra, para el material estéril, no se pudo realizar el ensayo de límite líquido, puesto que el material sobresaturado no resistió los 10 golpes mínimos en el equipo de Casagrande, por lo que se concluyó que el material estéril no tiene plasticidad.

Para el suelo de fundación, el material pudo ser ensayado para calcular los dos límites, para el límite líquido se obtuvieron las Gráfica 4.7 y Gráfica 4.8.



Gráfica 4.7 Límite líquido Suelo lecho de quebrada.



Gráfica 4.8 Límite líquido Coluvio ladera.

El alto contenido de humedad se puede explicar debido a la gran cantidad de material arcilloso en la muestra, descrito por los estudios realizados por la mina, los resultados finales del ensayo se presentan en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Propiedades plasticidad materiales

Material	LL	LP	IP
Estéril	-	-	-
Suelo lecho de quebrada	31,23%	16,92%	14,31%
Coluvio ladera	26,13%	11,89%	14,24%

Según la gráfica de plasticidad de USCS (ASTM D4318) el material corresponde preliminarmente como un suelo arcilloso de baja plasticidad.

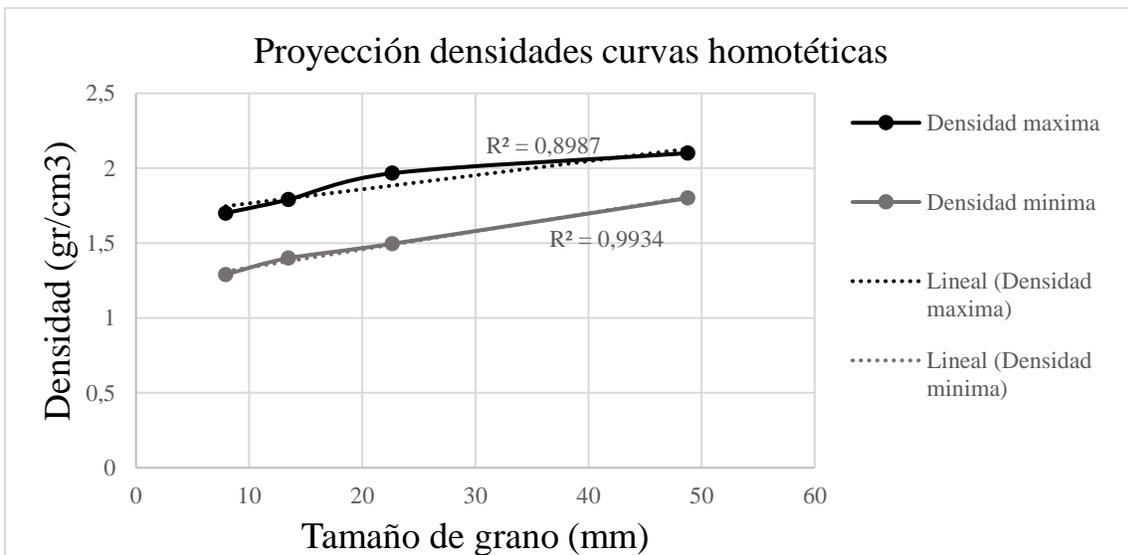
4.2.5 Densidad

Para determinar la densidad del material estéril se realizó la técnica de las curvas homotéticas, considerando 3 curvas de diámetro medio de 7,9 mm; 13,4 mm; 22,6 mm. El tamaño medio de la muestra original total es de 48,8 mm, para determinar la densidad se utilizaron moldes de volumen conocido, $10.292,2 \text{ cm}^3$ para la muestra de 22,6 mm y $5.526,9 \text{ cm}^3$ para las muestras de diámetro medio 7,9 y 13,4 mm, los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Densidades mínimas y máximas de as homotéticas.

$D_{50}(\text{mm})$	$D_{\min}(\text{gr}/\text{cm}^3)$	$D_{\max}(\text{gr}/\text{cm}^3)$
22,6	1,5	2,0
13,4	1,4	1,8
7,9	1,3	1,7

En base a los resultados obtenidos se puede proyectar la curva hacia el tamaño medio de la muestra original, para lo que se considera el material estéril en condición de roca caja tiene una densidad de $2,7 \text{ ton}/\text{m}^3$ y que según los estudios realizados por Leonardo Dorador en el año 2018 que indican que a mayor tamaño de partícula los índices de vacíos máximo y mínimo tienden a ser cada vez más próximos entre sí, se proyectó una curva de tendencia que indica que las densidades máximas y mínimas para el material estéril están en un rango de 2,1 a $1,8 \text{ gr}/\text{cm}^3$ (Gráfica 4.9).



Gráfica 4.9 Densidades muestras homotéticas y extrapolación a muestra original.

Para el material del suelo de fundación se realizaron 3 ensayos de densidad *in situ*, realizados en los mismos puntos donde se extrajo muestra para el ensayo granulométrico vistos en la Figura 4.8, el ensayo de densidad realizado fue mediante el método del cono de arena, para lo cual se cortó el suelo eliminando la capa vegetal y nivelando el terreno para realizar el ensayo (Figura 4.13).



Figura 4.13 Ensayo de densidad *in situ* coluvio ladera (Elaboración propia).

Los resultados de la Tabla 4.6 muestran los valores obtenidos para cada punto de muestreo.

Tabla 4.6 Densidades *in situ* material del suelo.

Material	Densidad <i>in situ</i> (gr/cm ³)	Humedad (ω %)	Densidad seca (gr/cm ³)
Coluvio	2,02	9%	1,85
Suelo 1 Lecho	1,95	11%	1,76
Suelo 2 Lecho	1,89	3%	1,83
Total	1,95	8%	1,81

Se puede deducir del análisis de densidad y de granulometría que el material desde la ladera y el material del suelo desde la quebrada son el mismo, solo que el material de la zona plana ha pasado por un mayor proceso de meteorización, eso explicaría su mayor contenido de finos y material menos denso, sin embargo, según la distribución granulométrica el material se define mejor como una arena densa con contenido de arcillas.

4.2.6 Gravedad específica de los sólidos

Corresponde a la relación entre la masa de un sólido con cierto volumen a una temperatura conocida y la masa de un mismo volumen de agua sin presencia de aire a la misma temperatura, esta relación en los suelos

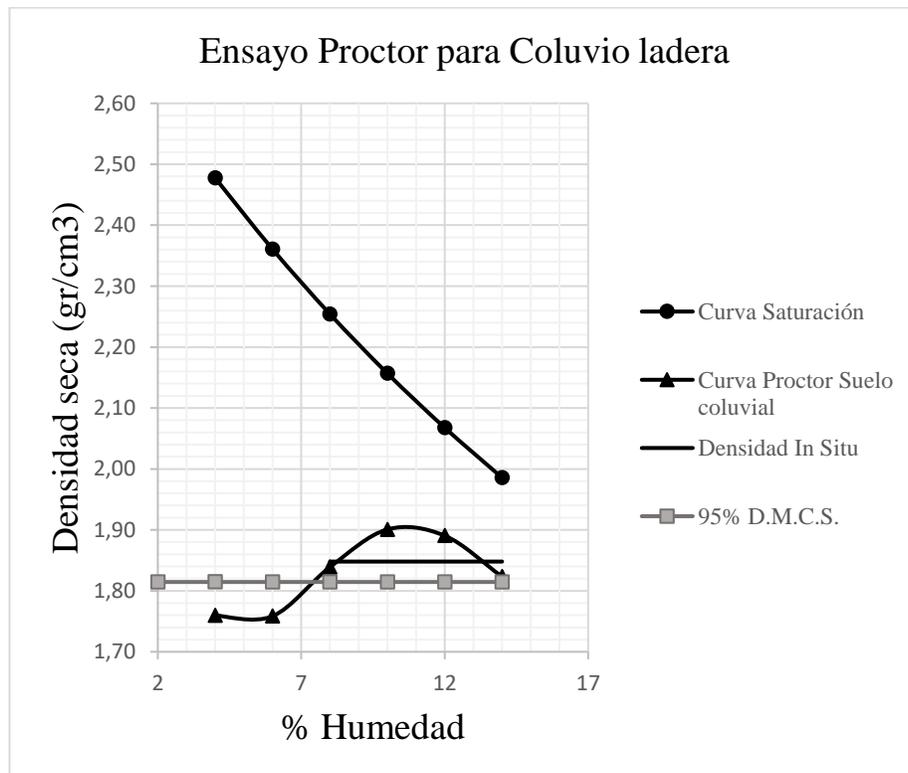
permite determinar propiedades índices de una muestra, como lo son la porosidad (n), índice de vacíos (e) y densidad de saturación de un suelo. Para el suelo coluvial se realizó un ensayo de gravedad específica, el cual determinó los siguientes valores para una muestra de 70 gr a una temperatura ambiente de 20°C, los resultados están resumidos en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Gravedad específica y índices.

Gs	2,75
w(%)	0,20
e	0,55
n	0,35

4.2.7 Ensayo Proctor

Para determinar el grado de compactación que posee el suelo *in situ* se realizó un ensayo Proctor estándar para el suelo coluvial (Figura 4.14), este ensayo permite determinar la densidad compactada seca máxima en un rango de humedades definido, el material. El resultado obtenido mediante el ensayo es comparado con la densidad *in situ*, y el 95% de la densidad máxima seca. Los resultados obtenidos se observan en la Gráfica 4.10.



Gráfica 4.10 Diagrama Ensayo Proctor Estándar para Coluvio ladera.

Se puede observar que la densidad máxima compactada seca corresponde a $1,91 \text{ gr/cm}^3$ considerando una arena densa, la densidad *in situ* seca corresponde a $1,84 \text{ gr/cm}^3$ lo cual significa, en base a los resultados del ensayo proctor, el suelo de fundación se encuentra con un grado de compactación cercano al 96,7%.



Figura 4.14 Material compactado durante ensayo Proctor modificado.

4.2.8 Clasificación de suelos

Según la clasificación de suelos USCS, los materiales se pueden clasificar en función de su granulometría y plasticidad. Los materiales estudiados se resumen según sus características en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Resumen clasificación de suelos.

Material	Estéril	Suelo Lecho de quebrada	Coluvio ladera
% retenido malla N°4	92,8	0	0
% retenido malla N°200	0,55	43	23,4
Coefficiente de uniformidad C_u	39,8	4,2	11,2
Coefficiente de curvatura C_c	1,9	0,3	0,32
Limite líquido (%)	-	31,23	26,13
Índice de plasticidad IP(%)	-	14,31	14,24
Densidad (gr/cm^3)	2,1	1,81	1,85
Ángulo de reposo	34°	31°	31°
Ángulo de fricción	34°	19°	29°
Tipo de suelo	GW	SP-SC	SP-SC
Tipo de suelo	Grava bien graduada	Arena mal graduada con contenido de arcilla	Arena mal graduada con contenido de arcilla

4.2.9 Ángulo de reposo

Para determinar el ángulo de reposo se pueden realizar dos metodologías, el ensayo de laboratorio y una inspección en terreno. Para el ensayo en laboratorio se dispuso de un embudo regulado a una altura determinada donde se dejó caer material en forma libre (ASTM C1444), posterior a eso se mide el diámetro que deja el material al caer y la altura máxima que forma el montículo de material. Para el material estéril resulta imposible realizar este ensayo de manera directa, debido al tamaño de las partículas y las características del ensayo por lo cual se realizó con una muestra representativa del material estéril pero escalada a un tamaño aceptable. Los resultados obtenidos están presentes en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Diámetros proyectados en ensayo de ángulo de reposo de material estéril y suelo.

Material estéril		Suelo de fundación					
Altura (cm)	H (cm)	D _x (cm)	φ (°)	Altura (cm)	H (cm)	D _x (cm)	φ (°)
20	6,6	18,9	34,93	20	6,4	19,45	33,35
20	6,8	18,95	35,67	20	5,6	19,75	29,56
20	7,3	19,25	37,18	20	5,5	19	30,07
25	6,7	19,35	34,70	25	5,6	19,65	29,68
25	6,5	18,75	34,73	25	5,7	20	29,68
25	6,4	17,25	36,58	25	6	19,35	31,81
30	6,1	19,55	31,97	30	5,3	18,85	29,35
30	6,3	18,4	34,40	30	6	19,85	31,15
30	6,4	19,6	33,15	30	5,5	19,65	29,24
Promedio			34,81	Promedio			30,43

Para comprobar que dichos cálculos no están alejados de la realidad se midió el ángulo formado en el cono de material directamente, y los resultados parecen ser coherentes (Figura 4.15).



Figura 4.15 A la izquierda, montículo formado por material estéril cuyo ángulo de reposo es de 34°. A la derecha montículo formado por suelo cuyo ángulo de reposo es de 31° (Elaboración propia).

Para el material estéril *in situ* se realizaron una serie de fotografías con el fin de determinar el ángulo medio de estas (Figura 4.16).



Figura 4.16 A la izquierda medición en terreno de ángulo de reposo de material estéril cuyo valor es 35° a la derecha medición en terreno de ángulo de reposo de material estéril cuyo valor es 31° (Elaboración propia).

Lo mismo se realizó con el material del suelo acumulado para hacer una calicata (Figura 4.17).



Figura 4.17 A la izquierda medición en terreno de ángulo de reposo material suelo cuyo valor es 22° a la derecha medición en terreno de ángulo de reposo material suelo cuyo valor es 32° (Elaboración propia).

Estos ángulos de reposo del material indican cómo es el acomodo que adquiere la partícula al momento de ser depositada por volteo de un equipo, es decir cómo se ira formando el talud al momento de verter el material, el ángulo de reposo suele ser el ángulo máximo del talud diseñado, ya que corresponde a la máxima inclinación que el material adquiere al ser vertido desde una altura determinada.

De los resultados medidos en terreno y laboratorio se toma una decisión más conservadora que es utilizar los ángulos medidos en laboratorio para el diseño, puesto que el material en terreno varia demasiado y el valor promedio de los ensayos *in situ* es cercano al medido en laboratorio.

4.2.10 Ensayos UCS

Se realizaron ensayos de compresión uniaxial simple (UCS) sobre algunas partículas del material estéril (Figura 4.18), con el fin de establecer cuán significativo es el daño y deterioro en el material post tronadura, las muestras seleccionadas para el ensayo corresponden a las muestras medidas y estudiadas sobre 3 pulgadas en el análisis granulométrico, las muestras fueron ensayadas mediante un equipo de compresión (Figura 4.19).

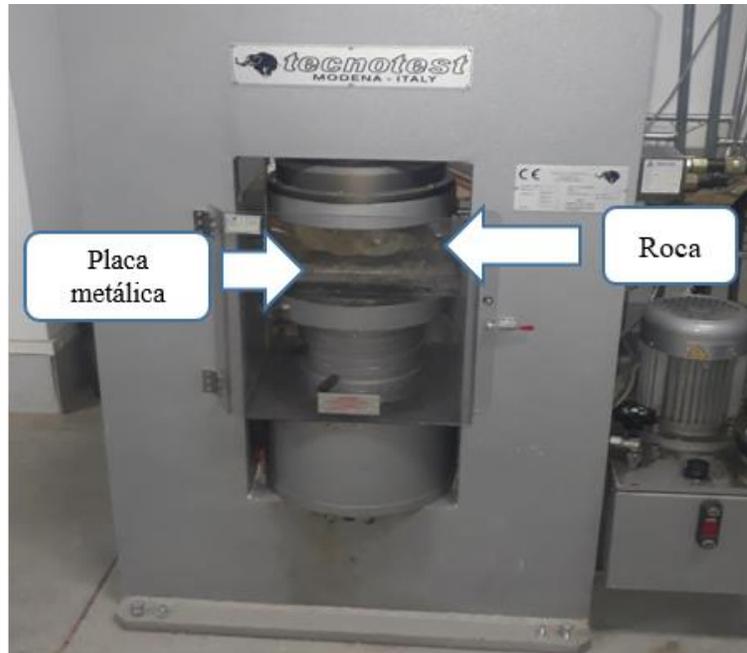


Figura 4.18 Ensayo de compresión simple sobre material estéril (Elaboración propia).



Figura 4.19 Roca pre y post ensayo de compresión simple, con una fractura vertical sin rotura de matriz (Elaboración propia).

Dada la heterogeneidad de las partículas tanto en tamaño, forma y composición se normaliza calculando De^2 valor que corresponde al producto entre los diámetros de la base L1 y L2, este valor divide a la carga máxima aplicada obteniendo la resistencia de la muestra, la roca a ensayar debe cumplir requisitos mínimos para poder ser ensayada, como lo son poseer una superficie plana en donde realizar la compresión y tener una

relación ancho alto adecuada para la compresión. Para estandarizar el resultado se aplica un factor de corrección, este permite entregar un valor de resistencia a la compresión uniaxial normalizado de una probeta de 50mm I_{s50} Los resultados de cada ensayo se pueden observar en la Tabla 4.10 y los resultados finales en la Tabla 4.11.

Tabla 4.10 Resultados ensayo de compresión simple

Figura	Masa (kg)	Alto (cm)	l1 (cm)	l2 (cm)	Área (mm ²)	De ²	Carga Max (kN)	Is (Mpa)	F (corrección)	Is ₅₀ (Mpa)
1,0	3,3	9,2	16,5	17,1	7217,7	293,1	46,9	160,0	0,6	98,8
2,0	1,6	5,6	9,1	22,2	11951,7	494,2	39,8	80,5	0,7	55,9
3,0	0,8	10,5	11,1	10,5	4705,3	116,9	40,8	349,1	0,5	175,2
5,0	1,3	7,4	9,9	14,3	8988,4	204,5	20,3	99,3	0,6	56,5
6,0	1,2	14,0	10,8	16,0	7414,5	256,0	32,0	125,0	0,6	74,9
7,0	0,6	4,5	9,0	12,4	4054,7	154,3	17,0	110,2	0,5	58,9
8,0	0,6	4,5	8,4	11,1	3235,8	123,4	10,8	87,5	0,5	44,5
2,1	2,7	9,6	10,4	15,5	8506,7	241,5	11,3	46,8	0,6	27,7
2,2	1,4	8,7	9,2	11,6	4639,8	134,6	38,8	288,3	0,5	149,4

Tabla 4.11 Resumen resultados ensayo de compresión simple.

Mínimo (Mpa)	27,7
Máximo (Mpa)	175,2
Mediana (Mpa)	58,9
Promedio (Mpa)	82,4
Desv. Estándar	49,7

El valor promedio obtenido del ensayo fue de 82,4 MPa, valor que, comparado con los 84,6 MPa entregados en el informe geomecánico de la mina (FF GeoMechanics, 2014) resultan ser similares, por lo que puede significar que producto de la tronadura las propiedades resistivas del material se ven afectadas levemente.

Los mínimos y máximos medidos durante el ensayo varían mucho debido a la heterogeneidad de la muestra, siendo más resistentes las muestras con menor cantidad de discontinuidades.

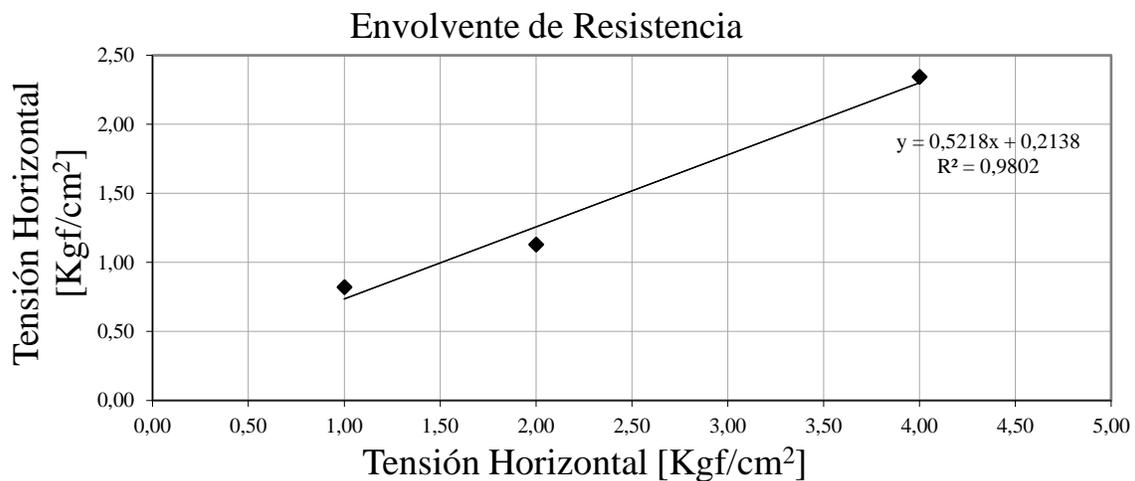
4.2.11 Resistencia al corte

Los resultados obtenidos mediante el ensayo de corte directo se realizaron para el material del suelo y el material coluvial, ambos ensayos se realizaron utilizando 3 cargas horizontales correspondientes a 1,2 y 4 kg/cm², las cargas fueron definidas bajo el criterio de que el modelo de botadero realizado efectuaría una presión aproximada de 4 kg/cm² sobre el suelo de fundación (400 kPa), por lo que es necesario evaluar el comportamiento del material en ese nivel de carga. El ensayo se realizó a una velocidad de 0,5 mm/min durante 20 minutos para cortar 10 mm de muestra, el ensayo de laboratorio entregó como resultado las tensiones máximas de corte, mediante la envolvente Mohr Coulomb se puede determinar la cohesión y ángulo de fricción interno del material. Los resultados obtenidos fueron los siguientes.

Para el material coluvio ladera los resultados del ensayo de corte directo se resumen en la Tabla 4.12 y la Gráfica 4.11.

Tabla 4.12 Resumen resultados ensayo de corte en material coluvio

Ensayo	σ	τ	C	ϕ
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	(°)
1	1,00	0,82	0,21	31
2	2,00	1,13	0,21	25
3	4,00	2,34	0,21	28

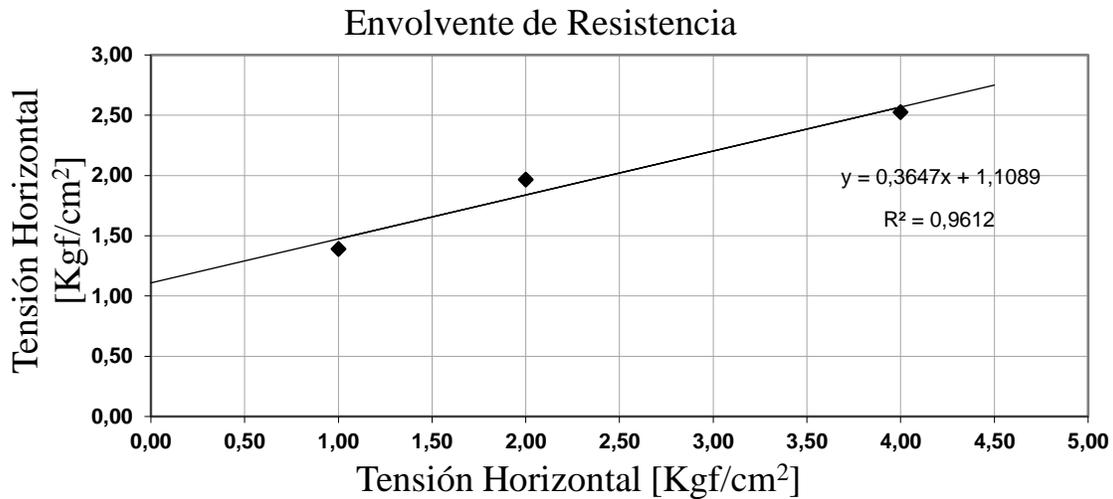


Gráfica 4.11 Envolvente de resistencia al corte Coluvio ladera.

Los resultados determinan que es un suelo con alta cohesión de 21 kPa y un ángulo de fricción de 28° valores que no presentan problemas respecto a la estabilidad del modelo. Para suelo “lecho de quebrada” los resultados se resumen en la Tabla 4.13 y la Gráfica 4.12.

Tabla 4.13 Resumen resultado ensayo de corte suelo lecho de quebrada

Ensayo	σ	τ	C	ϕ
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	(°)
1	1,00	1,39	1,11	16
2	2,00	1,97	1,11	23
3	4,00	2,53	1,11	19



Gráfica 4.12 Envolvente resistencia al corte material suelo lecho de quebrada.

El suelo se diferencia notablemente del coluvio respecto a este ensayo pues resulta un material altamente cohesivo, obteniéndose una cohesión de 110 kPa y un ángulo de fricción de 19°, este resultado puede ser efecto de la velocidad de corte del ensayo, que para materiales con contenidos de arcilla suele ser más lenta para evitar que las presiones de poro afecten a la muestra, sin embargo el resultado de este ensayo se considera un estado post sismo en donde el material de fundación sufrió deformaciones y la presencia de agua afecta directamente a la partícula.

La resistencia al corte es fundamental no solo para el análisis estático, lo es más para el análisis dinámico puesto que las tensiones generadas por un sismo afectan a la partícula como tensiones cortantes, si el material no es caracterizado correctamente o su cohesión, ángulo de fricción interna y resistencia al corte no corresponden al suelo real la respuesta sísmica es totalmente diferente.

Si se considera una condición no drenada para el suelo de fundación es decir cuando la presión de poros está presente el material no trabaja de la mejor forma frente a cargas, compactándose y eliminando la fricción entre partículas, lo cual puede generar inestabilidades en una estructura sobre el suelo de fundación, para el estudio post sísmico se aplicará una condición no drenada y la cohesión presente en las partículas, expresada en S_u corresponderá a la mitad de la cohesión en condiciones drenadas (Tabla 4.14).

Tabla 4.14 Valores cohesión y ángulo de fricción interno para los materiales en condiciones drenadas y no drenadas.

Material	Condición normal		Condición no drenada	
	C (kPa)	ϕ	S_u (kPa)	ϕ
Coluvio Ladera	21	29	11	0
Suelo lecho de quebrada	110	19	55	0

4.2.12 Evaluación sísmica

Para el estudio sísmico lo primero es evaluar cuál fue la aceleración máxima en el sector de la mina, por lo que se buscó información referente a algún acelerógrafo en la zona, lamentablemente los registros más cercanos a la mina corresponden a Talca y el acelerógrafo está ubicado en suelo por lo que su registro de aceleraciones se ve modificado por el efecto de sitio.

Para determinar un registro que modele adecuadamente el sismo se necesita un registro en roca por lo cual se utilizó el registro medido por la Universidad Técnica Federico Santa María (UTFSM) en Valparaíso (Tabla 4.15), dicho registro muestra una aceleración transversal máxima de 0,29g considerado alto en función a la distancia que se encuentra del epicentro del terremoto aproximadamente 320 km, dicho registro se puede apreciar en la Figura 4.20.

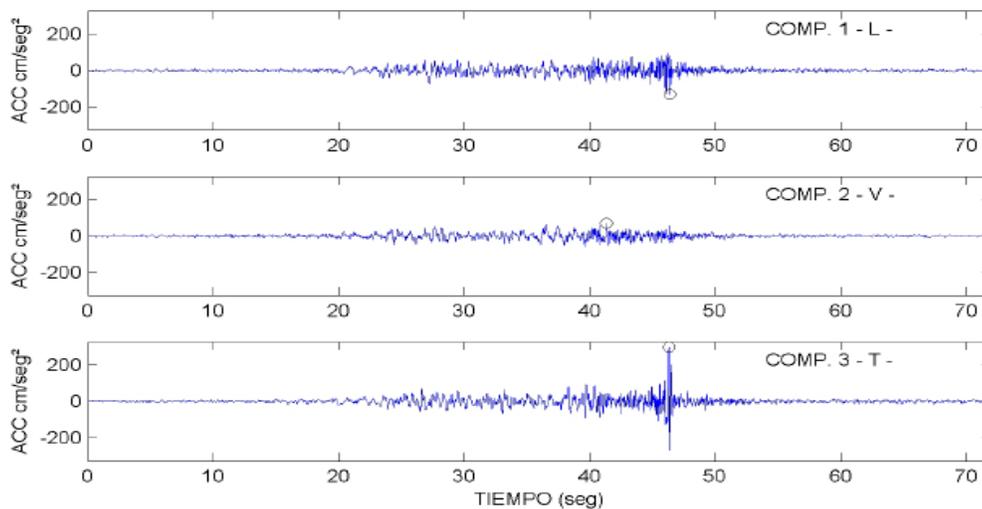


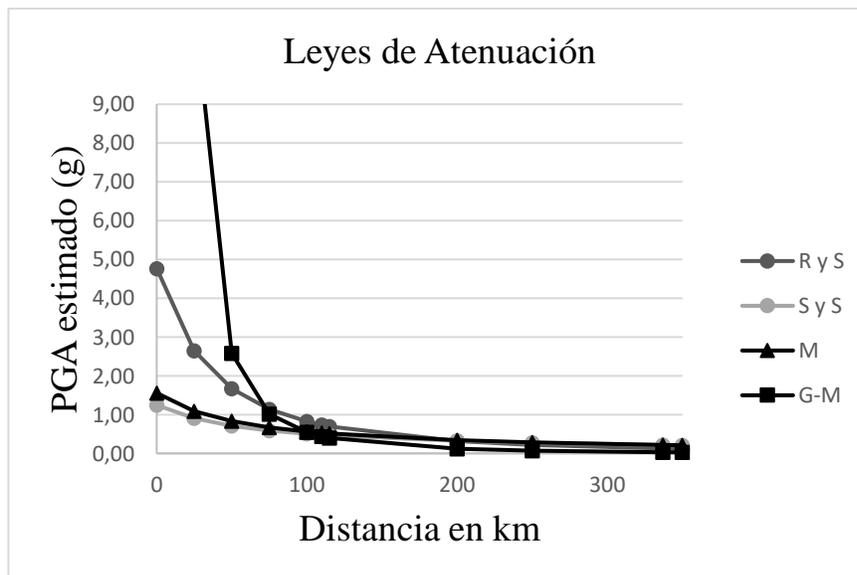
Figura 4.20 Aceleraciones registradas en un periodo de 70 segundos durante el terremoto del 27 de febrero del 2010 medidas en UTFSM, Valparaíso.

Tabla 4.15 Registro UTFSM Terremoto 27F

Valparaíso UTFSM		Valor máximo registrado		
Magnitud	8,8Mw	Longitudinal	Vertical	Transversal
Aceleración (cm/s ²)		128,95	69,05	285,35
Velocidad (cm/s)		7,38	9,37	16,02
Desplazamiento (cm)		2,48	2,39	2,41

Para evaluar el sismo directamente sobre la zona de estudio se debe modificar el registro del sismo en función de la distancia a la cual se necesita trabajar, en este caso la distancia del hipocentro del terremoto hasta la mina Chépica, mediante el uso de leyes de atenuación se puede estimar el PGA esperado en la zona de estudio para un sismo de las características mencionadas anteriormente, como se vio en el capítulo 2 en la Figura 2.13, el PGA esperado en la zona sería de entre 0,4 y 0,5g. Con el fin de realizar una estimación con el menor error posible se evalúan diferentes leyes de atenuación en función de la distancia del hipocentro del sismo hasta la mina, el registro medido en la UTFSM, fue medido en roca y el valor de PGA estimado será considerado como el registro asociado al *bedrock* es decir la roca que emite directamente el sismo sin alteración ni efectos de sitio.

Para estimar correctamente el PGA asociado a la zona de estudio se aplican diferentes leyes de atenuación con el fin de seleccionar la ley de atenuación que mejor se ajuste a los valores de PGA registrados durante el terremoto y extraídos del reporte de la red nacional de acelerógrafos (RENADIC). Las leyes de atenuación utilizadas corresponden a las realizadas por Schaad y Saragoni (1989), Martin (1990), Ruiz y Saragoni (2005) y Montalva (2017). Cada ley de atenuación está en función de la distancia en kilómetros y se pueden ver a continuación (Gráfica 4.13).



Gráfica 4.13 Leyes de atenuación en función de la distancia.

Los valores de PGA estimados con cada ley de atenuación se pueden observar en la tabla 4.16, considerando como comparativa los registros de aceleración de UTFSM y registro en Talca. La Tabla 4.16 incluye un factor de amplificación (o escalamiento) para el registro original medido en *bedrock*, de esta forma la estructura original del sismo es replicada formando un nuevo registro cuyo PGA sería el esperado en la zona de estudio.

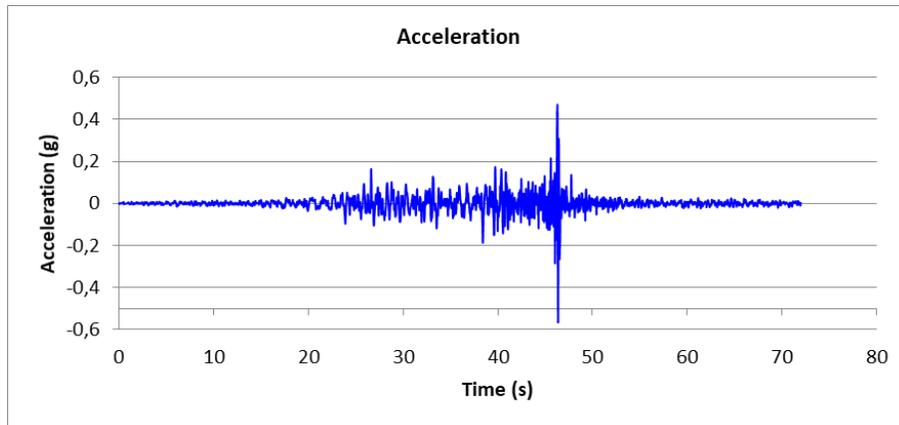
Tabla 4.16 Resultados estimados de cada ley de atenuación para distintas locaciones.

Localidad	Valparaíso	Talca	Pencahue	Factor de escalamiento de la señal
Ley de atenuación	PGA <i>Bedrock</i>	PGA <i>Bedrock</i>	PGA <i>Bedrock</i>	
Registro	0,290	0,407	-	1
Montalva (2017)	0,264	0,405	0,556	1,9
Ruiz y Saragoni (2005)	0,135	0,697	0,793	2,7
Schaad y Saragoni (1989)	0,222	0,470	0,500	1,7
Martin (1990)	0,223	0,519	0,556	1,9

Cada ley de atenuación fue modelada en base a diferentes registros y estimaciones, por lo que es común que los resultados difieran un poco debido a que las leyes de atenuación se ajustan a la zona sísmica para la cual fueron diseñadas, además se debe considerar que muchas de estas leyes de atenuación son dependientes sólo de la magnitud y la distancia del hipo o epicentro, junto a las constantes características de cada sismo. En base a lo anterior y dada su aceptación internacional, se selecciona la ley de atenuación G-M (Montalva, 2017) dado que es la estimación que mejor se acerca al resultado real, tomando como comparación los registro de Talca y UTFSM, y considerando que esta ley contempla las características del material que se está usando (ver Atenuación de la aceleración), la cual aplica de mejor forma al estudio sísmico esperado en la zona.

Mediante la ley de atenuación de Montalva (G-M) y la información correspondiente al acelerógrafo de la UTFSM, considerando un V_{s30} mayor a 1.000 m/s que según G-M corresponde a un registro en roca para un sismo interplaca, el PGA_{Roca} estimado tiene un máximo de 0,264g a 326 km desde el epicentro, valor cercano al valor medido por el acelerógrafo de la UTFSM, el mismo caso ocurre en el registro en Talca, la ecuación da como valor un PGA_{Roca} 0,405g a 115 km desde el epicentro, similar a los 0,407g registrados. por lo que la ecuación es coherente a los valores esperados. Si se evalúa la ecuación a 100 km, distancia desde el epicentro a la mina y considera un V_{s30} en roca superior a 1.000 m/s (valor mínimo para una roca competente); el PGA_{Roca} obtenido corresponde a 0,55g, valor considerado muy alto pero coherente con los PGA esperados en la zona del Maule.

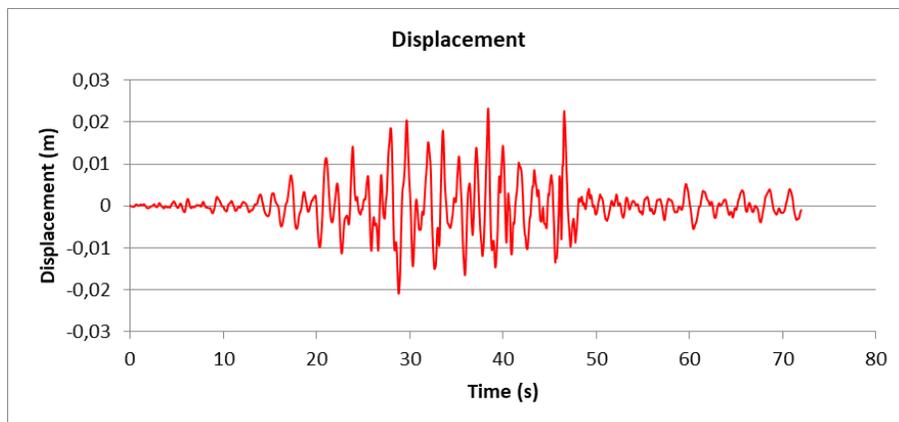
El nuevo registro de aceleración se hace en función del PGA estimado por la ecuación G-M, de esta manera se obtienen los siguientes registros en roca (Gráfica 4.14).



Gráfica 4.14 Registro de aceleración estimado zona Penciahue realizado en DEEPSOIL.

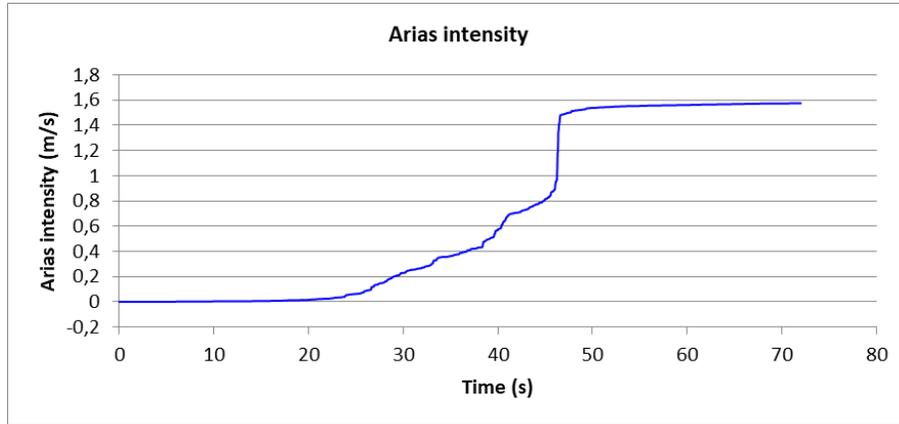
De la Gráfica 4.14 del registro se puede observar que la aceleración *peak* ocurre en un instante de tiempo muy pequeño, característica de los sismos interplaca, los cuales poseen grandes aceleraciones, pero en periodos de tiempos muy cortos y a altas frecuencias, lo cual minimiza en parte el grado de destrucción ya que de poseer un periodo de tiempo más largo se incrementa considerablemente el efecto destructivo del sismo.

Respeto a los desplazamientos se puede observar que los mayores desplazamientos ocurren a menores aceleraciones (Gráfica 4.15), concentrando desplazamientos regulares entre 0,01 y 0,02 m en los periodos de tiempo desde el segundo 20 hasta el segundo 50, los desplazamientos registrados permiten entender que durante el sismo la roca está en constante movimiento y que después del momento *peak* de aceleración estos desplazamientos disminuyen significativamente.



Gráfica 4.15 Registro desplazamientos estimados zona Penciahue realizado en DEEPSOIL.

La intensidad de Arias corresponde a la energía acumulada presente en el sismo, la cual se incrementa desde el segundo 20 y alcanza su máxima energía en el *peak* de aceleración en el segundo 46,375 (Gráfica 4.16).



Gráfica 4.16 registro intensidad de Arias estimada zona Penciahue.

El PGA estimado por la ecuación será la aceleración máxima detectada en roca. Para tener la aceleración en superficie es necesario evaluar el efecto de sitio analizando los estratos desde el basamento rocoso hasta la superficie, por lo que se recurrió a información precedente de la estratigrafía de la mina y alrededores.

Según lo explicado por Rivas (2015), la zona de estudio se encuentra conformada principalmente por rocas del Jurásico Medio correspondiente a unidades de andesitas porfídicas (Figura 4.21, delimitado color celeste).

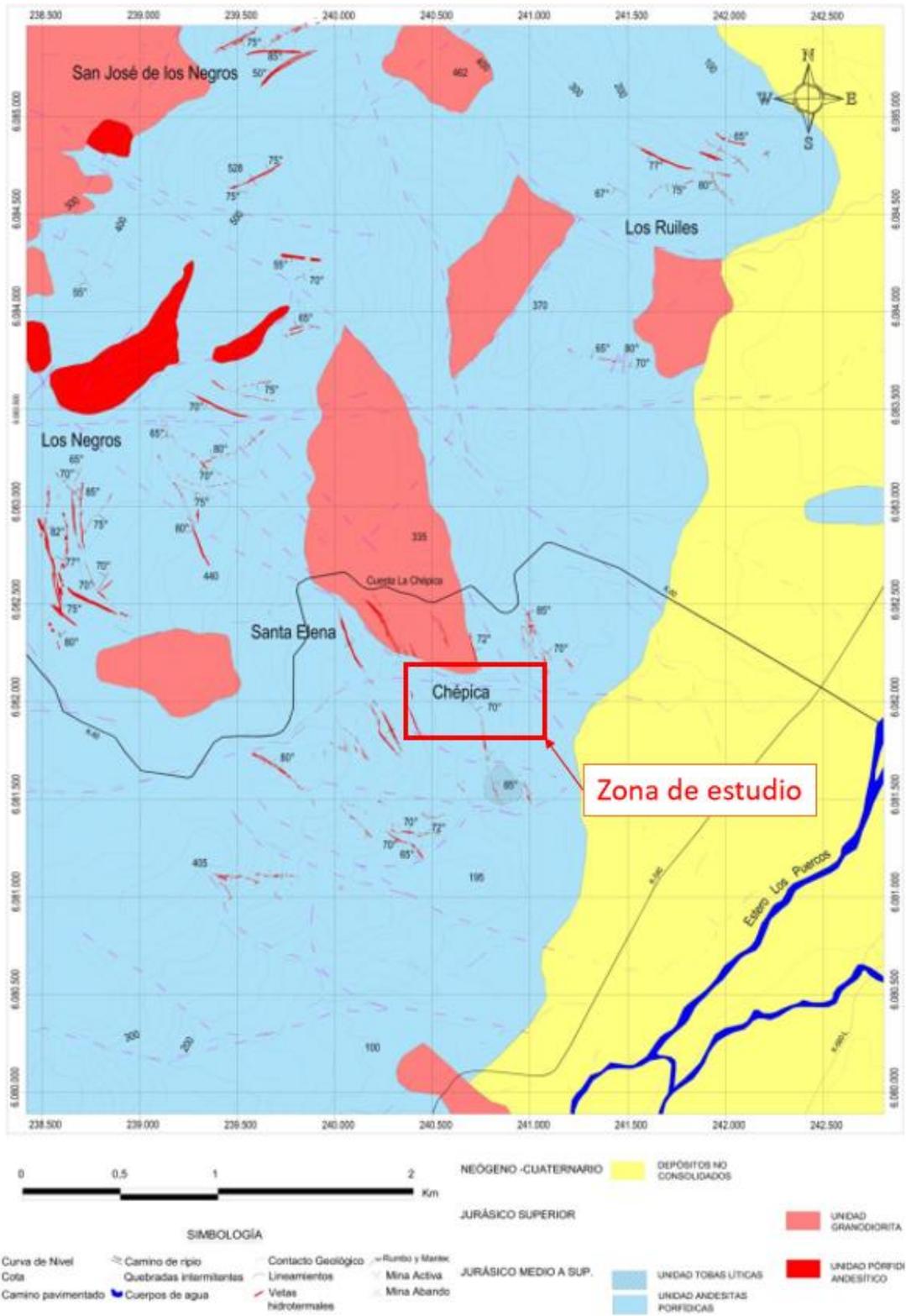


Figura 4.21 Mapa geológico zona de estudio (Rivas, 2015).

En la mina, Rivas (2015) realizó una columna estratigráfica en base a los sondajes realizados en el prospecto. La Figura 4.22 muestra la secuencia estratigráfica de la Formación Alto de Hualmapu y específicamente las vetas de la mina Chépica se emplazan en el miembro 5 de esta Formación, la cual está formada por andesitas porfídicas gris verdosas, de piroxeno, meteorizadas y un nivel de tobas líticas, que para este estudio no será considerada pues sólo aparece acotado en el sector sur del proyecto y no en los sectores que se evaluará la construcción del botadero.

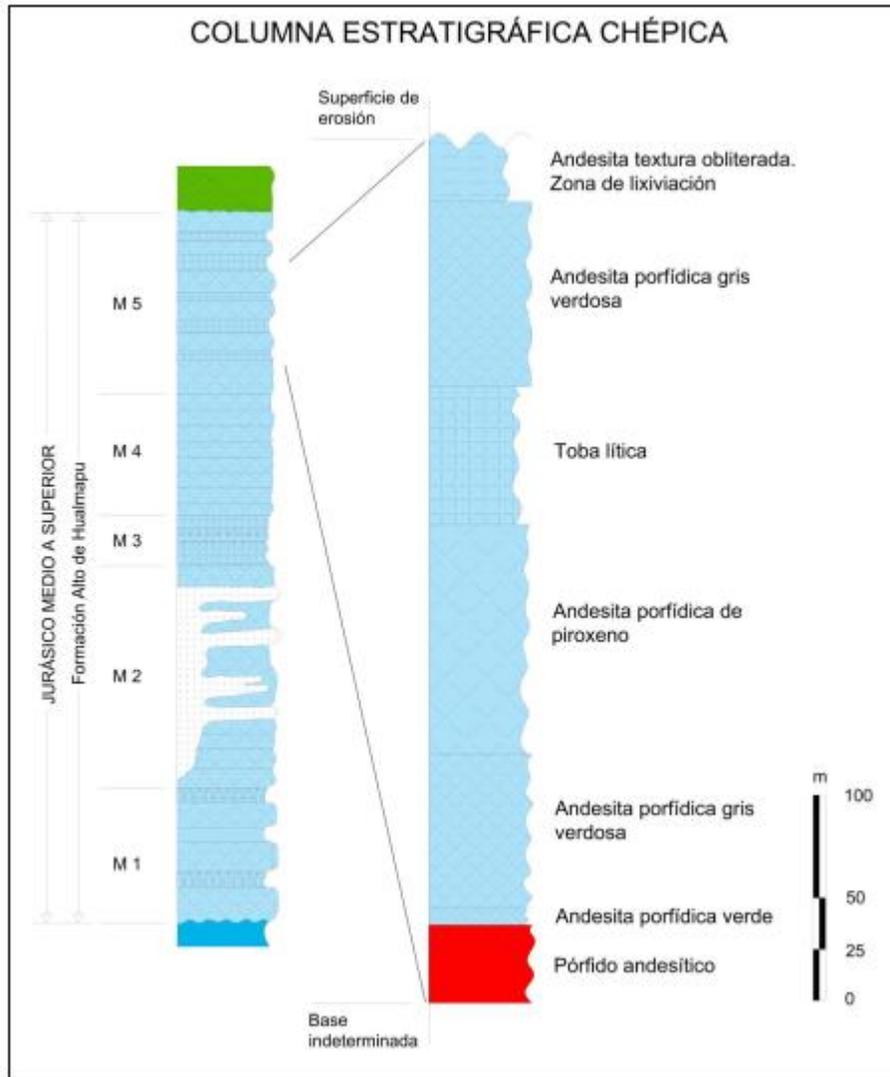


Figura 4.22 Columna estratigráfica Chépica (Rivas, 2015).

Por lo tanto, la columna de estudio está compuesta por 4 estratos, los cuales se denominan Suelo de Fundación, Andesita lixiviada, Andesita porfídica Z1 y Andesita porfídica Z2.

Suelo de fundación.

Se compone de arenas mal graduadas con contenido de arcilla de baja plasticidad, Figura 4.23, de potencia variable desde los 2 metros en cerro hasta los 11 metros en planicies, para este estudio se consideran dos tipos de suelo el suelo quebrada y coluvio en laderas Tabla 4.17.



Figura 4.23 Material del suelo de fundación in situ (Elaboración propia).

Tabla 4.17 Caracterización Suelo de fundación.

Suelo de fundación			
Clasificación.		SP-SC (Arena mal graduada con contenido de arcilla)	
Densidad (kN/m ³)	19-18	LL	31,23%
Permeabilidad K (m/s)	6,43E-03	LP	16,92%
η	0,35	IP	14,31%
ϕ (°)	28°-19°	Grado Plasticidad	Baja Plasticidad
C (kPa)	21-110	D ₁₀ (mm)	0,07-0,06
G _{max}	Anexo	D ₃₀ (mm)	0,13-0,07
Damping ratio	Anexo	D ₆₀ (mm)	0,75-0,26
Coef. De Poisson	0,3	C _u	11,2-4,2
Grosor estrato (m)	6-12	C _c	0,325-0,3
Velocidad de onda (m/s)	450	Curva Granulometría	anexo

Andesita lixiviada.

Se extiende bajo el suelo de fundación con una potencia de 30 m medida por los sondajes realizados en la mina Colin, Andesita color pardo rojizo de textura obliterada, afectada por alteración argílica producto de procesos de alteración hidrotermal y de meteorización. Se observan limonitas y *boxwork* de piritita y calcopiritita (Figura 4.24).



Figura 4.24 Andesita lixiviada, Sondaje mina Colin (Rivas, 2015).

La información del estrato se resume en la Tabla 4.18.

Tabla 4.18 Caracterización Andesita Lixiviada.

Andesita Lixiviada			
Clasificación.		Roca Fracturada	
Densidad (kN/m ³)	27	RQD	15-50
Permeabilidad K (m/s)	3,03E-07	GSI	10-40
η	-	Calidad Roca	Muy mala - mala
ϕ (°)	31,9	Gmax	anexo
C (kPa)	15	Damping ratio	anexo
Grosor estrato (m)	30	Coef. De Poisson	0,22
Velocidad de onda (m/s)	2.500	Resistencia (Mpa)	44,23

Andesita porfídica Z1

Este estrato está bajo la andesita lixiviada, posee una potencia aproximada de 116 m, Andesita porfídica de piroxeno color gris verdosa, compuesta por 15% de fenocristales de piroxeno y 10% de plagioclasas. Masa fundamental afanítica, con alteración leve a clorita y sílicea. Vetilleo débil y milimétrico de cuarzo. Mineralización metálica de pirita diseminada (2%) en la masa fundamental y en las vetillas de competencia variable, es decir, con discontinuidades a lo largo, pero no en toda su extensión. (Figura 4.25).



Figura 4.25 Andesita porfídica Z1 (color gris verdoso) (Rivas, 2015).

La información del estrato se resume en la Tabla 4.19.

Tabla 4.19 Estrato andesita Z1

Andesita Z1			
Clasificación.		Roca Fracturada	
Densidad (kN/m ³)	27	RQD	45-60
Permeabilidad K (m/s)	7,10E-07	GSI	20-60
η	-	Calidad Roca	Mala - regular
φ (°)	31,9	Gmax	anexo
C (kPa)	15	Damping ratio	anexo
Grosor estrato (m)	30	Coef. De Poisson	0,3
Velocidad de onda (m/s)	3.000	Resistencia (Mpa)	82,4

Andesita porfídica Z2

Corresponde al estrato a mayor profundidad de este estudio, andesita porfídica Z1 de 196 m de espesor, Andesita porfídica gris verdosa compuesta por 20 % de fenocristales de plagioclasas, con alteración leve a sericita. Masa fundamental afanítica con alteración silíceo moderada y levemente a clorita. Vetilleo débil y milimétrico de cuarzo. Mineralización metálica de pirita diseminada (2%) en la masa fundamental y en las vetillas (Figura 4.26), de buena competencia, por lo que posee características (Tabla 4.20).



Figura 4.26 Andesita porfídica Z2 (Rivas, 2015)

Tabla 4.20 Estrato andesita porfídica Z2

Andesita Z2			
Clasificación.		Roca Competente	
Densidad (kN/m ³)	27	RQD	75-90
Permeabilidad K (m/s)	8,10E-07	GSI	60-80
η	-	Calidad Roca	Buena
φ (°)	31,9	Gmax	anexo
C (kPa)	15	Damping ratio	anexo
Grosor estrato (m)	Indeterminado	Coef. De Poisson	0,3
Velocidad de onda (m/s)	3.000	Resistencia (Mpa)	153,82

Estimación periodo de vibración del sitio

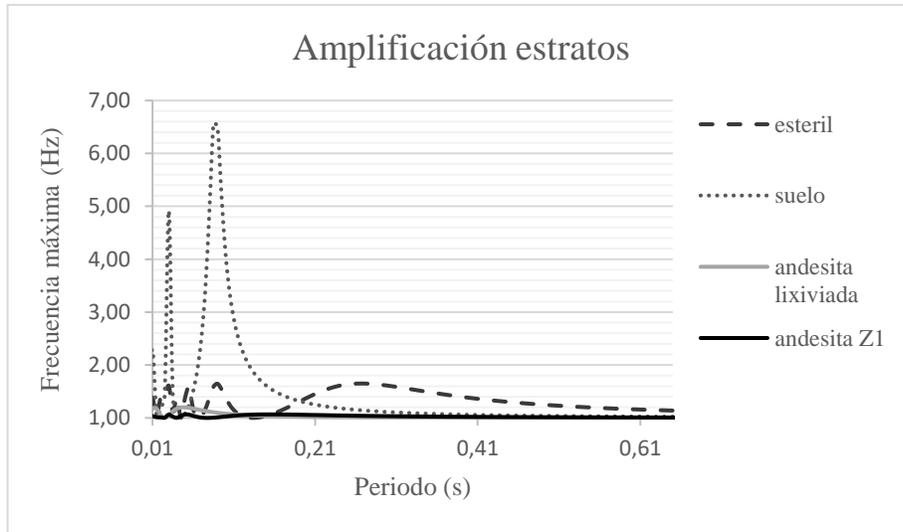
Las características de cada estrato del sistema geotécnico indican que la zona lixiviada y andesita Z1 y Z2 deberían tener un comportamiento similar al del *bedrock*, puesto que son estratos de roca con similar composición, el comportamiento del suelo de fundación al tener un alto contenido de arcilla debería amplificar la respuesta sísmica en superficie y el estrato de material estéril superior debería disipar la amplificación recibida por parte del estrato inferior del suelo de fundación, debido al peso de la estructura y la altura que representa como estrato.

Para poder ver la influencia de cada material se realizará un cálculo de la amplificación que sufre la onda sísmica al pasar de un estrato a otro (Tabla 4.21), por términos prácticos se considera la andesita Z1 y Z2 solo como andesita Z1 dado que su calidad y composición es similar, facilitando el cálculo y disminuyendo el error de estimación. Para cada estrato se calculó el módulo de corte máximo (G_{max}), frecuencia máxima o impedancia y periodo asociado a cada estrato.

Tabla 4.21 periodo T(s) asociado a cada material.

Estrato	Densidad (kN/m ³)	H(m)	Vs (m/s)	Coefficiente de Poisson	G_{max}	Lamda	Alfa	Fmax (Hz)	T (s)
Estéril	20	20	300	0,29	18E+8	2,5E+9	0,61	1,65	0,27
Coluvio ladera	18	10	550	0,30	5,4E+9	8,2E+9	0,15	6,82	0,09
Andesita Lixiviada	27	35	2.500	0,25	1,7E+11	1,7E+11	0,83	1,20	0,05
Andesita Z1	27	116	3.000	0,30	2,4E+11	3,6E+11	1	1,00	0,15
<i>Bedrock</i>	27	infinito	6.000	0,30	9,7E+11	1,5E+12	-	-	-

Según la Tabla 4.21 se puede observar que el coluvio ladera es el material que más amplifica la señal sísmica con una frecuencia de 6,82 Hz sin embargo el periodo asociado al material T es de 0,09s y a bajo periodo tiende a comportarse cercano a una roca, esto puede o no presentar grandes aceleraciones en superficie debido al espesor de la capa, a mayor espesor de la capa de suelo mayor puede ser la amplificación obtenida, las frecuencias máximas pueden observarse en función de su periodo en la Gráfica 4.17.

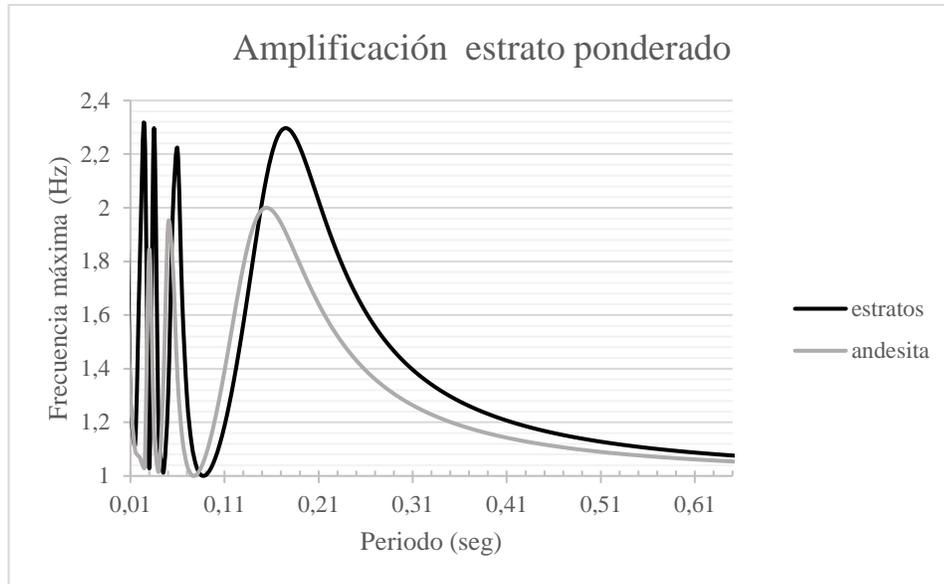


Gráfica 4.17 Frecuencias máximas asociadas a cada material en función del periodo.

La amplificación presentada en el sistema puede no ser realmente significativa, puesto que la potencia del suelo es variable en distintos sectores de la mina y esta potencia no es muy significativa en comparación a los dos estratos en los que se encuentra, sumado a ello, el nivel de tensiones que se presentan en el estrato no permitiría un libre movimiento de la partícula de suelo durante el sismo, por lo que, a medida de mejorar la respuesta de los estratos superiores ante el sismo se realiza una ponderación entre los tres estratos superiores, estéril, coluvio ladera y andesita lixiviada, para observar cómo es el comportamiento ponderado de los estratos frente al sismo (Gráfica 4.18). En la Tabla 4.22 se puede apreciar cómo se comporta el estrato ponderado y su relación con el estrato de andesita Z1.

Tabla 4.22 periodo asociado a el estrato ponderado y roca andesita Z1

Estrato	Densidad (N/m ³)	H(m)	Vs (m/s)	Coefficiente de Poisson	G _{max}	Lamda	Alfa	Fmax (Hz)	T (s)
Estrato ponderado	23	65	1.508	0,27	9,09E+10	1,07E+11	0,44	2,3	0,18
Andesita Z1	27	116	3.000	0,3	2,43E+11	3,64E+11	0,50	2,0	0,15
Bedrock	27	infinito	6.000	0,4	9,72E+11	3,88E+12	1	1	0,00



Gráfica 4.18 Frecuencia máxima asociada al estrato ponderado y andesita Z1.

Bajo el criterio de ponderar los estratos se obtienen curvas muy similares entre la andesita Z1 y los estratos ponderados, observándose en los estratos ponderados una ligera amplificación bajo los mismos periodos en los cuales se mueve la andesita Z1, esto se puede considerar más cercano a la realidad que analizar cada estrato por si solo puesto que la amplificación generada por un estrato tan delgado como el suelo incrementaría erróneamente la aceleración esperada en el suelo. Por lo que para el análisis sísmico realizado por el *software DEEPSOIL* se espera una ligera amplificación por los estratos superiores bajo la misma estructura del sismo original.

Para la columna de suelo Figura 4.27, se considera el suelo de fundación, la andesita lixiviada y la andesita porfídica Z1, como formaciones que podrían modificar los resultados de los estudios de nivel freático y del estudio sísmico, mientras que el ultimo estrato, andesita porfídica Z2, se considerará como roca de fundación o *bedrock*, debido a su buena competencia y características que la hacen una roca impermeable.

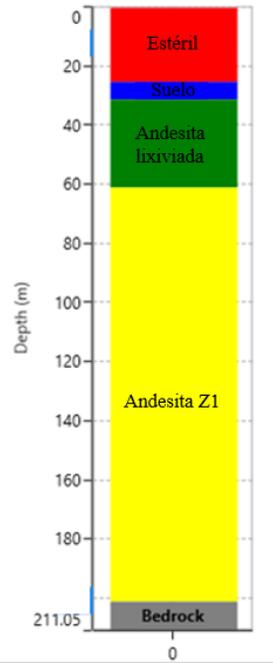


Figura 4.27 Columna de materiales (Elaboración propia).

Se ingresan los valores y caracterización mencionados anteriormente en el *software DEEPSOIL*, con cada material y se calcula el efecto del sismo en cada material y su respuesta en superficie. Los resultados fueron estimados en un punto medio de cada estrato del sistema geotécnico con el fin de mostrar el resultado más representativo de cada material, para el material estéril no se considerará el punto medio sino la respuesta en superficie ya que la información entregada es significativa para estimar los desplazamientos posibles en la estructura (Tabla 4.23).

Tabla 4.23 PGA y desplazamientos asociados a cada material estimado por el *software DEEPSOIL*.

Material	Depth (m)*	PGA (g)	Desplazamiento (m)
Estéril	0-25	0,37	0,08
Suelo coluvial	25-31	0,89	0,03
zona lixiviada	31-61	0,69	0,03
Andesita Z1	61-200	0,56	0,03
Roca	>200	0,56	0,02

*Depth corresponde a la potencia de cada estrato analizado

La roca andesita Z1, dado que su calidad es de regular a buena conserva la aceleración y la respuesta original del sismo (Figura 4.28), en el estrato superior de zona lixiviada existe un aumento de la aceleración producto de la mala calidad de la roca lo cual produce una amplificación de la onda sísmica en un 20% sin embargo el registro del sismo en la zona lixiviada se mantiene con la estructura correspondiente al sismo original, debido que a pesar de la mala calidad, sigue siendo roca y la propagación de la onda no sufre

distorsiones significativas, para el material del suelo coluvial es diferente, producto de la calidad del suelo se produce una amplificación significativa llegando a los 0,89g lo cual se considera bastante, el coluvio tiene una respuesta de amplificación debido a su razón de amortiguamiento mayor a la de la roca por lo cual la onda sísmica se amplifica y disminuye su velocidad, pese a ello los desplazamientos máximos no son muy diferentes y conserva la estructura original del sismo debido a la poca altura o potencia que posee el estrato, coincidiendo con el cálculo realizado anteriormente.

La respuesta ante el material estéril es curiosa ya que el material es más pesado que el suelo, pero al tratarse de partículas sueltas no poseen cohesión y su velocidad de onda es mucho más baja, pese a eso se produce un efecto de atenuación de la onda sísmica, reduciendo el PGA a 0,37g la reducción de la aceleración no significa que la estructura tenga un buen desempeño, ya que los desplazamientos se incrementan en más del doble llegando a un máximo de 0,08m, el desplazamiento registrado es regular durante 30 segundos del sismo total, entre los 20 y 50 segundos, y durante este periodo pueden presentarse diferentes inestabilidades en la estructura.

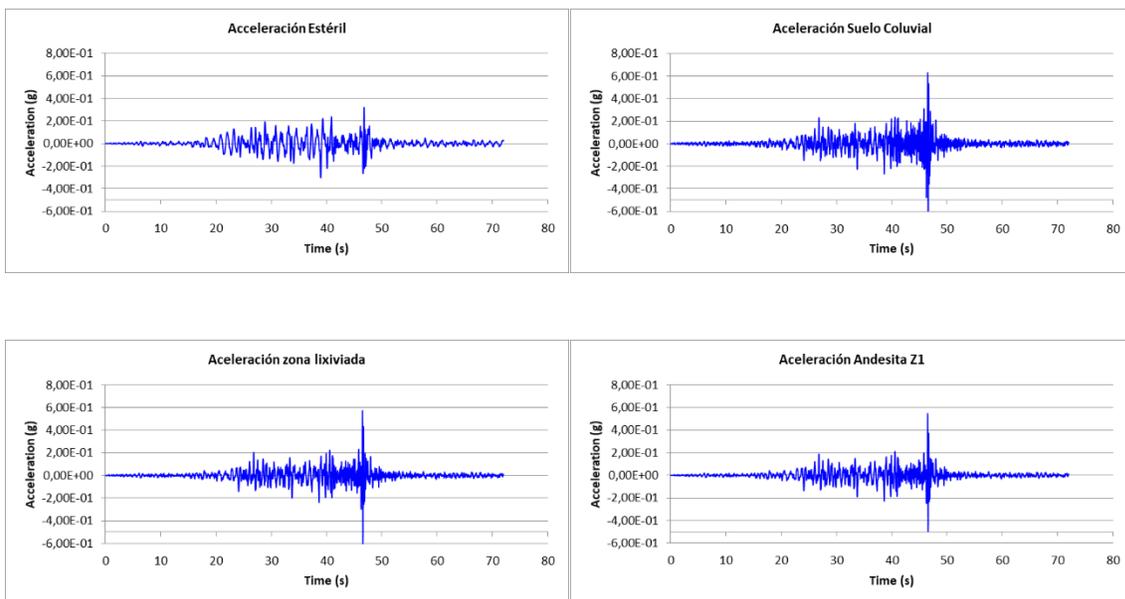


Figura 4.28 Registros de aceleración estimada mediante el software DEEPSOIL para cada material estudiado, Estéril, Suelo coluvio ladera, zona lixiviada y andesita Z1.

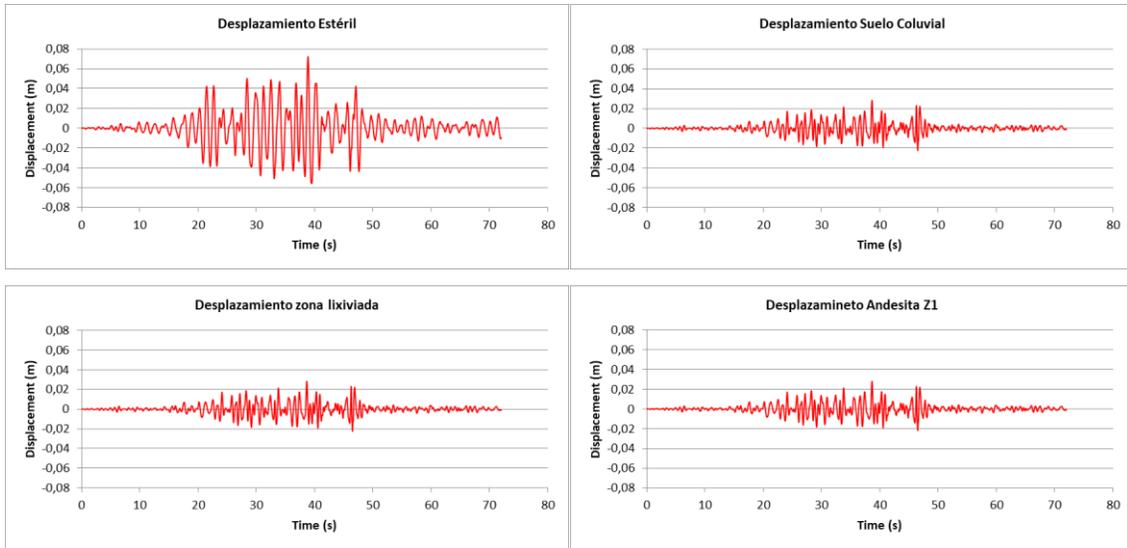


Figura 4.29 Registros de desplazamiento estimada mediante el software DEEPSOIL para cada material estudiado, Estéril, Suelo coluvio ladera, zona lixiviada y andesita Z1.

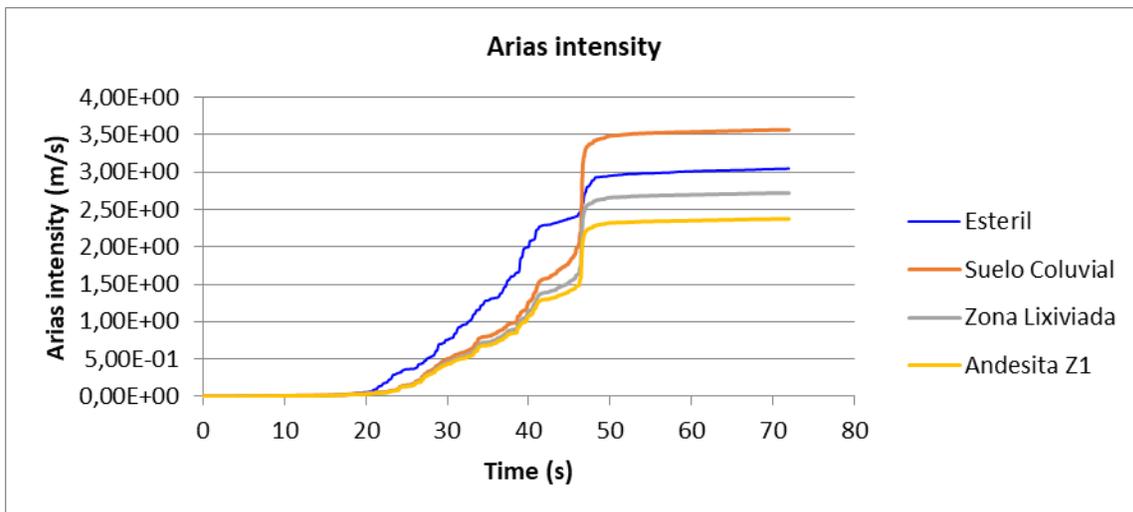


Figura 4.30 Intensidad de Arias registrada para cada material estudiado, Estéril, suelo coluvio ladera, zona lixiviada y andesita Z1.

En relación a la intensidad de arias la energía acumulada desde el estrato de la Andesita Z1 hasta el suelo es siempre creciente y similar hasta llegar al *peak* de aceleración donde el suelo coluvial se manifiesta con una acumulación de energía superior a todos los estratos, esto se correlaciona en relación a la aceleración correspondiente al estrato, que es la mayor de todas. Pese a la acumulación de energía recibida por el suelo de fundación, el material estéril manifiesta menor energía acumulada en el *peak*, pero mayor energía acumulada a aceleraciones menores, esto se puede explicar en base al desplazamiento que recibe el estrato de estéril, que es mayor a todos los demás pues la energía recibida se traduce en grandes desplazamientos.

4.3 Modelamiento

4.3.1 Análisis de pendiente

Antes de realizar cualquier cálculo se debe identificar y conocer toda el área de propiedad superficial, los sectores potenciales para la ubicación de botaderos serán los más próximos a la mina. Se puede apreciar las zonas cercanas al proyecto en la Figura 4.31.



Figura 4.31 Mapa de la propiedad minera y sectores cercanos, (Modificado de Google Earth).

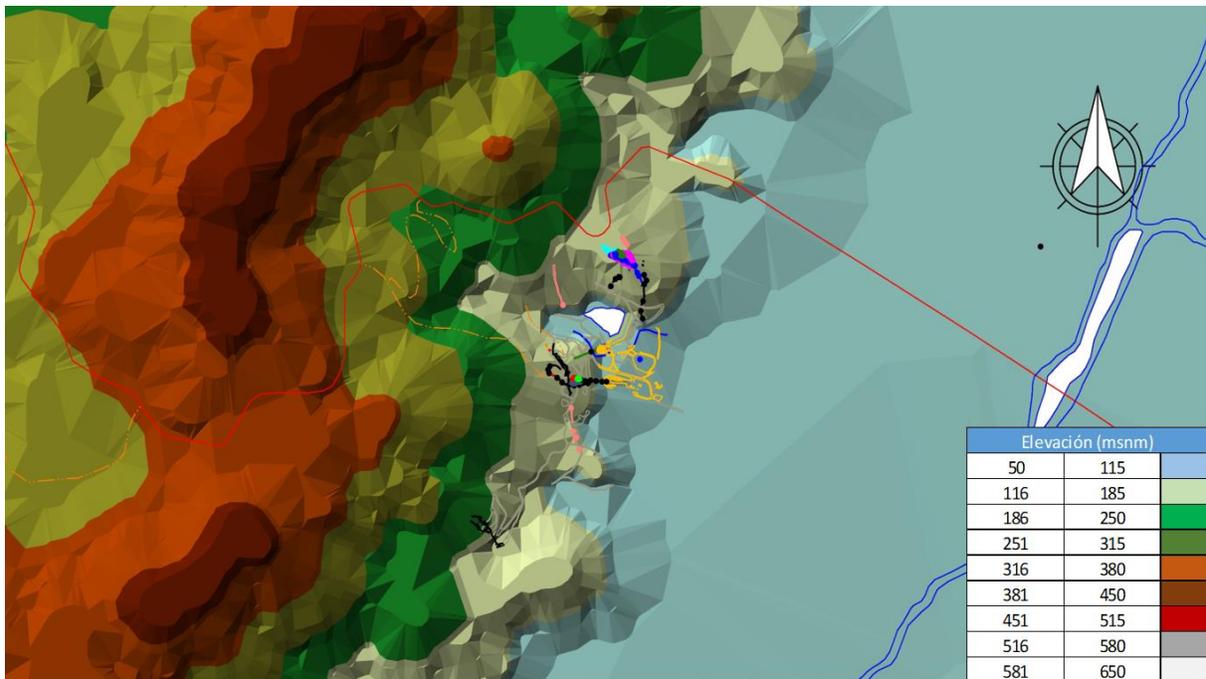


Figura 4.32 Mapa topográfico elaborado en ArcGis indicando las elevaciones del terreno de la propiedad minera Chépica (Elaboración propia).

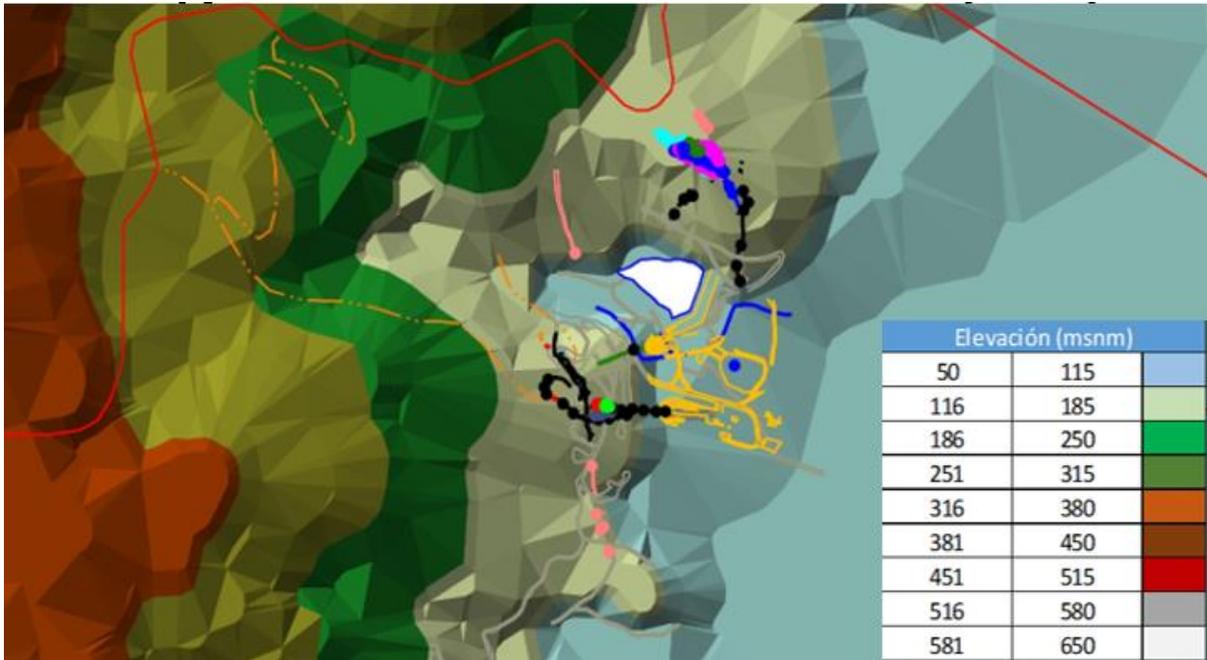


Figura 4.33 Vista cercana al mapa topográfico elaborado en ArcGis con elevaciones del terreno de la propiedad minera Chépica (Elaboración propia).

Mediante el *software* ArcGIS, se puede visualizar la topografía de la propiedad minera en función de las pendientes, lo cual permite identificar los posibles sectores en los cuales diseñar un botadero, conociendo la pendiente de la zona, se puede seleccionar un modelo acorde al volumen y geometría del suelo (Figura 4.34).

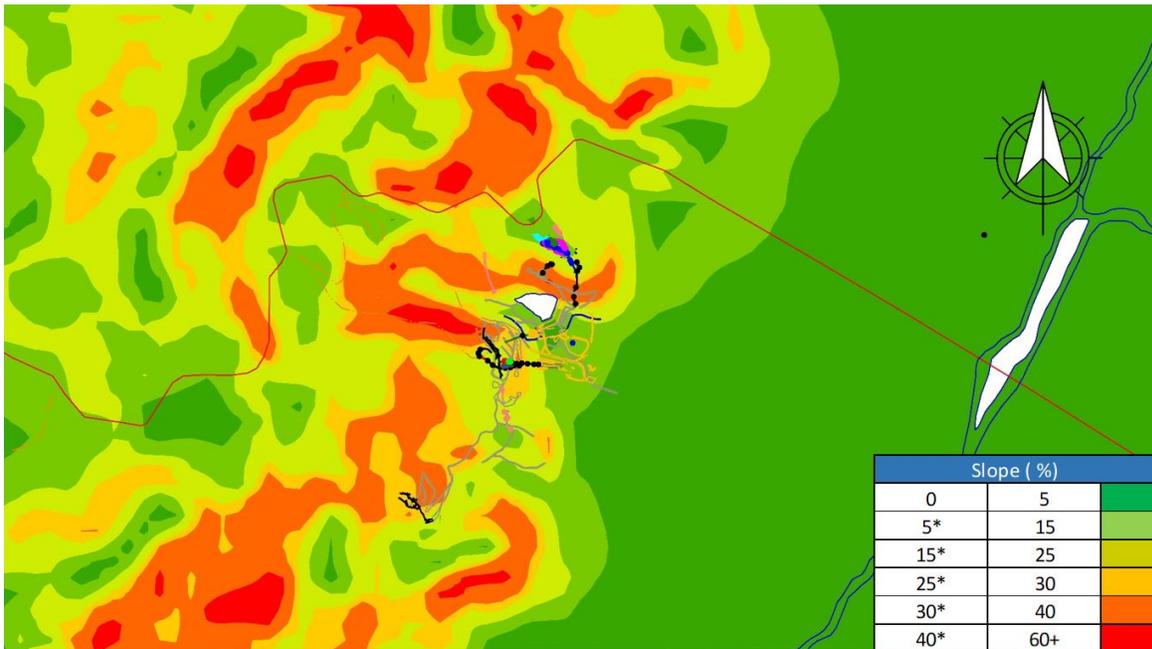


Figura 4.34 Mapa elaborado en ArcGis indicando pendientes en porcentaje sobre el proyecto minera Chépica (Elaboración propia).

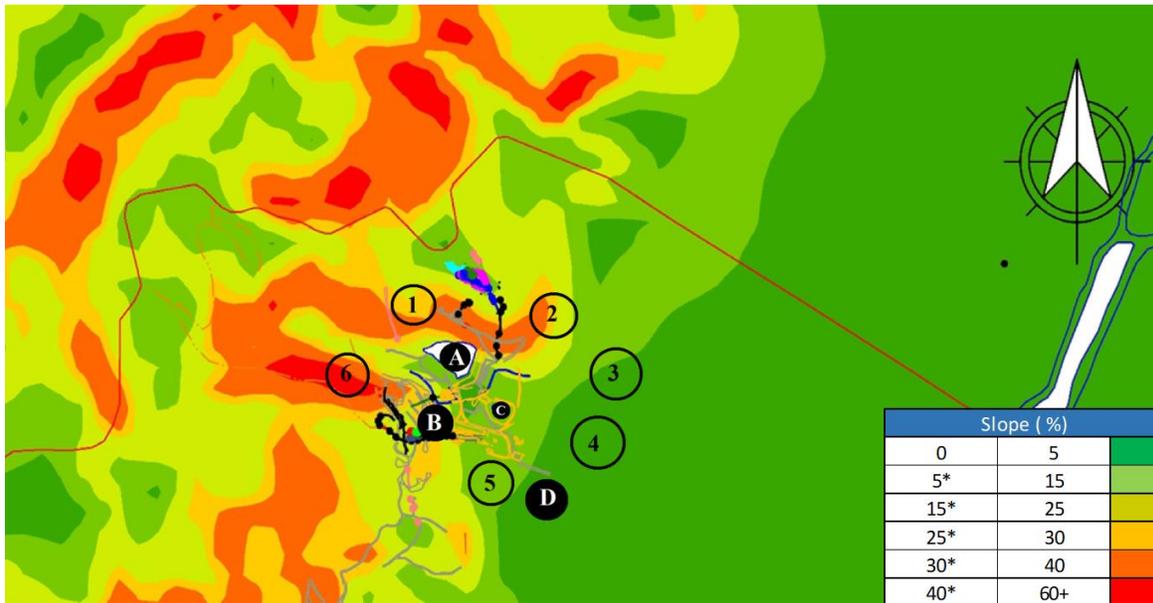


Figura 4.35 Mapa elaborado en ArcGis indicando pendientes en porcentaje sobre el proyecto minero Chépica, incluyendo las posibles ubicaciones de los botaderos (Elaboración propia).

En función de la pendiente y de su ubicación se define el tipo de botadero a diseñar, estos se resumen en la Tabla 4.24.

Tabla 4.24 Elementos del Mapa de la Figura 37.

Elemento	Nombre	Pendiente	Tipo
1	botadero 1	25-35%	Ladera
2	botadero 2	30-35%	Ladera
3	botadero 3	5-10%	Plano
4	botadero 4	0-5%	Plano
5	botadero 5	10-15%	Plano
6	botadero6	30-35%	Ladera
A	depósito de relaves	-	
B	instalaciones mina	-	
C	estanque agua	-	
D	estanque agua	-	

Durante una visita a terreno al proyecto Chépica se tomaron fotografías de potenciales lugares donde ubicar un botadero, correlacionadas con el mapa visto anteriormente las ubicaciones serían las siguientes.

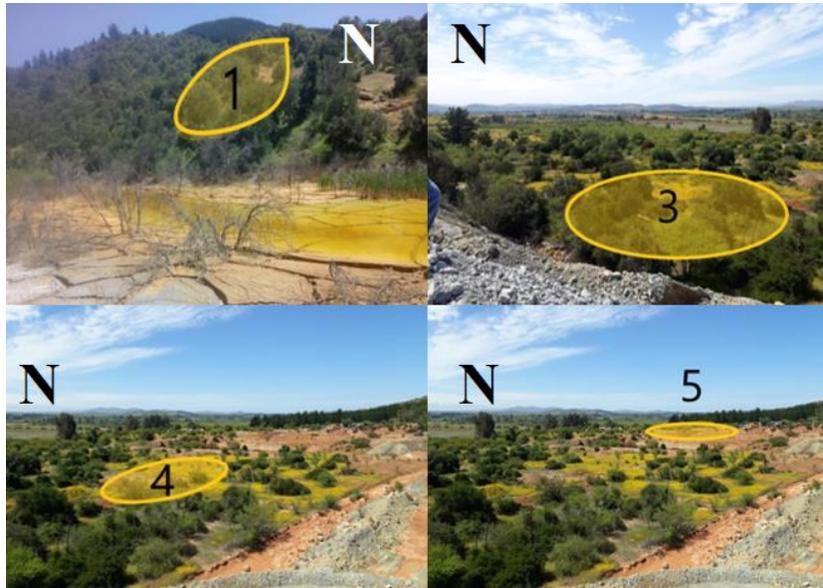


Figura 4.36 Fotografía ilustrada ubicación botadero 1, 3, 4 y 5 (Elaboración propia).

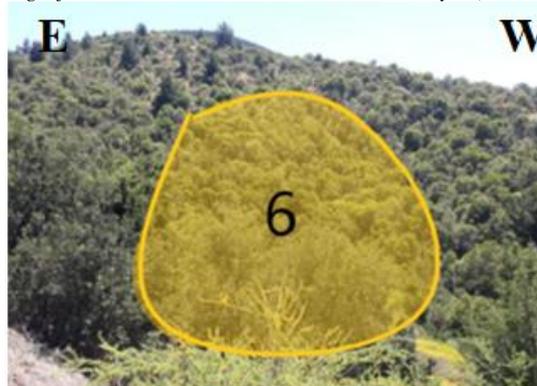


Figura 4.37 Fotografía ilustrada ubicación botadero 6 (Elaboración propia).

4.3.2 Nivel de suelo y nivel freático

El nivel de suelo fue determinado mediante una visita a terreno y la inspección tanto de los cortes realizados en el cerro como en calicatas ubicadas en el sector más plano del área de estudio, (cerca del modelo 3 de botadero), también se revisaron informes de estudios donde se midió la capa de suelo, la inspección en terreno determinó que el grosor varía entre 1 y 3 metros de espesor, por lo cual para el modelo se variará entre dichos valores según la inspección realizada en terreno.

Para el nivel freático se realizaron inspecciones en terreno y en base a los diversos puntos vistos se sugiere que el nivel freático se encuentra aproximadamente a 3 metros bajo el suelo en zonas planas, para las

laderas coluviales el nivel freático no se puede determinar con exactitud, pero en base a una inspección visual en los túneles de mina Colin, la presencia de agua es notoria en la zona lixiviada de la roca por lo que se tendrá en consideración esto al momento de realizar los modelos.



Figura 4.38 Fotografías en el cerro y en el acceso a túnel Chépica donde se puede observar un nivel de suelo entre 1 y 3 metros para las laderas del cerro y de 2 a 11 metros para las zonas planas (Elaboración propia).

4.3.3 Índice de estabilidad de descarga

La información recopilada, calculada y estimada permite identificar cómo podría disponerse el material estéril en el suelo de fundación. Para clasificar el botadero se considera el *dump stability rating (DSR)* o rating de estabilidad de descarga, realizado en 1991 por múltiples autores que clasifica bajo 11 criterios los principales factores a considerar sobre el diseño y modelamiento de botaderos mineros, como lo son características del material estéril, del suelo de fundación, la topografía natural del terreno, el tipo de construcción asociado entre otros. El rating determina un valor numérico por cada criterio y clasifica el grado de importancia y peligrosidad según la sumatoria de dichos puntajes (Hawley & Cunning, 2017). La clasificación de botaderos se puede apreciar en la clasificación DSR en el Anexo 9. Tabla de resultados rating DSR.

Considerando la información del material, y parámetros de diseño definidos los botaderos obtienen un puntaje entre 500 y 600 puntos, según los criterios de DSR el diseño clasifica como tipo II de peligrosidad de falla “baja” el cual según el DSR recomienda realizar una investigación exhaustiva del sitio, muestreo de materiales y pruebas de laboratorio para determinar valores índices. El diseño puede o no influir en la estabilidad ya que la estabilidad depende primordialmente de la calidad de los materiales involucrados, sin embargo, debe realizarse un diseño acorde a los criterios de seguridad requeridos. Dado el bajo tonelaje considerado para el diseño de 100.000 m³ se recomienda realizar monitoreo e inspección visual de manera periódica durante su construcción y de manera regular una vez finalizado el botadero.

4.3.4 Modelos

Considerando un volumen fijo de 100.000 m³, valor determinístico impuesto por la baja tasa de material estéril registrado por el proyecto minero. Se diseñaron botaderos de diferente geometría, utilizando el *software*

de diseño Vulcan se diseñan modelos acordes a la topografía y pendientes disponibles. Considerando una configuración de bancos de 34° de inclinación y bermas de 7 a 10 metros, dichos valores son modificados por el programa para adaptar el volumen a la topografía y requerimientos medidos, de momento el dibujo 3D realizado en Vulcan es una guía de la forma que tendrá el botadero pues el análisis será realizado en 2 dimensiones.

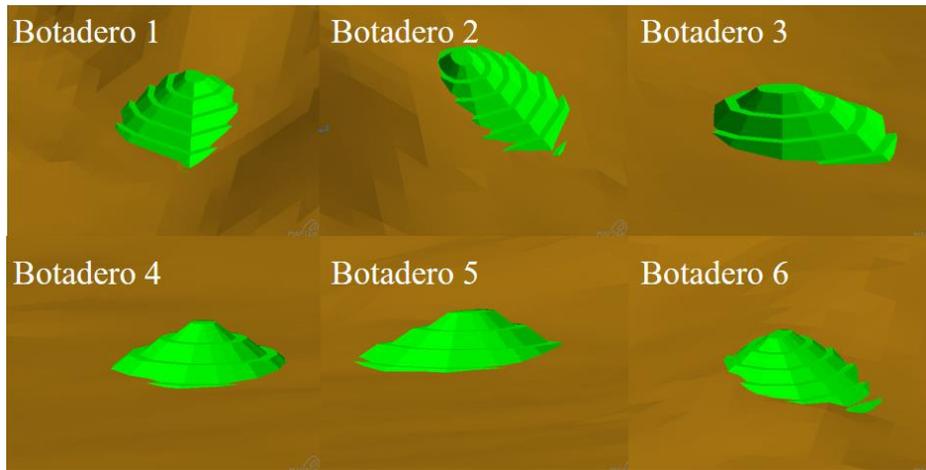


Figura 4.39 Modelos 3D de botaderos sobre la topografía superficial de mina Chépica realizados en Vulcan.

Mediante el *software Slide* y *SLOPE/W* se registraron los principales perfiles de dichos modelos para el análisis de pendiente y parámetros geométricos que buscan cumplir con los requerimientos de diseño que se exigen en el país (Decreto Supremo N°132, 2002), como lo son un ancho de berma con pendiente positiva de 3% lateral y pendientes de 10% a lo largo de la berma, considerando 1 metro de seguridad a cada lado del equipo seleccionado. Pendientes de talud similares a las pendientes presentes en la topografía y bancos no mayores a 10 metros de altura para botaderos de pequeña escala. Los parámetros de diseño se presentan en la Tabla 4.25.

Tabla 4.25 Resumen parámetros geométricos botaderos diseñados.

Nombre	Pendiente	Tipo	Ángulo talud (°)	Talud global (°)	Ancho berma (m)	Altura banco (m)	Número de bancos
Botadero 1	25-35%	Ladera	29	23	7	10	4
Botadero 2	30-35%	Ladera	33	25	7	9	6
Botadero 3	5-10%	Plano	31	20	7	8	4
Botadero 4	0-5%	Plano	32	25	7	10	3
Botadero 5	10-15%	Plano	33	26	7	10	3
Botadero 6	30-35%	Ladera	34	24	8	8	5
Refuerzo embalse	0-5%	Ladera	28	22	11	10	2

Los modelos diseñados en promedio poseen la característica que no superan un talud global de 30°, la inclinación del terreno es muy variable pero no superior a los 35%, los taludes poseen una altura de 10 metros y consideran una berma de 7 metros de ancho, 5 para el ancho del camión y 1 metro a cada lado con fines netamente de seguridad. Debido a esta misma razón los botaderos son preferencialmente más anchos y menos altos, ya que al tratarse de material estéril no se puede tomar el riesgo de construirlos demasiado empinados, las alturas de los modelos no superan los 50 metros desde la cota más baja hacia la más alta. Considerando el común de los diseños aplicados en Chile, no se está muy lejos de lo comúnmente utilizado por otros proyectos mineros.

En caso de que los modelos no presenten las condiciones óptimas para su desarrollo se presenta además una alternativa de refuerzo al muro del embalse de relaves, esta opción surge de que el material estéril puede proporcionar mayor soporte y estabilidad al muro.

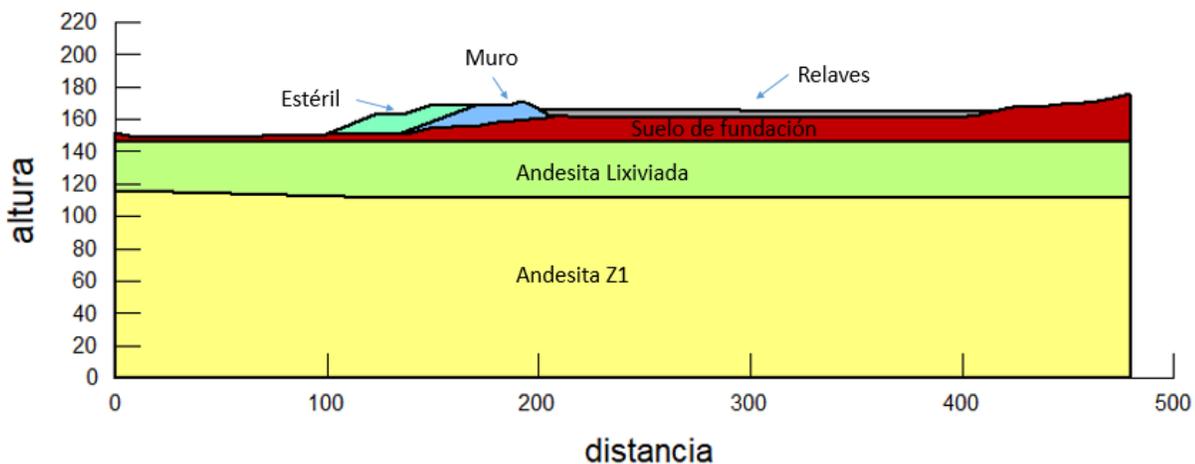


Figura 4.40 Botadero modelado frente al embalse de relaves utilizando Geostudio. (Elaboración propia).

4.3.5 Análisis Estático

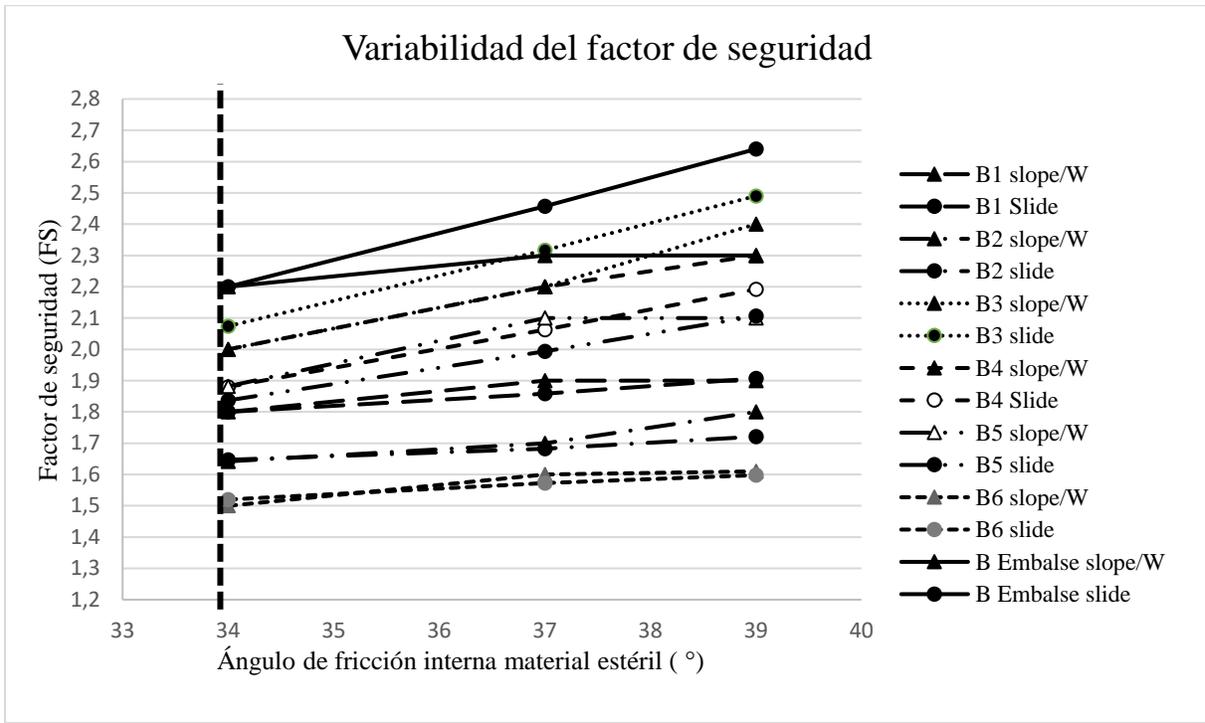
Para los distintos botaderos se estableció un análisis de estabilidad utilizando el método M-P visto en el capítulo 2, se aplicó la caracterización del material descrita anteriormente, junto con ello se realizan 2 análisis generales, el primero corresponde a una condición estática evaluando la distribución de fuerzas y considerando la deformación producida por las cargas mediante dos *softwares*, *SLOPE/W* y *Slide*, a modo de comparación de resultados, se realizaron además, un análisis por cada ángulo de fricción interna del material estéril estimado es decir, 34° (ángulo de reposo medido del material estéril), 37° y 39° valor cercano al ángulo de fricción interno sugerido en literatura para la andesita. (40°-45°).

Los resultados se pueden apreciar en el resumen de la Tabla 4.26.

Tabla 4.26 Resumen resultados obtenidos del análisis estático realizado en ambos softwares para tes ángulos de fricción internos del material estéril.

Nombre	Pendiente	Tipo	Ángulo Fricción interno (°)	FS (SLOPE/W)	FS (Slide)	ΔFS
Botadero 1	25-35%	Ladera	34	1,8	1,8	0,0
			37	1,9	1,9	0,0
			39	1,9	1,9	0,0
Botadero 2	30-35%	Ladera	34	1,6	1,6	0,0
			37	1,7	1,7	0,0
			39	1,8	1,7	0,1
Botadero 3	5-10%	Plano	34	2,0	2,1	-0,1
			37	2,2	2,3	-0,1
			39	2,4	2,5	-0,1
Botadero 4	0-5%	Plano	34	2,0	1,9	0,1
			37	2,2	2,1	0,1
			39	2,3	2,2	0,1
Botadero 5	10-15%	Plano	34	1,9	1,8	0,0
			37	2,1	2,0	0,1
			39	2,1	2,1	0,0
Botadero6	30-35%	Ladera	34	1,5	1,5	0,0
			37	1,6	1,6	0,0
			39	1,6	1,6	0,0
Refuerzo embalse	0-5%	Ladera	34	2,2	2,2	0,0
			37	2,3	2,5	-0,2
			39	2,3	2,6	-0,3

El factor de seguridad de los modelos varía en función del ángulo de fricción de la andesita de la siguiente forma (Gráfica 4.19).



Gráfica 4.19 Factor de seguridad obtenido en cada modelo en función del ángulo de fricción interno del material estéril

Los resultados de cada modelo para un ángulo de fricción interno de 34° se pueden ver a continuación.

- Para el botadero 1.

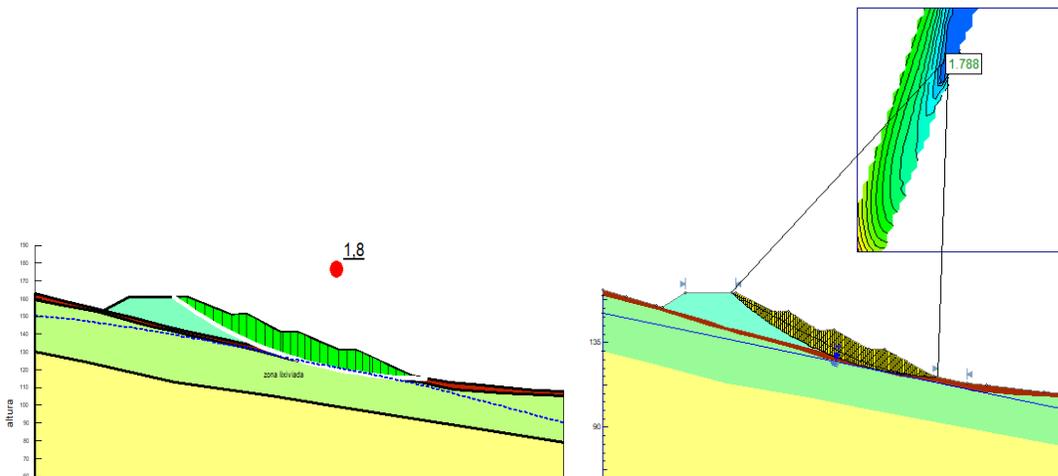


Figura 4.41 Análisis estático para botadero 1 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 2.

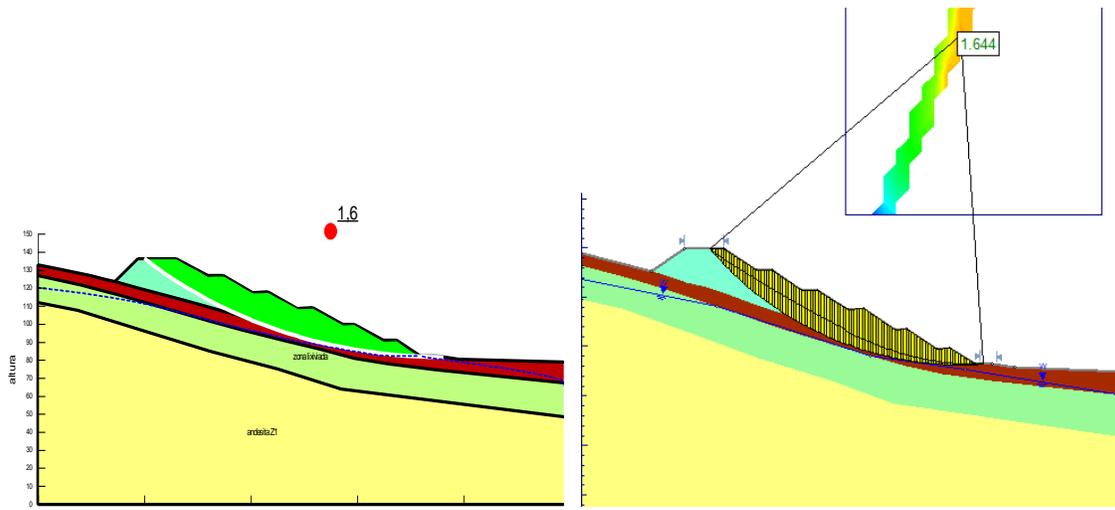


Figura 4.42 Análisis estático para botadero 2 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 3.

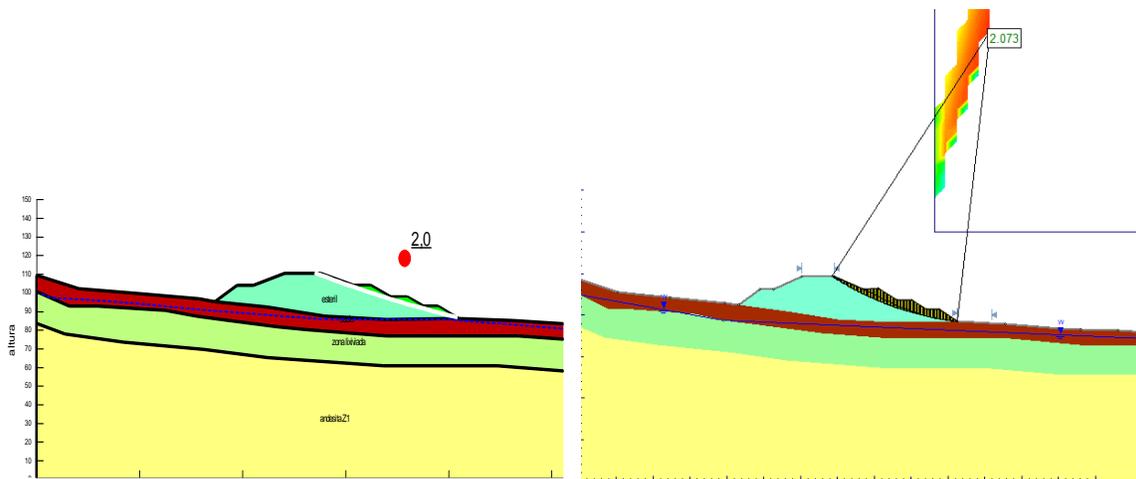


Figura 4.43 Análisis estático para botadero 3 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 4.

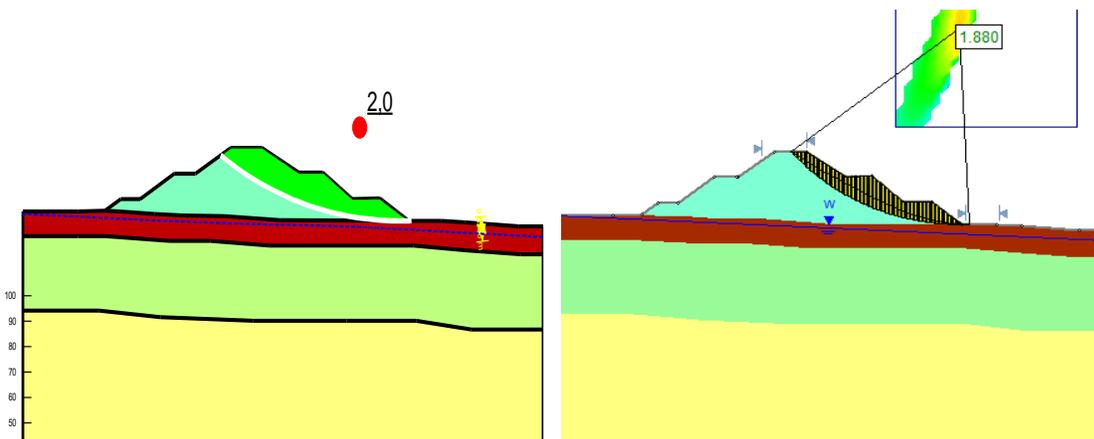


Figura 4.44 Análisis estático para botadero 4 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 5.

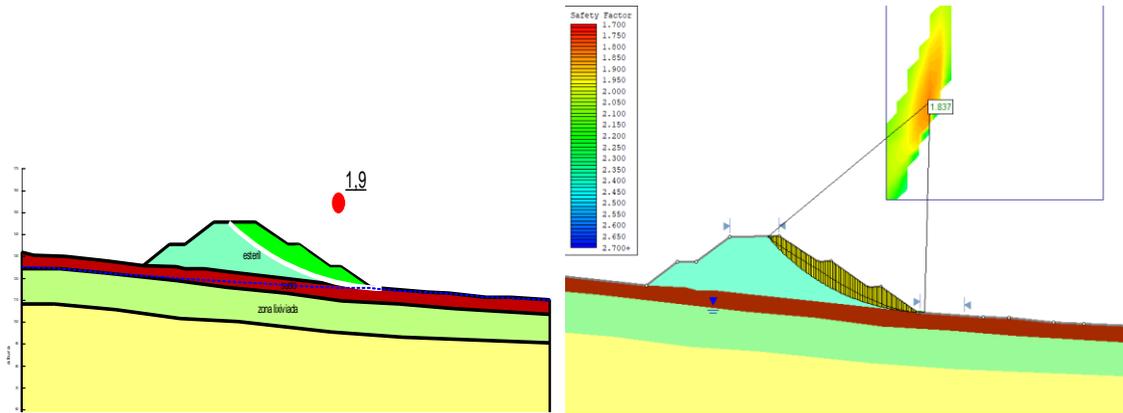


Figura 4.45 Análisis estático para botadero 5 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 6.

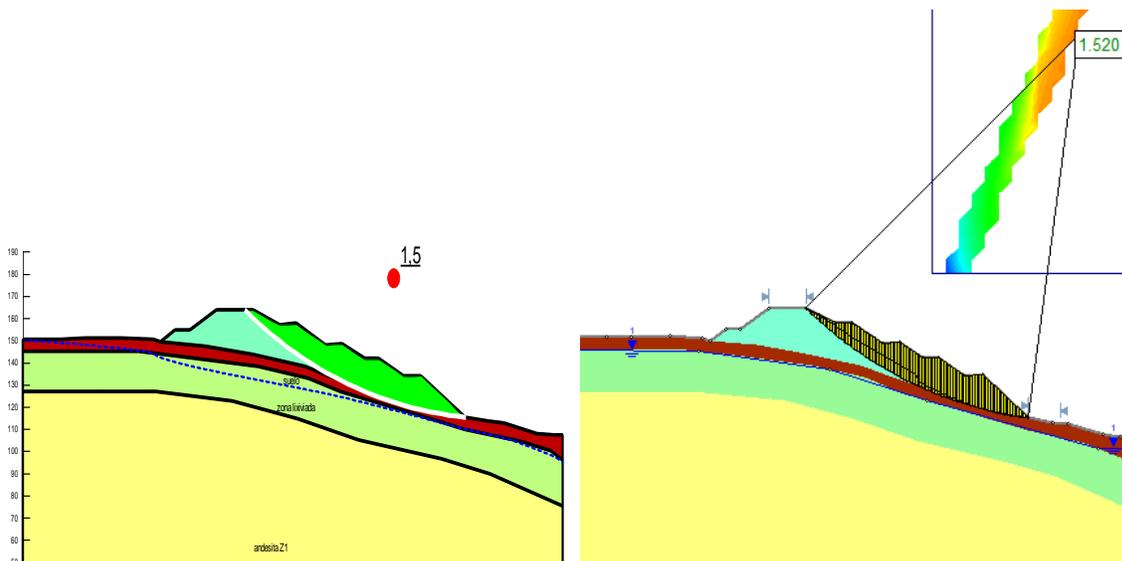


Figura 4.46 Análisis estático para botadero 6 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Muro de embalse de relaves.

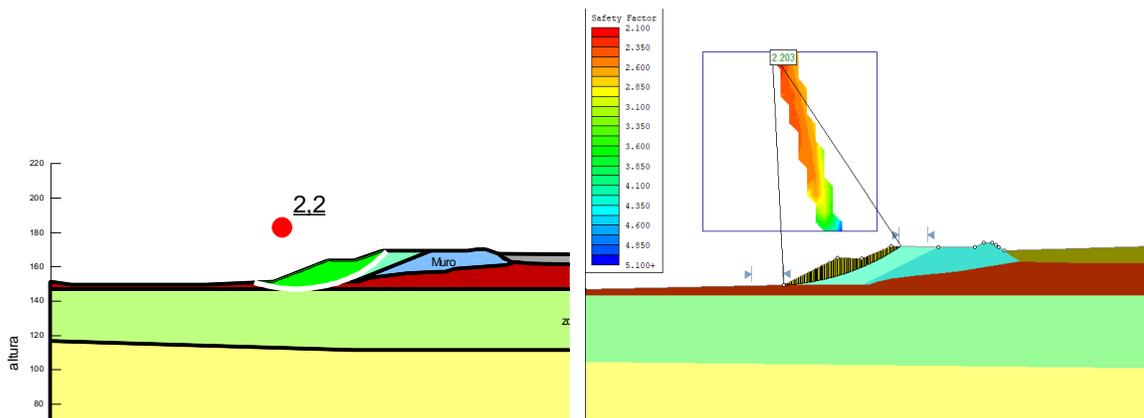


Figura 4.47 Análisis estático para botadero refuerzo embalse realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

El análisis estático es bastante utilizado en estudios de estabilidad, y contempla como aceptable los diseños que obtengan un valor superior a 1 en factor de seguridad a corto plazo y superiores a 1,5 a largo plazo, por lo cual los modelos propuestos cumplen con la normativa tanto en diseño como en su estabilidad.

Los resultados obtenidos por ambos *softwares* difieren levemente, esto se debe a los análisis precedentes aplicados en *SLOPE/W* ya que considera una red de flujo y análisis de tensiones, *Slide* realiza sólo el análisis estático aplicando la misma ecuación de M-P, la variación de resultado no es muy significativas respecto a la interpretación del resultado.

4.3.6 Análisis Pseudoestático

Para poder calificar los modelos como seguros y viables en su construcción se debe garantizar que estos diseños están preparados para soportar un sismo de gran intensidad, por lo que para ello es necesario evaluar cómo afecta el sismo a cada modelo diseñado, ya que un sismo no afectará de igual manera a ninguno de los diseños propuestos dado su geometría, ángulo de talud global y que están posicionados en diferentes locaciones de la mina, con pendientes naturales diferentes, lo cual afecta significativamente en la respuesta sísmica que tiene el botadero.

En el análisis de la sollicitación sísmica anterior (ver Evaluación sísmica) se mostró cómo afectaría el sismo en cada estrato y da una perspectiva de qué valores se pueden esperar, principalmente se da a entender que el suelo si bien cumple la labor de amplificar la onda sísmica esta no generará mucho impacto a la onda producto de su bajo espesor, y también se puede esperar que el botadero modelado presente aceleraciones menores al suelo dada sus propiedades físicas.

Los modelos diseñados fueron analizados mediante el *software* *QUAKE/W*, que utiliza las mismas propiedades de materiales utilizadas en el programa *DEEPSOIL*, además del sismo modelado en su totalidad y evalúa el comportamiento del modelo a lo largo de este, los resultados para cada modelo realizado en el segundo de aceleración máxima de 46,375 segundos, junto con ello se aplica la ecuación de Saragoni [28] (Método pseudoestático) que permite calcular el coeficiente sísmico horizontal k_h .

Los resultados para los modelos se pueden observar a continuación en términos de aceleración y desplazamientos en el segundo *peak* del sismo 46,375 segundos.

- Botadero 1

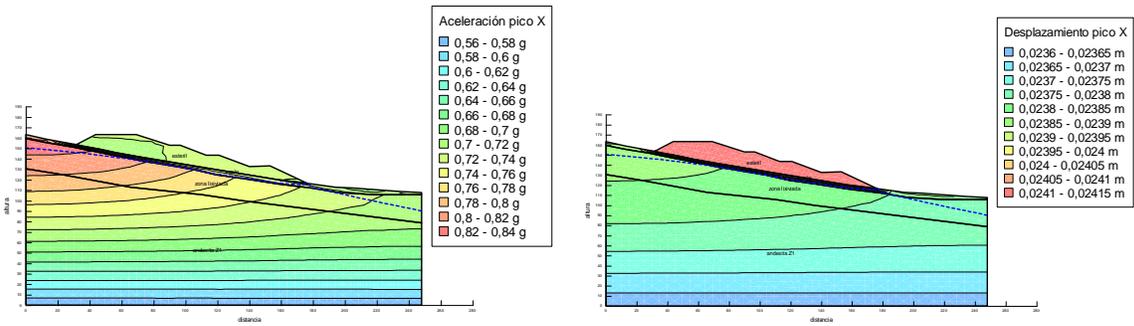


Figura 4.48 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 1

- Botadero 2

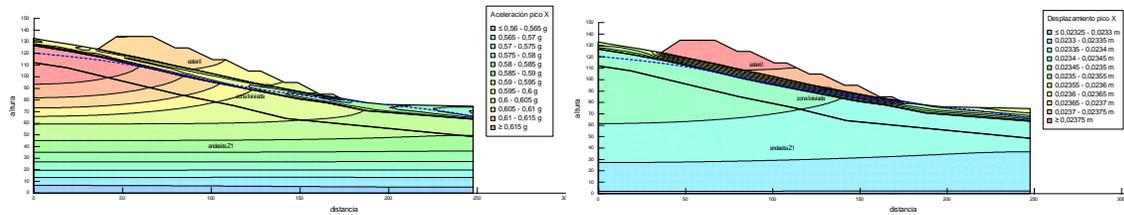


Figura 4.49 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 2

- Botadero 3

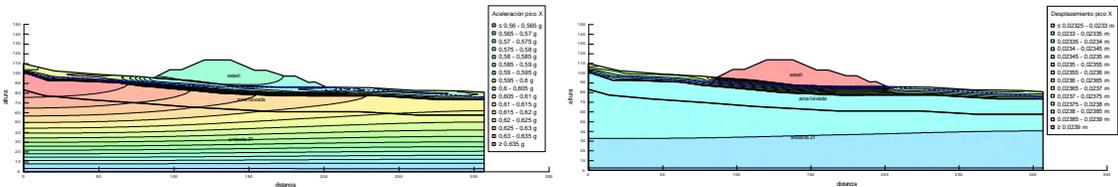


Figura 4.50 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 3

- Botadero 4

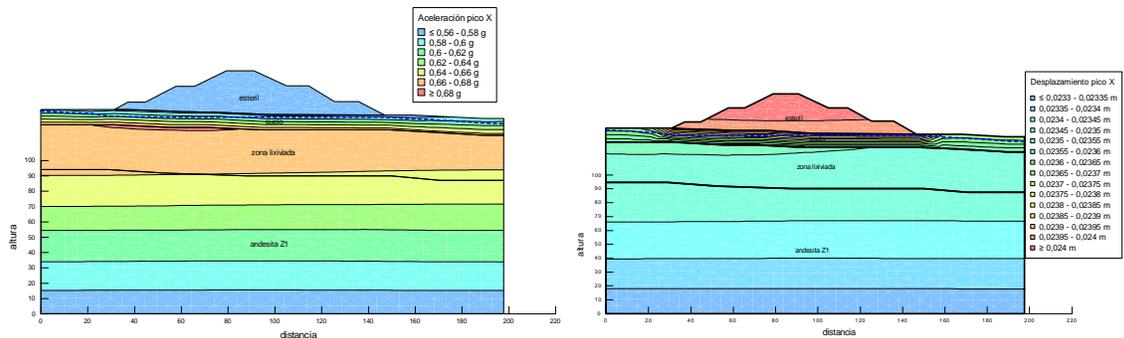


Figura 4.51 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 4

- Botadero 5

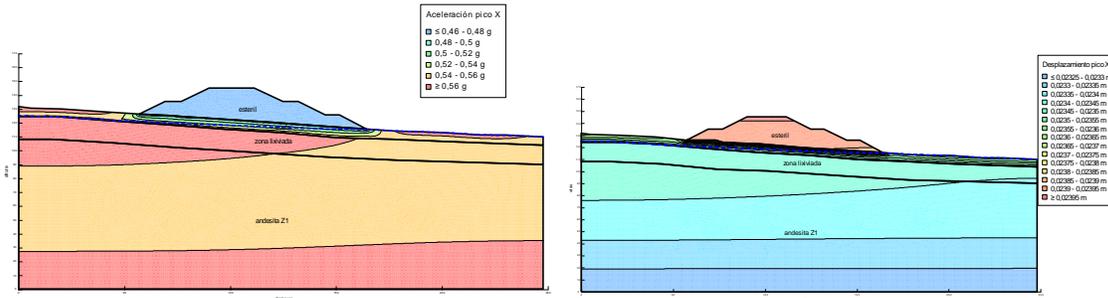


Figura 4.52 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 5

- Botadero 6

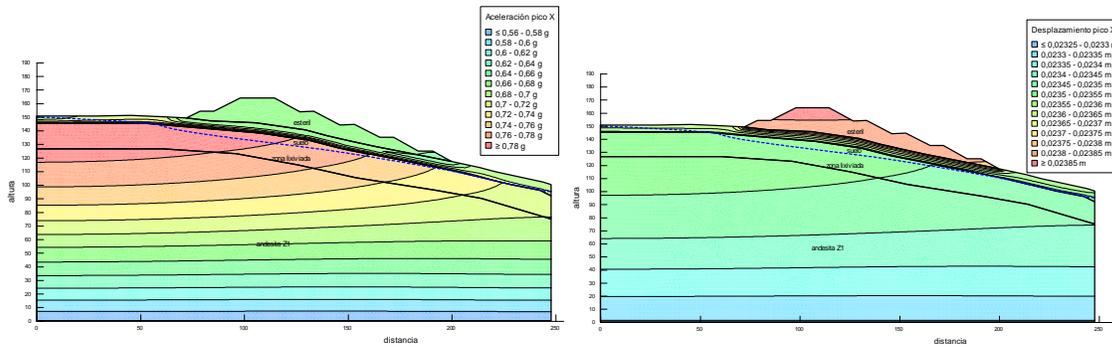


Figura 4.53 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero 6

- Refuerzo embalse

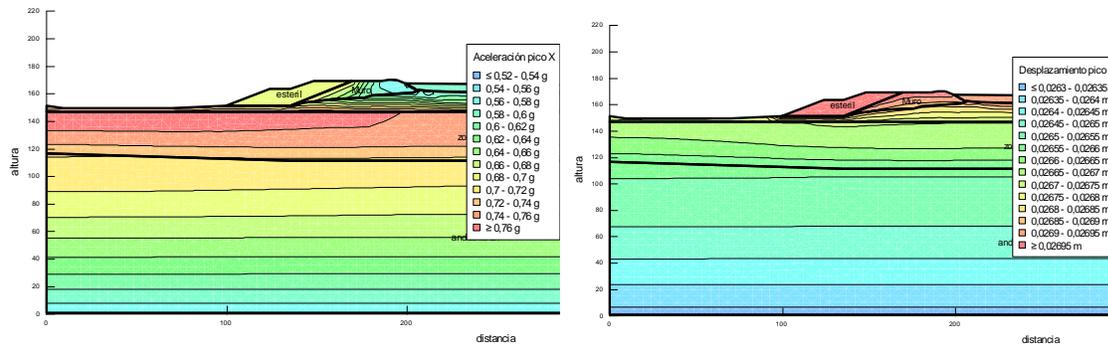


Figura 4.54 Resultados de aceleración peak (izquierda) y desplazamientos peak (derecha) para el botadero refuerzo embalse.

A continuación, en la Tabla 4.27 se pueden apreciar los resultados de la aceleración *peak* estimadas en el depósito de estéril, la aceleración *peak* encontrada en superficie, el desplazamiento máximo de todo el sistema geotécnico y el coeficiente horizontal estimado mediante la ecuación de Saragoni.

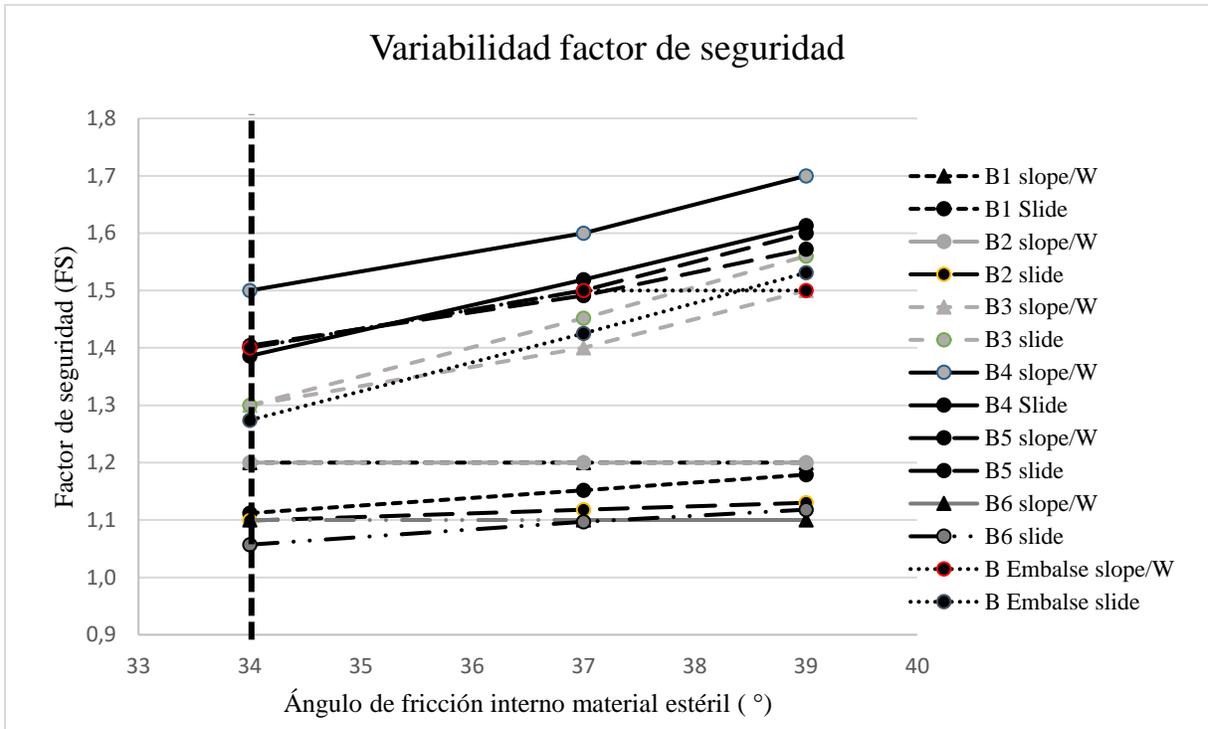
Tabla 4.27 Resumen resultados obtenidos del análisis dinámico realizado en *QUAKE/W* para los diferentes modelos diseñados.

Nombre	Pendiente	Tipo	Peak Acel Estéril (g)	Peak Acel. Superficie (g)	Desplazamiento máximo (m)	k_h (Saragoni)	k_h (NoCh433)
Botadero 1	25-35%	Ladera	0,72	0,84	0,0241	0,19	0,20
Botadero 2	30-35%	Ladera	0,61	0,62	0,0237	0,18	0,20
Botadero 3	5-10%	Plano	0,57	0,64	0,0239	0,17	0,20
Botadero 4	0-5%	Plano	0,56	0,68	0,0240	0,17	0,20
Botadero 5	10-15%	Plano	0,46	0,56	0,0240	0,14	0,20
Botadero6	30-35%	Ladera	0,68	0,78	0,0239	0,19	0,20
Refuerzo Embalse	0-5%	Ladera	0,68	0,76	0,0270	0,19	0,20

Se aplica la carga sísmica horizontal k_h para cada modelo, considerando, al igual que en el análisis estático un ángulo de fricción interno de estéril de 34°, 37° y 39°, los resultados se pueden apreciar en la Tabla 4.28 y la Gráfica 4.20.

Tabla 4.28 Resumen resultados obtenidos del análisis pseudoestático realizado en ambos softwares para diferentes ángulos de fricción internos del material estéril.

Nombre	Pendiente	Tipo	Kh	Ángulo Fricción interno (°)	FS (SLOPE/W)	FS (Slide)	ΔFS
Botadero 1	25-35%	Ladera	0,22	34	1,2	1,1	0,1
				37	1,2	1,2	0,0
				39	1,2	1,2	0,0
Botadero 2	30-35%	Ladera	0,18	34	1,2	1,1	0,1
				37	1,2	1,1	0,1
				39	1,2	1,1	0,1
Botadero 3	5-10%	Plano	0,17	34	1,3	1,3	0,0
				37	1,4	1,5	-0,1
				39	1,5	1,6	-0,1
Botadero 4	0-5%	Plano	0,17	34	1,5	1,4	0,1
				37	1,6	1,5	0,1
				39	1,7	1,6	0,1
Botadero 5	10-15%	Plano	0,14	34	1,4	1,4	0,0
				37	1,5	1,5	0,0
				39	1,6	1,6	0,0
Botadero6	30-35%	Ladera	0,20	34	1,1	1,1	0,0
				37	1,1	1,1	0,0
				39	1,1	1,1	0,0
Refuerzo embalse	0-5%	Ladera	0,20	34	1,4	1,3	0,1
				37	1,5	1,4	0,1
				39	1,5	1,5	0,0



Gráfica 4.20 Factor de seguridad análisis pseudoestático para diferentes ángulos de fricción interno del material estéril.

Los resultados del análisis pseudoestático para cada modelo realizado fueron hechos en los dos *softwares* de diseño definidos para este estudio, los resultados obtenidos por cada *software* son los siguientes.

- Botadero 1

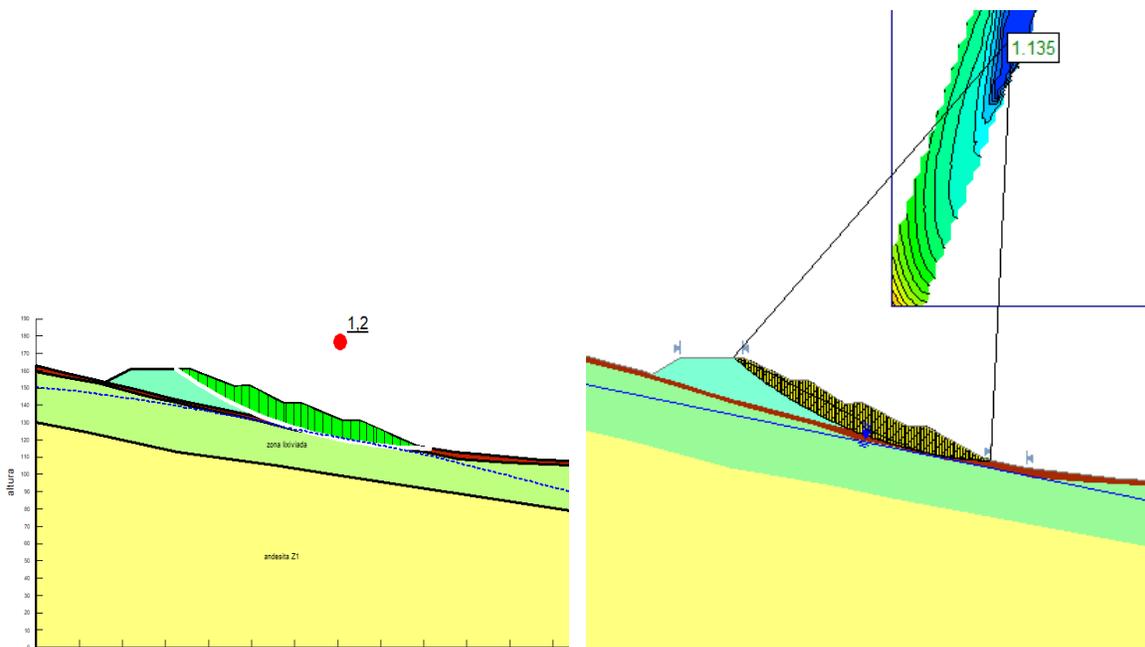


Figura 4.55 Análisis pseudoestático para botadero 1 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 2

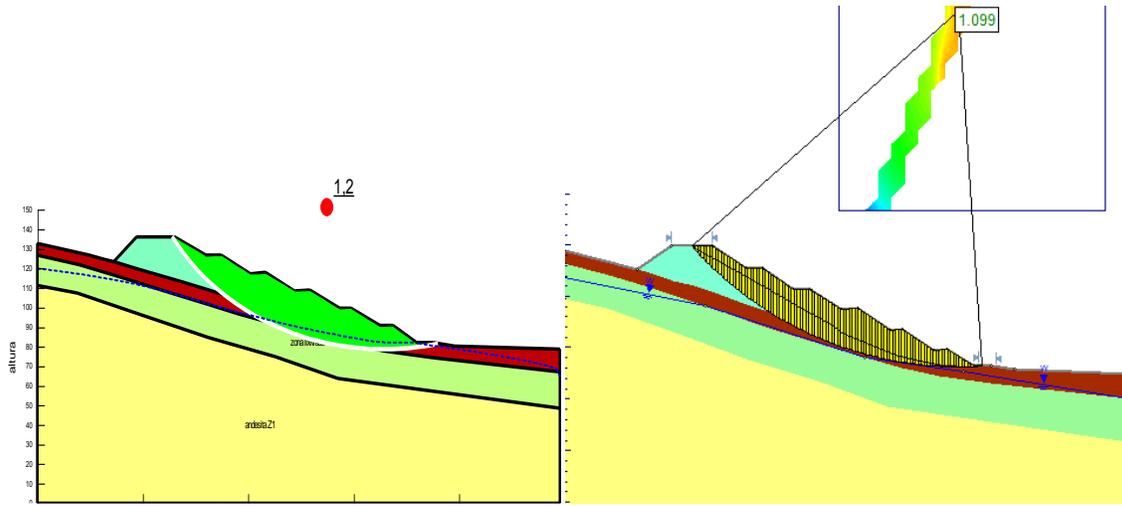


Figura 4.56 Análisis pseudoestático para botadero 2 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 3

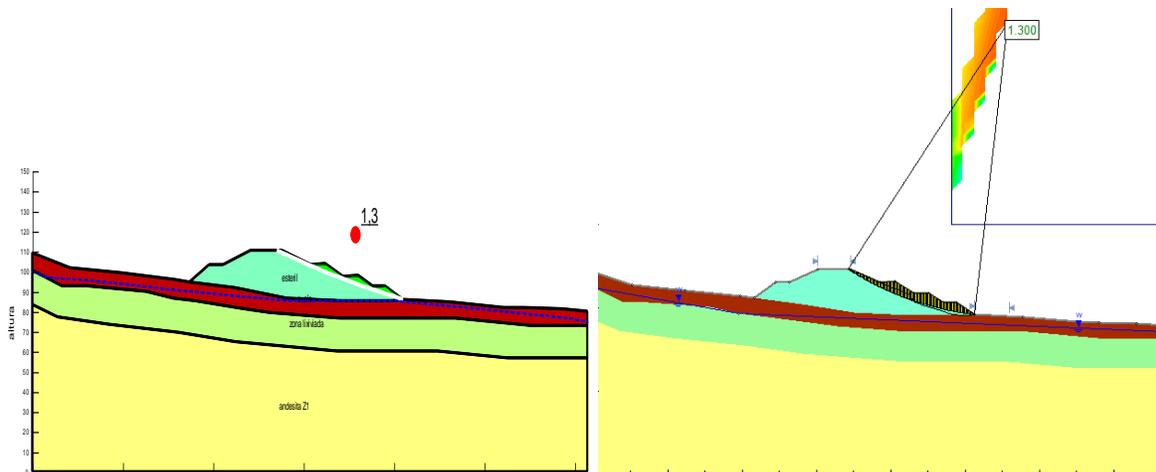


Figura 4.57 Análisis pseudoestático para botadero 3 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 4

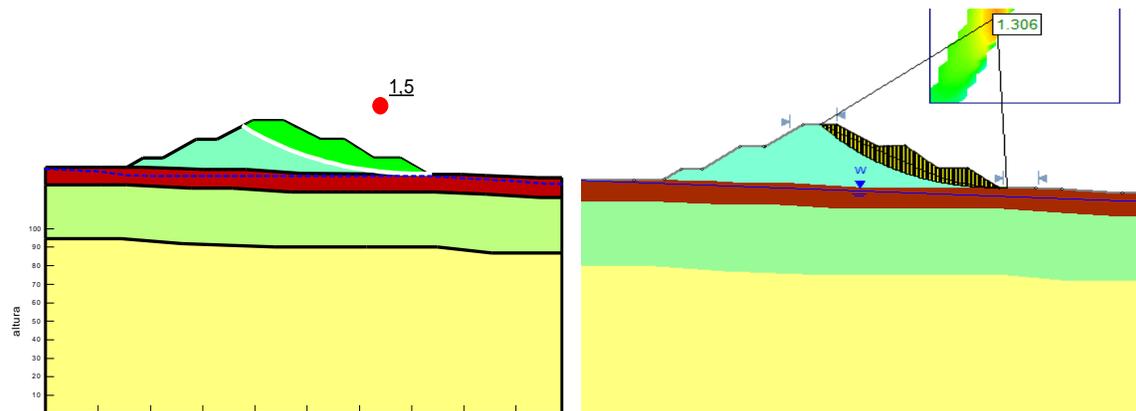


Figura 4.58 Análisis pseudoestático para botadero 4 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 5

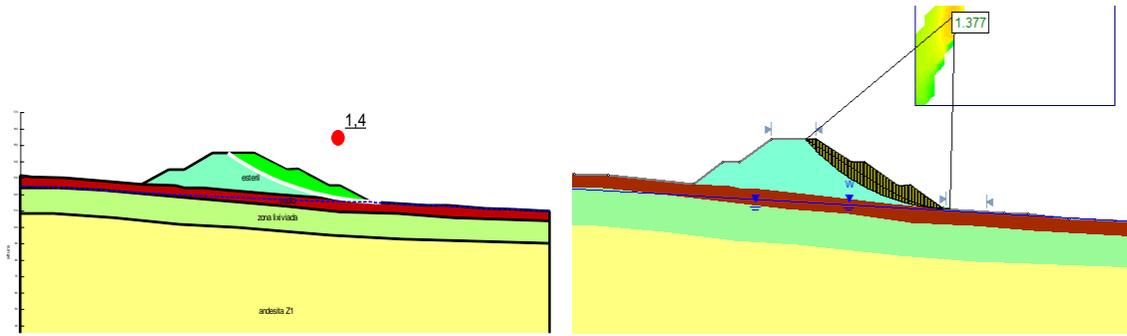


Figura 4.59 Análisis pseudoestático para botadero 5 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Botadero 6

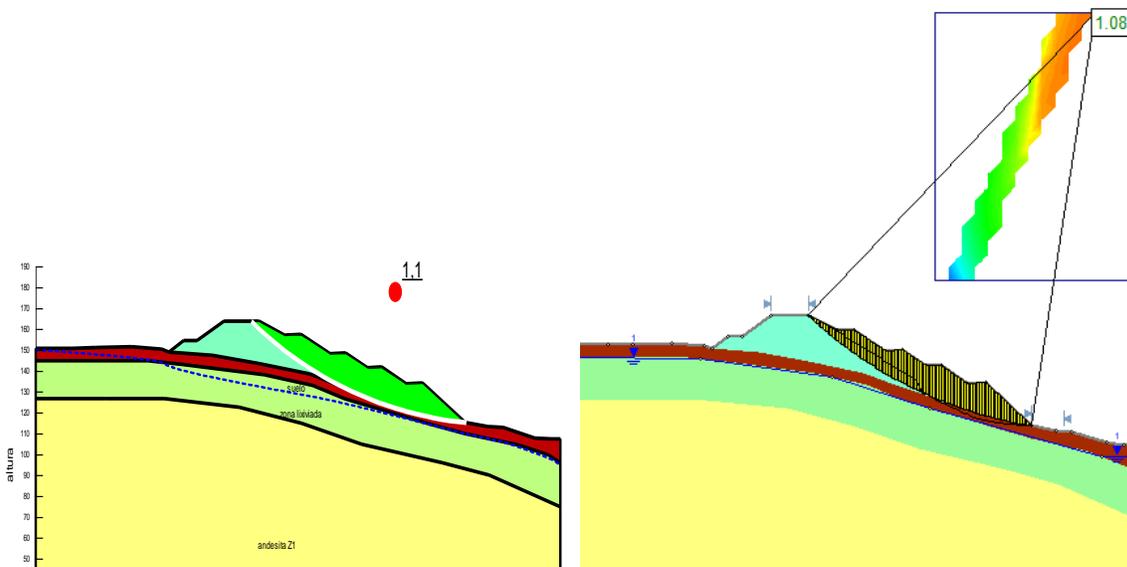


Figura 4.60 Análisis pseudoestático para botadero 6 realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

- Refuerzo embalse

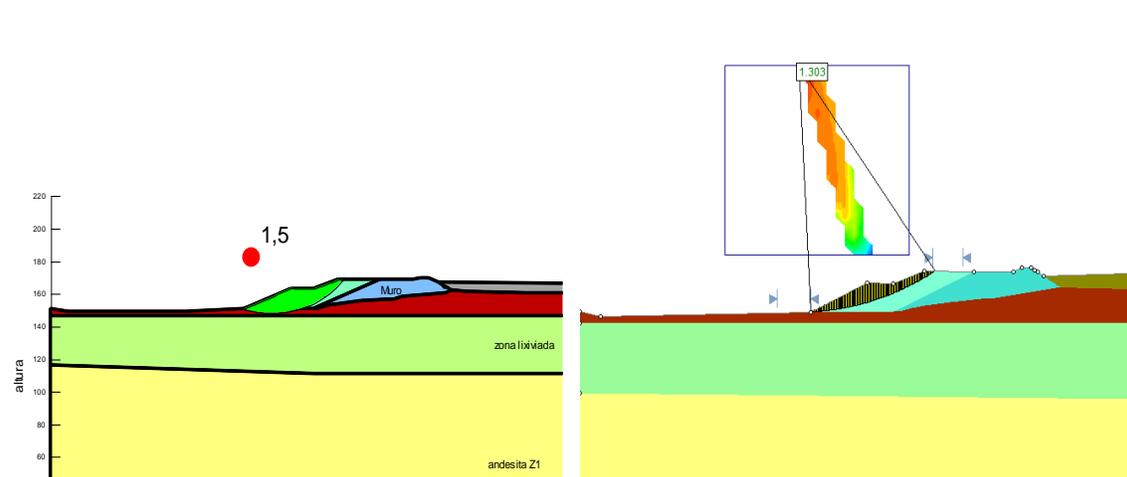


Figura 4.61 Análisis pseudoestático para botadero refuerzo embalse realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha).

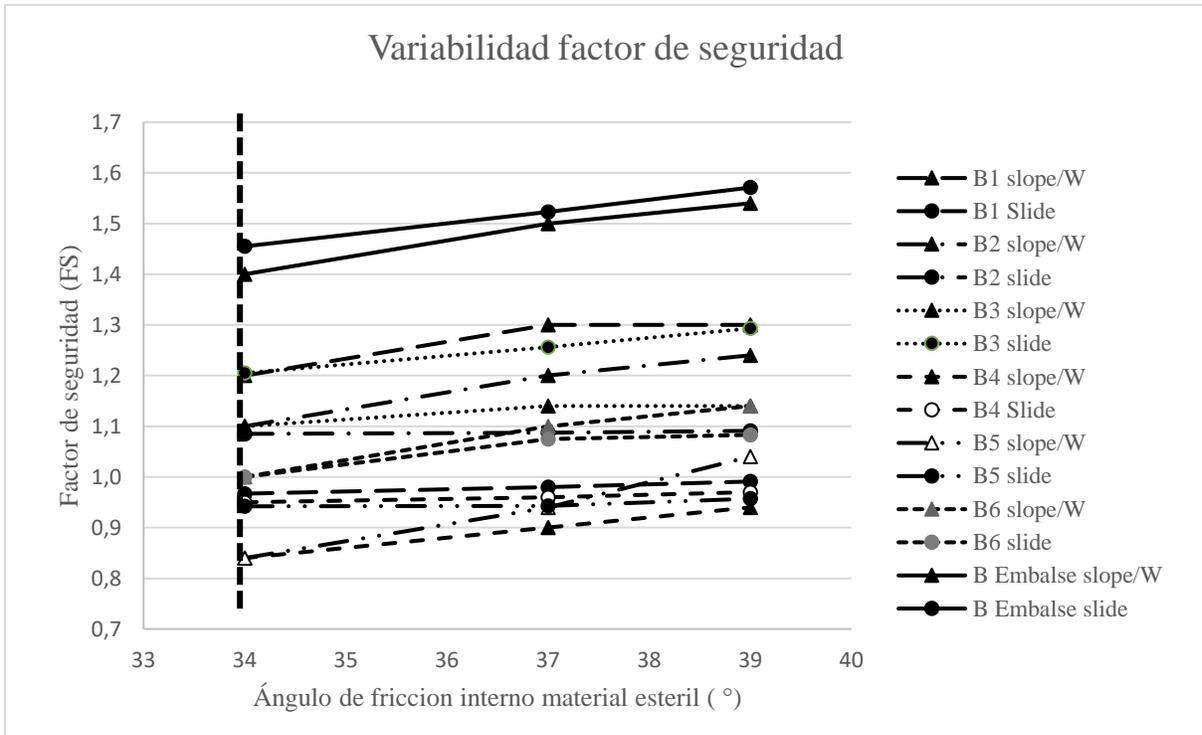
De los resultados obtenidos se considera aceptable para cada modelo un factor de seguridad de 1,0 a corto plazo y superior a 1,2 para un largo plazo, bajo este criterio el modelo de botadero 6 es el diseño con menor factor de seguridad, siendo este de 1,1 no admisible a largo plazo. Los demás modelos cumplen con el factor de seguridad requerido. Los modelos con mayor factor de seguridad corresponden a los botaderos planos, los cuales presentan una mejor tolerancia ante cargas sísmicas horizontales altos.

4.3.7 Análisis Estático post sísmico

Producto de un sismo puede generarse un deterioro en los materiales tal que el suelo de fundación no trabaje igual y las presiones de poro generen problemas, para evaluar una situación similar se realiza un análisis post sísmico realizando un análisis estático en condiciones no drenadas. Se realizará el mismo proceso anteriormente mostrado evaluando en ambos *softwares* y considerando la mitad de la cohesión del suelo y un ángulo de fricción del suelo de 0 (Tabla 4.29 y Gráfica 4.21).

Tabla 4.29 Resumen resultados obtenidos del análisis estático en condiciones no drenadas realizado en softwares para diferentes ángulos de fricción internos del material estéril.

Nombre	Pendiente	Tipo	ϕ (°)	FS (SLOPE/W)	FS (Slide)	Δ FS
Botadero 1	25-35%	Ladera	34	1,2	1,0	0,2
			37	1,3	1,0	0,3
			39	1,3	1,0	0,3
Botadero 2	30-35%	Ladera	34	1,1	1,1	0,0
			37	1,2	1,1	0,1
			39	1,2	1,1	0,1
Botadero 3	5-10%	Plano	34	1,1	1,2	-0,1
			37	1,1	1,3	-0,1
			39	1,1	1,3	-0,2
Botadero 4	0-5%	Plano	34	0,8	1,0	-0,1
			37	0,9	1,0	-0,1
			39	0,9	1,0	0,0
Botadero 5	10-15%	Plano	34	0,8	0,9	-0,1
			37	0,9	0,9	0,0
			39	1,0	1,0	0,1
Botadero6	30-35%	Ladera	34	1,0	1,0	0,0
			37	1,1	1,1	0,0
			39	1,1	1,1	0,1
Refuerzo embalse	0-5%	Ladera	34	1,4	1,5	-0,1
			37	1,5	1,5	0,0
			39	1,5	1,6	0,0



Gráfica 4.21 Factor de seguridad análisis pseudoestático para diferentes ángulos de fricción interno del material.

Los resultados del análisis post sísmico para cada modelo realizado fueron hechos en los dos *softwares* de diseño definidos para este estudio, los resultados obtenidos por cada *software* son los siguientes.

- Botadero 1

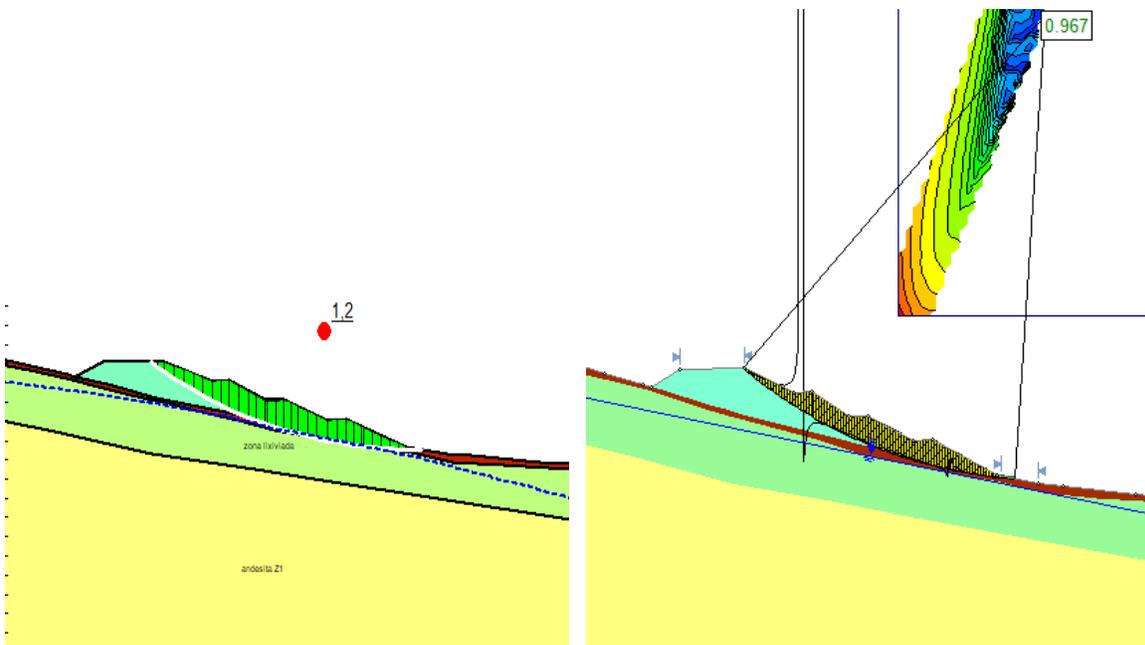


Figura 4.62 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 1.

- Botadero 2

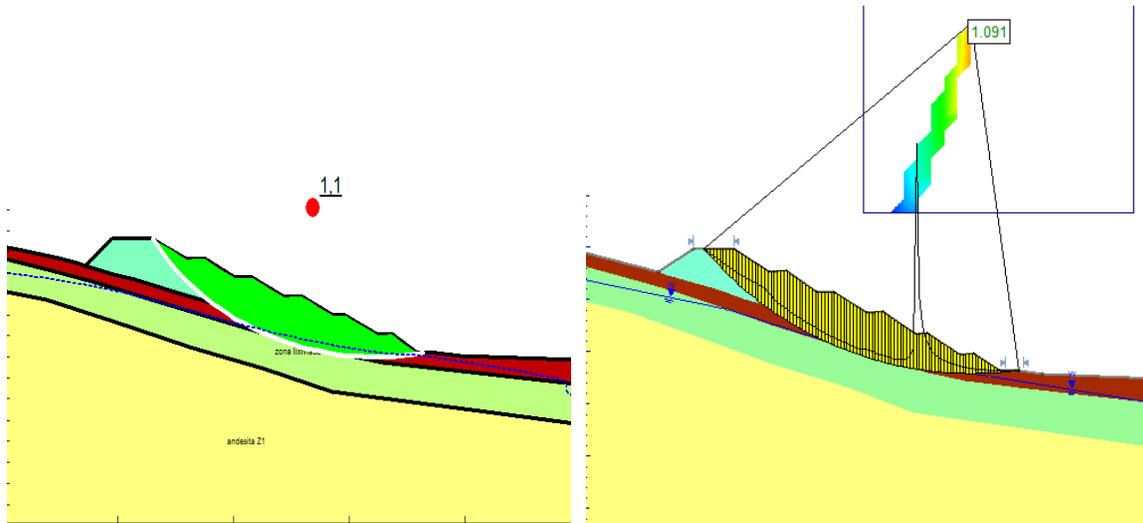


Figura 4.63 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 2.

- Botadero 3

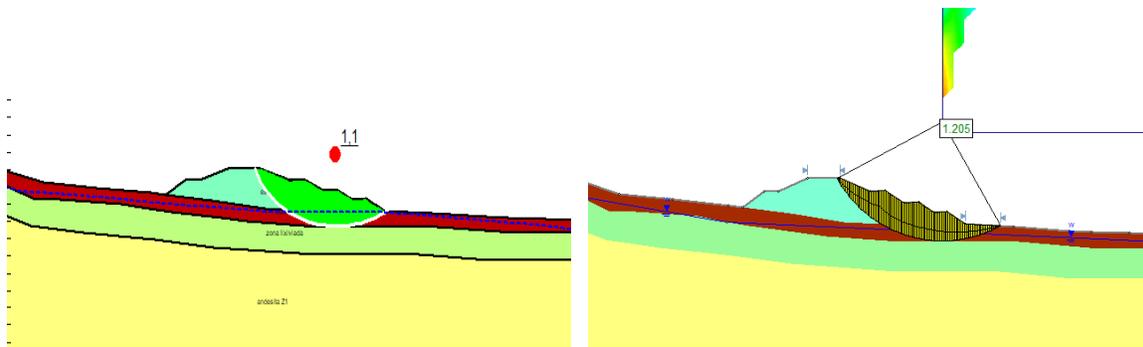


Figura 4.64 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 3.

- Botadero 4

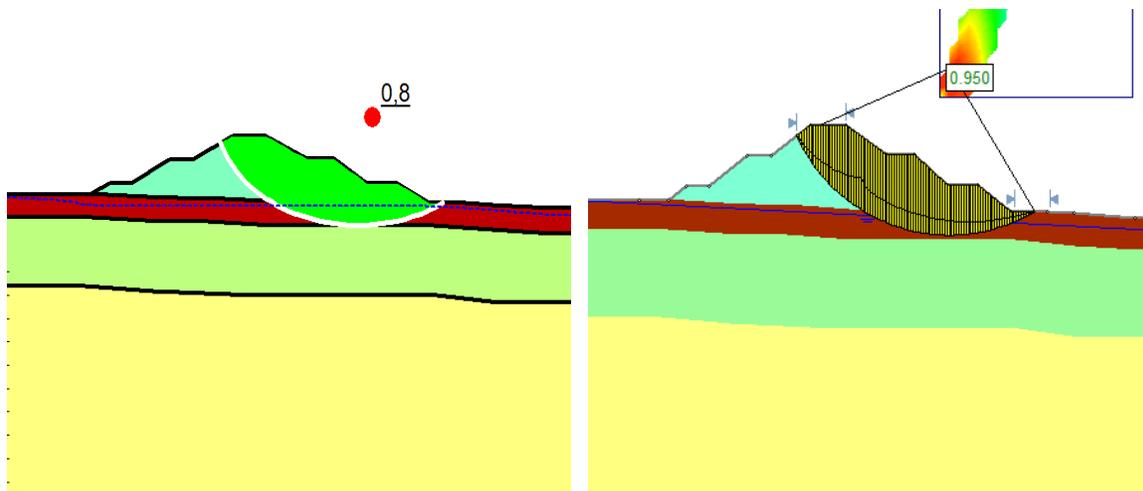


Figura 4.65 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 4.

- Botadero 5

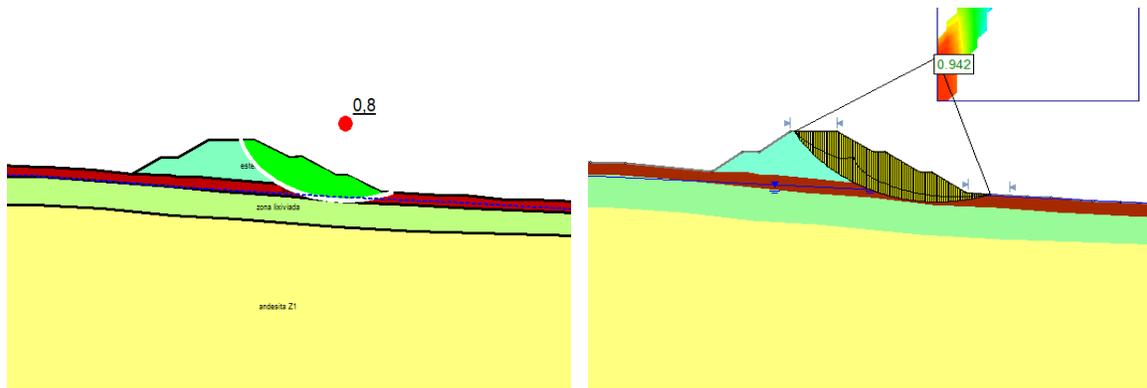


Figura 4.66 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 5.

- Botadero 6

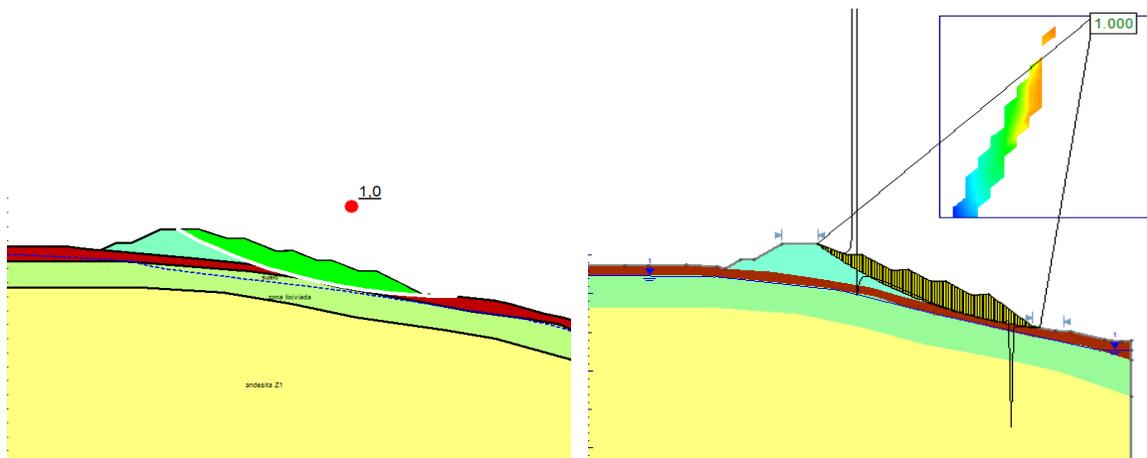


Figura 4.67 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 6.

- Refuerzo embalse

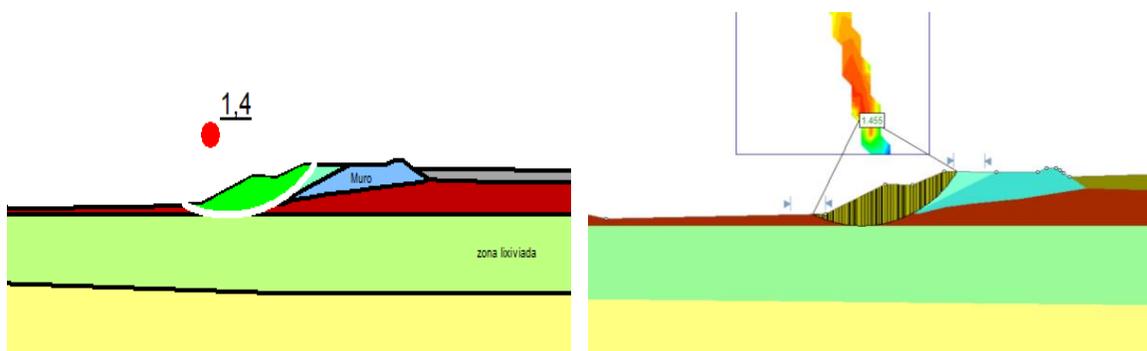
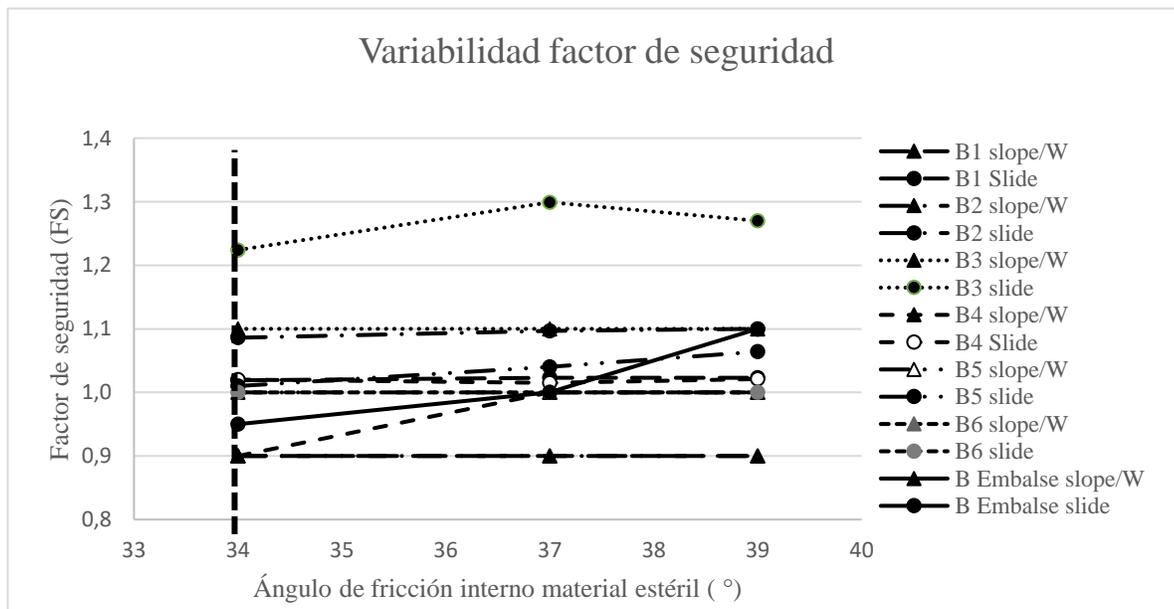


Figura 4.68 Análisis post sísmico estático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero Refuerzo embals.e

De los resultados obtenidos se puede observar que el factor de seguridad baja considerablemente, esto se debe principalmente a que considerar la mitad de la cohesión disminuye bastante la resistencia al deslizamiento del bloque, sin embargo, los botaderos 2, botadero 3 y refuerzo del embalse presentaron los mejores resultados en relación al factor de seguridad, esto podría explicarse por su estructura plana y que la distribución de esfuerzos es más homogénea. La condición post sísmica corresponde a una situación desfavorable y poco probable de que ocurra, pero aun así es importante conocer cómo se comportaría la estructura en una situación similar, de esta forma se puede asegurar que el modelo responderá de manera correcta ante cualquier situación.

4.3.8 Análisis Pseudoestático en condiciones no drenadas.

Si se evalúan los diseños en las peores condiciones posibles, es decir aplicando el sismo y considerando que el suelo trabaja en una condición no drenada, la estabilidad de los modelos se reduce considerablemente, pues el suelo no trabajará de manera adecuada, dada sus características de alto porcentaje de arcillas y mala calidad no presentará resistencia al desplazamiento de la estructura, facilitando que el talud modelado falle. Si bien esta condición es poco probable que ocurra ya que necesita un suelo completamente saturado que genere presiones de poro y un sismo de alta intensidad de manera simultánea, sirve como referencia a como se comportarían los diseños frente a dicha condición. A continuación, en la Gráfica 4.22 y la Tabla 4.30 se presentan los modelos diseñados en condición no drenada.



Gráfica 4.22 Factor de seguridad análisis pseudoestático en condiciones no drenadas para diferentes ángulos de fricción interno del material estéril.

Tabla 4.30 Resumen resultados obtenidos del análisis pseudoestático para condiciones no drenadas realizado con softwares para diferentes ángulos de fricción internos del material estéril.

Nombre	Pendiente	Tipo	Kh	Ángulo Fricción interno (°)	FS (SLOPE/W)	FS (Slide)	ΔFS
Botadero 1	25-35%	Ladera	0,22	34	0,9	1,0	-0,1
				37	0,9	1,0	-0,1
				39	0,9	1,0	-0,1
Botadero 2	30-35%	Ladera	0,18	34	0,9	1,1	-0,2
				37	0,9	1,1	-0,2
				39	0,9	1,1	-0,2
Botadero 3	5-10%	Plano	0,17	34	1,1	1,2	-0,1
				37	1,1	1,3	-0,2
				39	1,1	1,3	-0,2
Botadero 4	0-5%	Plano	0,17	34	0,9	1,0	-0,1
				37	1,0	1,0	0,0
				39	1,0	1,0	0,0
Botadero 5	10-15%	Plano	0,14	34	1,0	1,0	0,0
				37	1,0	1,0	0,0
				39	1,0	1,1	-0,1
Botadero6	30-35%	Ladera	0,20	34	0,3	1,0	-0,7
				37	0,4	1,0	-0,6
				39	0,4	1,0	-0,6
Refuerzo embalse	0-5%	Ladera	0,20	34	0,5	1,0	-0,5
				37	0,5	1,0	-0,5
				39	0,5	1,1	-0,6

Los resultados de los diseños sometidos al análisis pseudoestático en condiciones no drenadas para un ángulo de fricción interno de 34° se pueden ver a continuación.

- Botadero 1

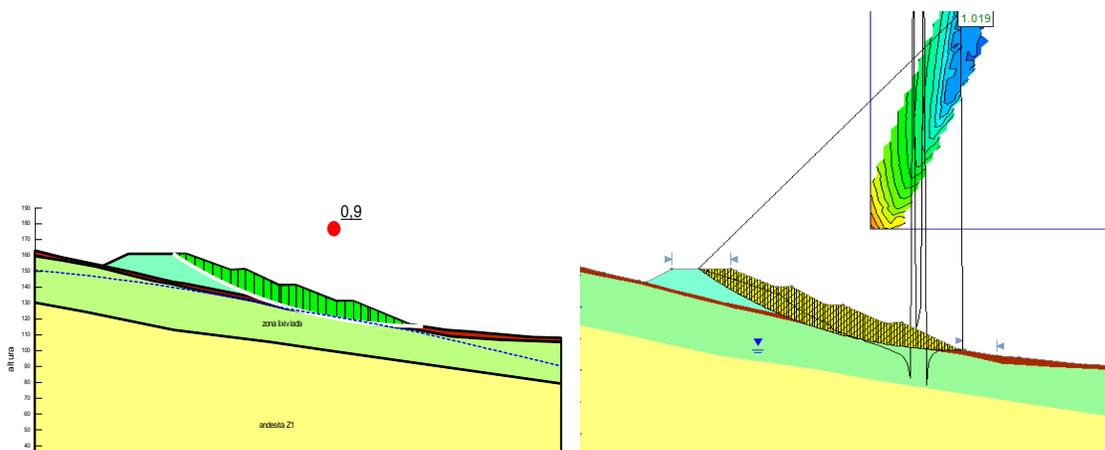


Figura 4.69 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 1.

- Botadero 2

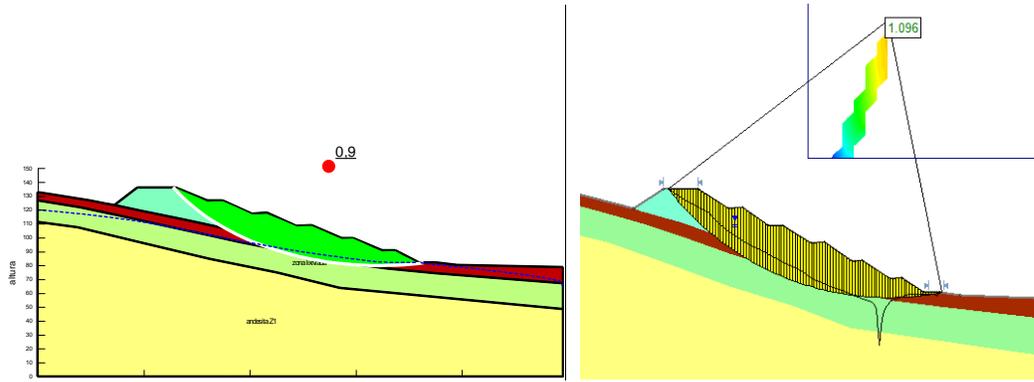


Figura 4.70 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 2.

- Botadero 3

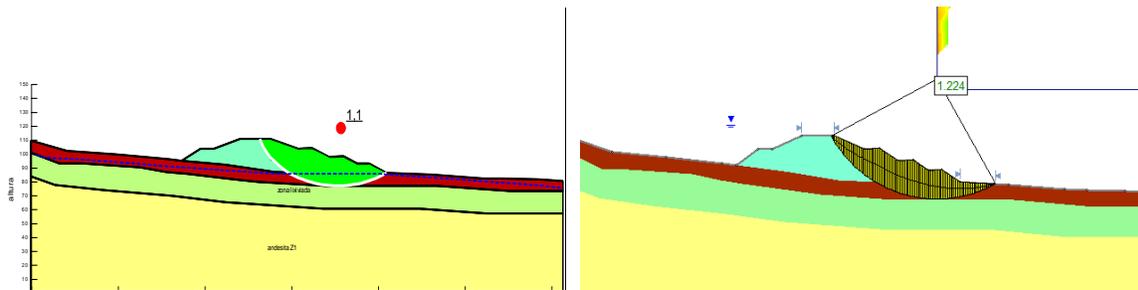


Figura 4.71 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 3.

- Botadero 4

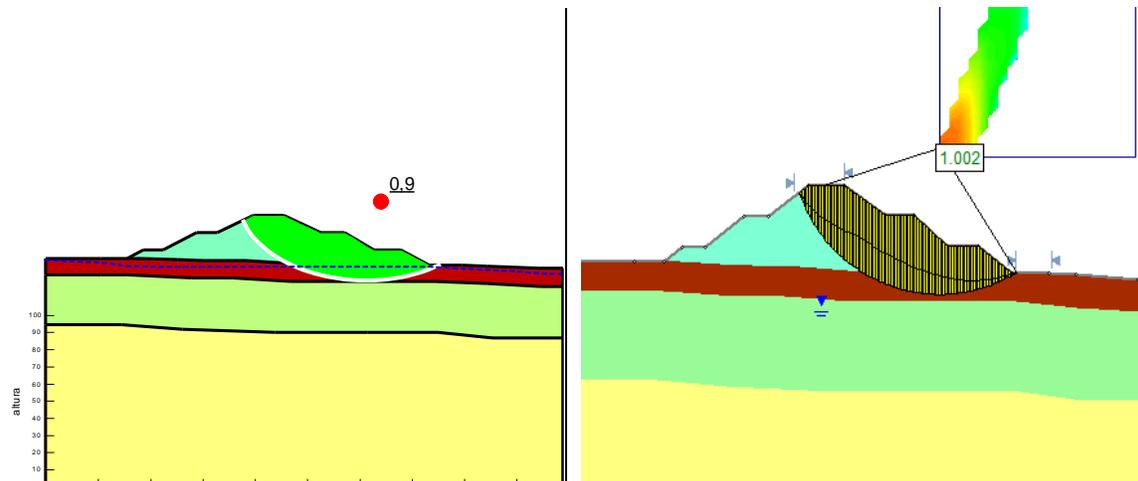


Figura 4.72 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 4.

- Botadero 5

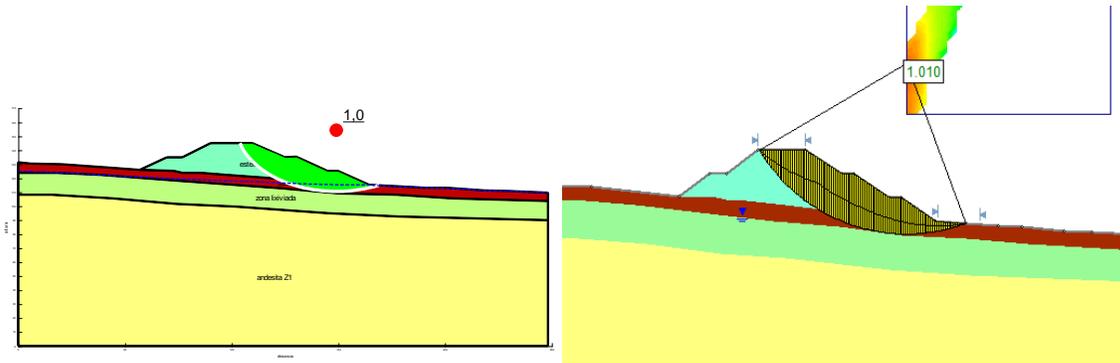


Figura 4.73 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 5.

- Botadero 6

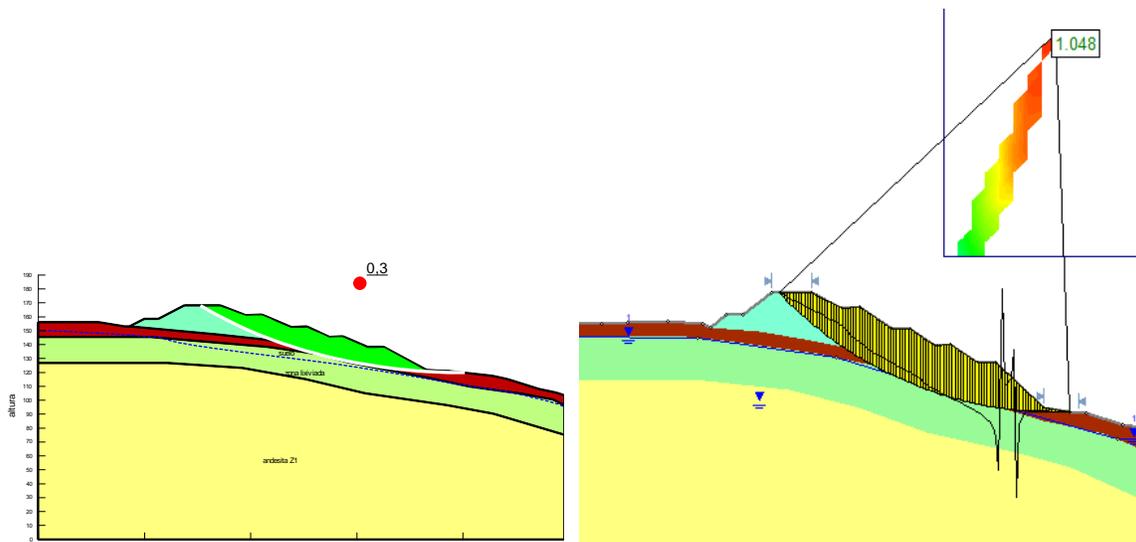


Figura 4.74 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero 6.

- Refuerzo embalse

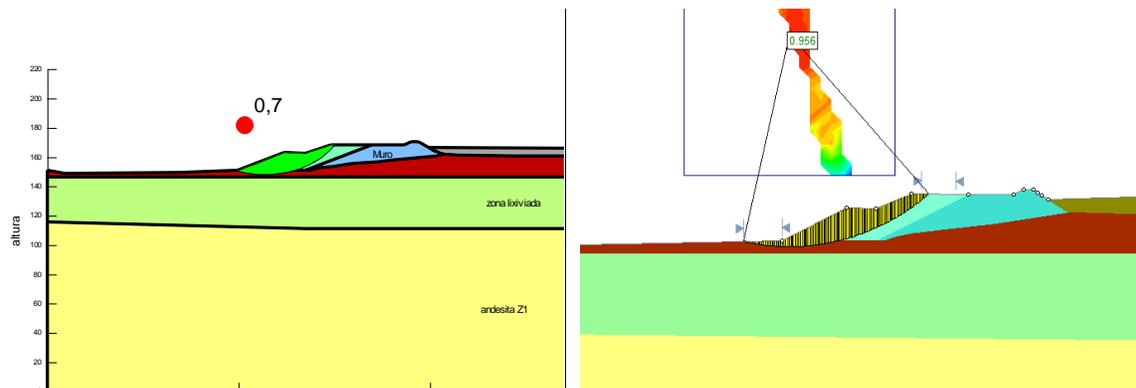


Figura 4.75 Análisis pseudoestático en condiciones no drenadas realizado en SLOPE/W (izquierda) y en Slide (derecha) para botadero refuerzo embalse.

Los diseños se ven fuertemente afectados en su estabilidad frente a una condición no drenada de los suelos que presentan un gran porcentaje de finos, pero hubo botaderos que presentaron mejor comportamiento respecto los demás, como lo son el botadero 3 y 4 los cuales al ser botaderos planos responden de mejor manera a esta condición, las pendientes pronunciadas se ven más afectadas debido que el suelo de fundación en condición no drenada no posee fricción interna por lo que las grandes masas que compone el material estéril son fácilmente deslizadas por ayuda de la gravedad y la nula resistencia que ofrece el material del suelo ante la carga.

4.4 Selección de modelos

La selección del o los modelos adecuados para su construcción y que presenten las condiciones más viables y seguras para los trabajadores se realiza mediante un análisis del factor técnico de estabilidad (estática y pseudoestática) y operatividad (distancia y pendiente del terreno). No se consideran los parámetros geométricos, ya que todos los modelos fueron diseñados en función de cumplir los requerimientos de diseño que el DS 132 exige.

En términos técnicos se evalúa el factor de seguridad aplicado a los tres análisis realizados, estático y pseudoestático (Figura 4.76). Los cuales permiten observar en términos de la resistencia al plano de falla que tan seguros son los modelos realizados. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 4.31.

Tabla 4.31 Factores de seguridad obtenidos en los diferentes análisis realizados

Nombre	Pendiente	Tipo	FS Análisis estático		FS Análisis Pseudoestático		FS Análisis Post sísmico		FS Análisis Pseudoestático en condicione no drenadas	
			<i>SLOPE/W</i>	<i>Slide</i>	<i>SLOPE/W</i>	<i>Slide</i>	<i>SLOPE/W</i>	<i>Slide</i>	<i>SLOPE/W</i>	<i>Slide</i>
Botadero 1	25-35%	Ladera	1,9	1,9	1,2	1,1	1,3	1,0	0,9	1,0
Botadero 2	30-35%	Ladera	1,7	1,7	1,2	1,1	1,2	1,1	0,9	1,1
Botadero 3	5-10%	Plano	2,2	2,3	1,4	1,4	1,1	1,3	1,1	1,3
Botadero 4	0-5%	Plano	2,2	2,0	1,6	1,5	0,9	1,0	1,0	1,0
Botadero 5	10-15%	Plano	2,1	2,0	1,5	1,5	0,9	0,9	1,0	1,0
Botadero6	30-35%	Ladera	1,6	1,6	1,1	1,1	1,1	1,1	0,4	1,0
Refuerzo embalse	0-5%	Ladera	2,3	2,4	1,5	1,4	1,5	1,5	0,5	0,7

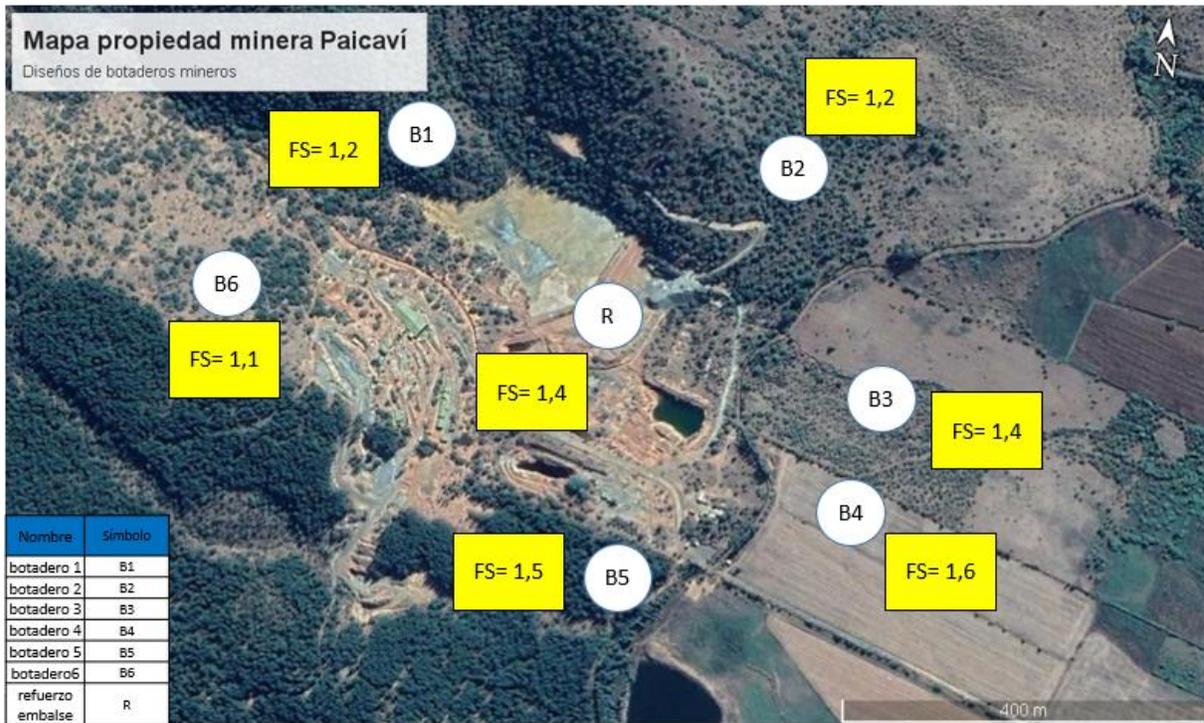


Figura 4.76 Mapa propiedad minera con ubicaciones de botaderos indicando el factor de seguridad del análisis pseudoestático asociado a cada uno. (elaboración propia).

Todos los diseños de botaderos modelados cumplen con el factor de seguridad requerido, pero los diseños con mejores resultados corresponden al botadero 5, botadero 4, botadero 3 y el refuerzo del embalse de relaves, esto se debe principalmente a que son los diseños en zonas planas de la topografía superficial de la mina.

Si consideramos la operatividad, lo primero a analizar es la distancia que posee cada botadero al túnel de acceso de la mina, en este caso se considera la mina Colín (actualmente en operación) y la mina Chépica 1, mina que volverá a operar. Se consideran las dos minas ya que el botadero seleccionado debe estar a una distancia prudente que no entorpezca la operatividad de la mina, por ende, si está más lejos de un acceso que del otro se verá afectada la disponibilidad del equipo, lo cual en proyectos mineros de menor escala es muy perjudicial pues se cuenta con limitados equipos de transporte cuya prioridad es el transporte de mineral y no de estéril.

La distancia de cada botadero a los diferentes puntos de extracción se mide según los planos oficiales de la propiedad minera, (Tabla 4.32) utilizando los mismos caminos diseñados en la mina evitando la necesidad de crear una nueva ruta (Figura 4.77).

Tabla 4.32 Distancia de los botaderos a las minas Colin y Chépica 1 (elaboración propia).

Nombre	Pendiente	Tipo	Distancia a Colin (m)	Distancia a Chépica 1 (m)	Distancia media (m)
Botadero 1	25-35%	Ladera	530	730	630
Botadero 2	30-35%	Ladera	228	430	329
Botadero 3	5-10%	Plano	440	630	508,5
Botadero 4	0-5%	Plano	478	555	496,5
Botadero 5	10-15%	Plano	463	366	414,5
Botadero6	30-35%	Ladera	547	369	458
Refuerzo embalse	0-5%	Ladera	180	164	172

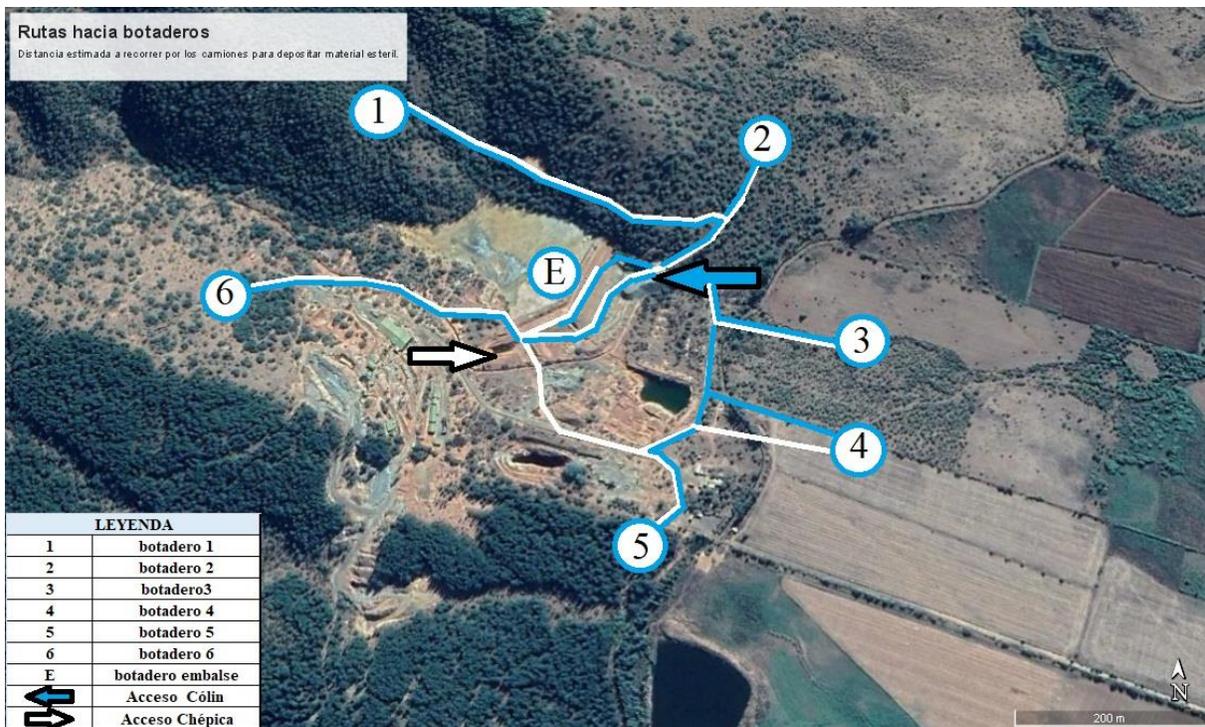


Figura 4.77 Mapa con las direcciones a los túneles de extracción.

Las distancias más cortas a las minas corresponden al refuerzo al embalse, botadero 2 y botadero 5, sin embargo se deben considerar no solo la distancia, sino que las pendientes que se deben recorrer para completar el ciclo de transporte, por lo que los botaderos 1, 2 y 6 son los menos viables puesto que el equipo debería subir una pendiente de 30% para depositar material estéril, lo cual es contraproducente considerando que el transporte de estéril no genera beneficios e incrementa el desgaste de los equipos innecesariamente.

Si se le da más valor a la menor pendiente que la distancia los modelos más adecuados para la deposición del material estéril corresponden a el botadero 5, botadero 4, botadero 3 y el refuerzo del embalse de relaves, como las opciones más fáciles de cumplir un ciclo de transporte de manera eficiente y reduciendo el desgaste de los equipos.

Para definir la prioridad de cada botadero se realiza una ponderación en función de los resultados de los análisis de estabilidad, distancia y pendiente a la que se encuentra cada diseño, los resultados obtenidos se miden en función de una escala donde el mejor caso obtiene el valor de 7 y el peor caso un 1.

Tabla 4.33 Ponderación prioridad diseños botaderos mineros.

Nombre	Tipo	FS	Pendiente %	Distancia	Total	Prioridad
Botadero 1	Ladera	3,8	4,0	4,0	3,9	7°
Botadero 2	Ladera	3,8	3,0	7,0	4,6	5°
Botadero 3	Plano	6,3	5,0	6,0	5,8	1°
Botadero 4	Plano	5,5	7,0	5,0	5,8	2°
Botadero 5	Plano	5,0	5,0	6,0	5,3	3°
Botadero6	Ladera	2,0	2,0	5,0	3,0	6°
Refuerzo embalse	Ladera	4,8	6,0	5,0	5,3	4°

Los resultados del ranking indican que la mejor opción corresponde al botadero 3 y la segunda mejor opción corresponde al botadero 4, botadero 5 y refuerzo del embalse. Los modelos han presentado un factor de seguridad aceptable en el aneor de las condiciones posibles son los botaderos con menor probabilidad de fallar.

Capítulo 5

Conclusiones y recomendaciones

Se presentan las conclusiones de esta investigación y un análisis de los resultados obtenidos, junto a ello se añaden las recomendaciones propuestas por el autor para mejorar la caracterización para la mina.

5 Conclusiones

La evaluación pseudoestática de los modelos realizados permitió identificar cómo el sismo severo se comporta en las diferentes estructuras conformadas por el mismo sistema geotécnico, principalmente se observó que el sismo actúa de manera diferente según la pendiente topográfica en la cual se ubica el modelo, debido a la distribución de esfuerzos que ocurre al interior del sistema durante el sismo, lo cual se vio reflejado en los modelos con mayor pendiente, generando mayores aceleraciones mayores a 0,5g. El estudio se vio favorecido al poseer una gran gama de pendientes naturales de la propiedad minera que variaron desde 0-5% zonas planas hasta 30-40% en los cerros, esto ayudo a observar cómo se comportaba el sismo en cada zona.

La identificación del sistema geotécnico y su posterior caracterización permitió entender cómo se comportaría la estructura modelada y como sería mejor la disposición de esta dadas las características propias que posee la propiedad minera, los resultados proporcionados por el informe resultaron de mucha ayuda, a modo de referencia a que valores son cercanos a los esperados por cada ensayo, fue normal encontrar leves diferencias entre los resultados entregados y los medidos principalmente debido al paso del tiempo. El material estéril no había sido caracterizado Geotécnicamente, pues no era necesaria la construcción de un botadero minero. El material estéril compuesto por principalmente por andesita posee una densidad de 2,0 gr/cm³ y un ángulo de reposo de 34° el cual indicó el ángulo máximo de inclinación para el modelo, el material posee una granulometría gruesa con un 44% de partículas sobre las 3 pulgadas en tamaño y la nula presencia de material fino considerándose una muestra limpia

El material del suelo de fundación fue caracterizado según su granulometría y límites de Atterberg el cual determinó que corresponde a un material arenoso con alto contenido de finos, el suelo de fundación se definió en dos tipos, el “coluvio de ladera” ubicado en las laderas del cerro y el suelo “lecho de quebrada” ubicado en la zona plana de la propiedad, el primer material presentó un ángulo de fricción de 29° y una cohesión de 21 kPa en cambio el segundo presentó 19° de ángulo de fricción interno y 110 kPa de cohesión este cambio se debe al grado de meteorización mayor que sufrió el material. Para ambos materiales se definió un ángulo de reposo de 31° y una densidad de 1,8 gr/cm³. Afortunadamente la capa de suelo no representa un espesor significativo para presentar problemas y no es necesaria la excavación de la zona de locación del botadero.

La sollicitación sísmica realizada a la cual se aplicó la caracterización del sistema geotécnico dio un resultado tentativo, pues no se conocía completamente el material y no se realizaron pruebas de campo más elaboradas para determinar su respuesta a ondas sísmicas, de acuerdo a los análisis en la zona de estudio durante el terremoto del 27F pudo existir un PGA de 0,55g, además se estimó una leve amplificación producida por el suelo de fundación la cual no afecta significativamente el análisis. El sismo modelado posee una estructura bastante cercana a la realidad comparándola con diversos registros reales observados, por lo que a modo de simulación resulta bastante práctico.

Respecto a las pendientes naturales la propiedad minera cuenta con una muy variada topografía de la cual se pudieron identificar zonas planas de 0 a 5% de pendiente, zonas de 10 a 15% y zonas superiores a 30% debido a que el proyecto se encuentra entre cerros se dispone de una amplia gama de pendientes naturales sobre las cuales se pudo modelar los distintos botaderos, claramente las zonas más planas tenían la ventaja respecto a la estabilidad de los diseños, sin embargo se pudo observar que algunos modelos como el caso del botadero 2 que presentó resultados aceptables pese a su pendiente pronunciada, por lo que alterando un poco el terreno, podría presentar resultados similares a los botaderos 3 y 4.

Respecto a los análisis de estabilidad realizados se aplicó a modelos de botaderos que cumplen el D.S. 132, considerando un ángulo de talud menor o igual al ángulo de reposo del material para evitar inestabilidades. Los resultados obtenidos en el análisis estático fueron positivos con un factor de seguridad mayor a 1,5 y permitieron observar como a pesar de ser el mismo material, la diferencia geométrica y de pendiente resulta afectar significativamente el resultado del factor de seguridad estimado, así como también la amplia influencia que posee el ángulo de fricción interno del material, siendo el factor de seguridad directamente proporcional al ángulo de fricción interno del estéril.

Para el análisis pseudoestático se aplicó una carga sísmica horizontal determinada con el *peak* de aceleración obtenido del análisis dinámico realizado en *QUAKE/W* el cual tuvo una variación de aceleración de 0,56 a 0,84g cuyos coeficientes sísmicos horizontales se mantuvieron en el rango de 0,17-0,19. El análisis permitió observar cómo el sismo afecta en cada instante al sistema geotécnico completo de manera muy diferente dependiendo de su ubicación, se puede observar que las pendientes pronunciadas disminuían su factor de seguridad considerablemente respecto a los modelos con menor pendiente, por lo que los modelos de zonas planas son eventualmente las mejores opciones debido a la distribución de esfuerzos más equitativa. También se realizó un análisis post sísmico condición no drenada que a pesar de ser poco probable su ocurrencia, garantiza que los modelos sean completamente seguros, el resultado determinó que los modelos planos reaccionaron mucho mejor a la condición no drenada que los modelos sobre pendientes.

Finalmente la ubicación contempló aplicar una calificación según los resultados obtenidos dando prioridad a la respuesta pseudoestática y la distancia a la cual se encuentra cada modelo, de esta forma se determinó que el botadero 3 y 4 resultaron ser los óptimos bajo estos criterios, siendo los con mejores resultados de estabilidad y los más fácil de acceder a los equipos de transporte, dado que el proyecto corresponde a la pequeña minería y se contempla una futura expansión por lo cual la mejor opción corresponde al botadero 3 ya que no presentará obstáculos y cuenta con el espacio suficiente para ser construido sin afectar negativamente a la operación de la mina y es capaz de soportar sismos de gran intensidad en las situaciones más adversas como lo es una condición no drenada en el suelo de fundación, por lo que garantiza la seguridad de los trabajadores y equipos de la faena.

5.1 Recomendaciones.

Respecto a la caracterización del material estéril, no se recomienda realizar ensayos de compresión a gran escala ya que son costosas y la gran variabilidad del material no permitirá obtener un resultado representativo del material, evitar recurrir a estimaciones homotéticas si no se cumplen los requerimientos necesarios, para determinar la resistencia al corte real y ángulo de fricción interno acorde al material particulado es necesario aplicar un mayor número de ensayos de laboratorio a diferentes escalamientos para representar lo mejor posible, respecto al material del suelo se recomienda incrementar el número de muestras y ensayos, realizando sondajes en el muro del embalse, y el suelo, realizar ensayos SPT con el fin de obtener un espectro más amplio y representativo del sistema geotécnico.

Referente al estudio sísmico se recomienda que todo proyecto minero o municipalidad de cada comuna debe tener un acelerógrafo que registre la actividad sísmica de la zona y realizar ensayos de laboratorio que permitan caracterizar el comportamiento de los materiales del sistema geotécnico referente al sismo y de esta forma conocer bien cómo sería el comportamiento de los materiales y la respuesta del suelo ante un sismo de gran escala.

Las recomendaciones anteriores mejorarían significativamente el resultado de los análisis pseudoestático pues no se recurriría a estimaciones necesarias para este estudio, finalmente se recomienda realizar un análisis dinámico de los modelos y evaluar la estabilidad de los botaderos para un sismo completo.

Referencias

- Alfaro, A. (2011). Peligro Sísmico en el Segmento Norte de la Región del Maule, Chile. Santiago, Chile: Universidad de Chile.
- ArcGis. (2016). *Introducción a ArcGIS*. Obtenido de <https://resources.arcgis.com>
- ASTM C136. (s.f.). *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*.
- ASTM C1444. (s.f.). *Standard Test Method for Measuring the Angle of Repose of Free-Flowing Mold Powders*.
- ASTM D1556. (s.f.). *Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method*.
- ASTM D2938. (s.f.). *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens*.
- ASTM D3080. (s.f.). *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.
- ASTM D422. (s.f.). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*.
- ASTM D4253. (s.f.). *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*.
- ASTM D4254. (s.f.). *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*.
- ASTM D4318. (s.f.). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*.
- Astroza, M, Ruiz, S, Astroza, R, & Molina, J. (2012). Intensidades Sísmicas. En *M_w=8.8 Terremoto en Chile. 27 Febrero 2010*. Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Chile.
- Barrientos. (2010). Terremoto de Cauquenes 27 de febrero 2010. En S. sismológico, *Informe técnico actualizado 27 mayo 2010*. Santiago, Chile: Universidad de Chile.
- Botia, W. (2015). Manual de procedimientos de ensayos de suelos y memoria de cálculo. Bogotá D.C., Colombia: Universidad militar Nueva Granada.
- Braja M. Das. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage Learning.
- Bravo P. (2001). Geología del borde oriental de la Cordillera de la Costa entre los ríos Mataquito y Maule, VIII Región. Santiago: Departamento de Geología, Universidad de Chile.
- CSN. (2016). *Tipos de sismos en Chile*. Obtenido de www.csn.uchile.cl

- Decreto Supremo N° 34. (2013). Guía N°6 de operación para la pequeña minería, manejo de mineral y residuos mineros. En SERNAGEOMIN, *Reglamento de Seguridad Minera, Título XV, normas de seguridad minera aplicable a faenas mineras que indica*. Gobierno de Chile.
- Decreto Supremo N°132. (2002). Reglamento de seguridad minera. En Ministerio de Minería, *Publicado en el Diario Oficial el 7 de febrero del 2004*. Santiago, Chile.
- Dorador, L. (2018). Densidades Mínima y Máxima en Materiales Granulares Gruesos - Resultados Preliminares de un programa de ensayos en ejecución. *Congreso Chileno SOCHIGE 2018*. Valparaiso, Chile: Universidad de Chile.
- Dorador, L. (2018). *Una Revisión de la Metodología de Granulometría Paralela o Escalamiento de Curvas Homotéticas aplicado a la Caracterización Geotécnica de Materiales Granulares Gruesos*. Valparaiso, Chile: Universidad de Chile.
- Dorador, L. (2018). Consideraciones en la Caracterización Geotécnica de Materiales Granulares Gruesos. *Congreso Chileno SOCHIGE 2018*. Valparaiso, Chile: Universidad de Chile.
- Fala, O, Molson, J, Aubertin, M, & Bussièrè, B. (2005). Numerical modelling of flow and capillary barrier effects in unsaturated waste rock piles. En *Mine Water & Environment* (págs. 172-185). Canadá.
- FF GeoMechanics. (2014). Ensayos de laboratorio para la dererminación de propiedades de roca intacta, Mina Chépica 1. Valparaiso, Chile.
- GEO-SLOPE. (2012). *Stability Modeling With SLOPE/W*. Canadá.
- GEO-SLOPE. (2014). Dynamic Modeling With *QUAKE/W*. En G.-S. I. Ltd. Canadá.
- Gonzales de Vallejo. (2012). Ingeniería Geológica. Madrid, España: Pearson Educación.
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., & Park, D. (2016). DEEPSOIL 6.1, User Manual. Illinois: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Hawley, & Cunning. (2017). Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design. Australia: CSIRO Publishing.
- Instituto Geográfico Militar . (2019). *Geo Web instituto geográfico militar de Chile*. Obtenido de <http://200.27.184.149/IGMChile/>
- León, J. (2010). *Modelación hidrogeológica de depósitos de estériles*. Santiago, Chile: Universidad de Chile.

- Leyton, F., & Ruiz, S. (2010). Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central. *Andean Geology*, (págs. 455-472).
- Martin, A. (1990). Hacia una nueva regionalización y cálculo del peligro sísmico en Chile. *Memoria para optar al título de ingeniero Civil*. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile: Santiago, Chile.
- Ministerio de Obras Públicas. (2010). Plan de reconstrucción terremoto y maremoto del 27 de febrero de 2010. En *Programa de Reconstrucción Terremoto y Maremoto del 27 de febrero de 2010*. Santiago, Chile.
- Montalva, G. (2017). Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 901–911.
- Montoya, A. (2009). *Confiabilidad en estabilidad de taludes*. Ciudad de México: Universidad Autónoma de México.
- Morgenstern, N.R., & Price, V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. En *Géotechnique* (Vol. 15, págs. 79-93). England.
- NCh433. (2011). Diseño sísmico de edificios. En *Norma Chilena NCh433.Of1996 mod.2009- Decreto Num. 117*. Chile: Instituto Nacional de Normalización, INN-Chile.
- Puell, J. (2017). Methodology for a dump design optimization in large-scale open pit mines. Tucson, USA: Cogent Engineering.
- RENADIC. (2010). *Registros del terremoto del Maule Mw 8,8 27 de febrero del 2010*. Santiago, Chile: Universidad de Chile.
- Rioseco, R., & Tesser, C. (2007). *Cartografía interactiva de los climas de Chile*. Pontificia Universidad Católica de Chile. Obtenido de www.uc.cl/sw_educ/geografia/cartografiainteractiva
- Rivas, F. (2015). Geología y condiciones de formación del yacimiento chéptica, Región del Maule, Chile. Concepción, Chile: Universidad de Concepción.
- Rocscience Inc. (2010). Slide 6.0 User Manual. Canadá.
- Ruiz, S., & Saragoni, G. (2005). Fórmulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos de sismogénesis y los efectos del suelo. *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica N° 9*. Concepción, Chile.
- Russell, M. (2008). So you want to have the best possible waste rock dump. In *Proceeding of the first international seminar on the Management of Rock dumps* (págs. 117-127). Perth, Australia: Australian Centre for Geomechanics.

- S. L. minera Arno. (2003). *Proyecto de Relaves Tranque Chépica, solicitud de aprobación del proyecto*. Penciahue , Chile.
- Saez. (2010). *Fundamentos de Geotecnia*. Santiago, Chile: Pontificia universidad católica de Chile.
- Sanhueza. (2013). Análisis Comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. En *Revista de la Construcción* (págs. 17-29). Santiago, Chile.
- Saragoni, R. (1993). Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. *6tas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, (págs. 165-178). Santiago, Chile.
- Sepulveda. (2011). Comportamiento sísmico de estabilidad de la roca, aplicación del método de Newmark. Madrid, España: Universidad politécnica de Madrid.
- Sfriso, A. (2017). Análisis sísmico 2D de un botadero minero. Buenos Aires, Argentina: Universidad de Buenos Aires.
- Shaad, C., & Saragoni, G.R. (1989). “Fórmulas de atenuación para terremotos de subducción basadas en los datos del sismo del 3 de marzo de 1985. *5tas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, (págs. 379-388). Concepción, Chile.
- Sonami. (2014). Manejo mineral y residuos mineros. En *Guía de operación para la pequeña minería*. Santiago, Chile.
- Villanueva, M, Lino, E, & Huaña, O. (2017). Caracterización geotécnica y diseño de botaderos en mina. Lima, Perú: SRK Consulting S.A.

Anexos

En esta sección se muestran tablas, fotografías e información de apoyo a los temas vistos anteriormente.

Anexo 1. Curvas granulométricas material estéril

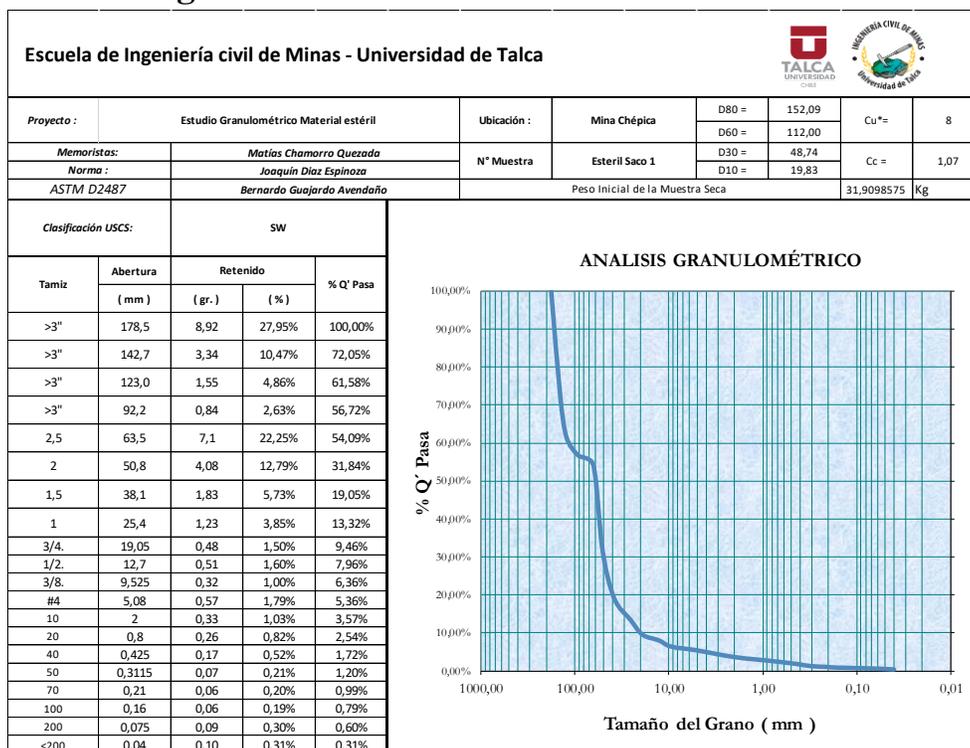


Figura 7.1 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 1.

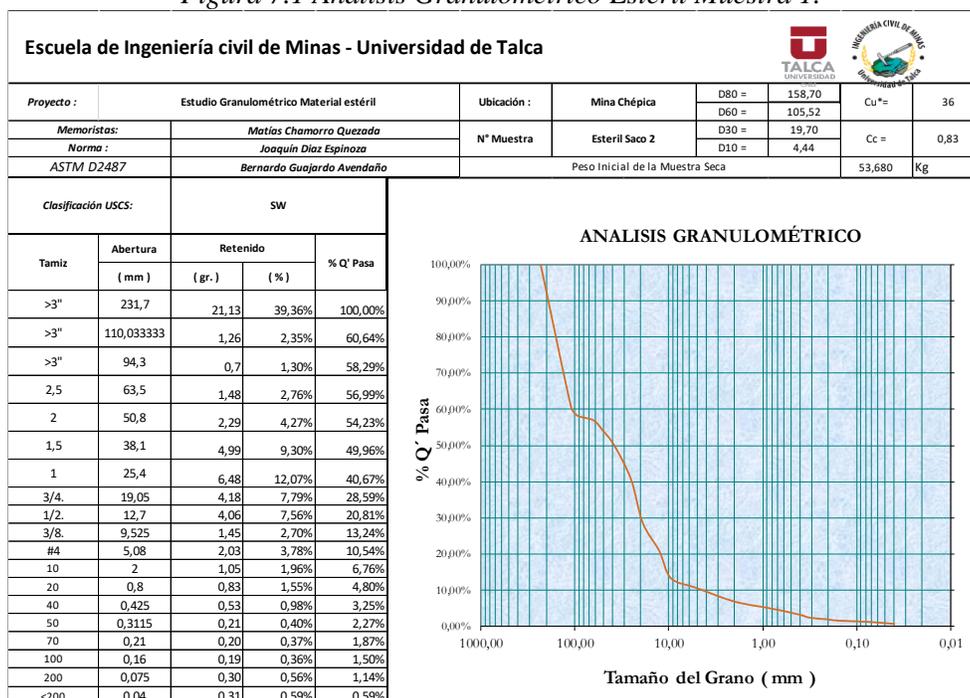


Figura 7.2 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 2.

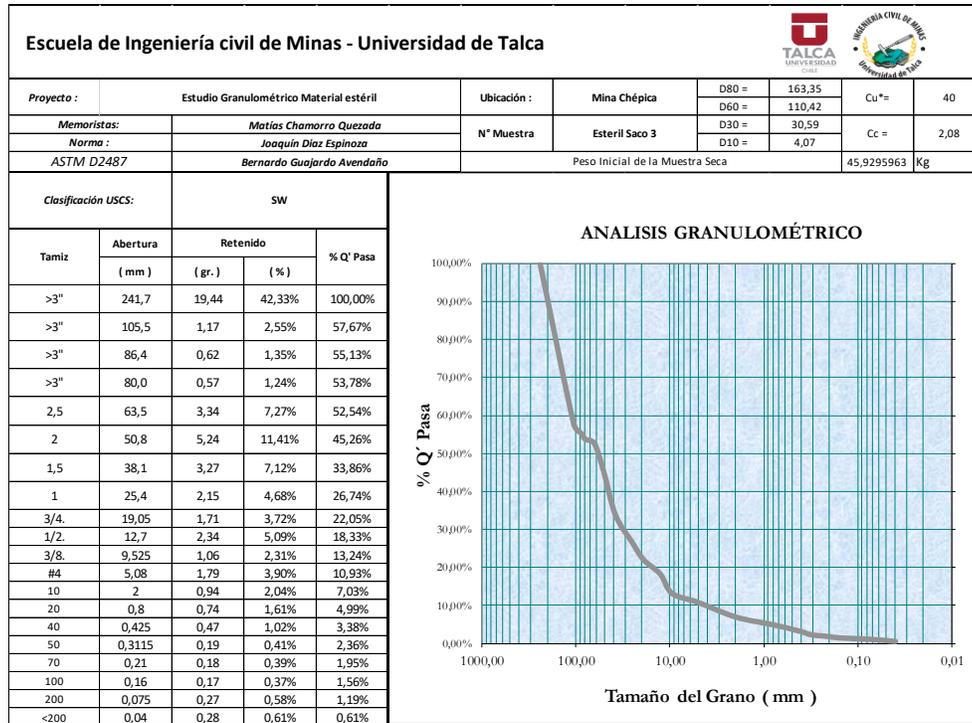


Figura 7.3 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 3.

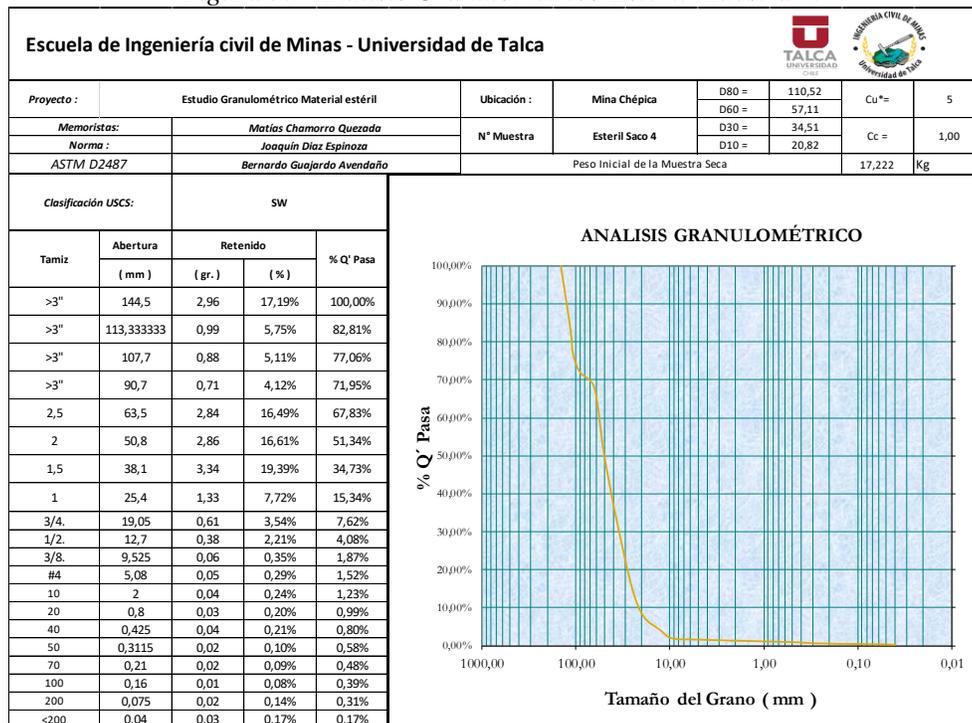


Figura 7.4 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 4.

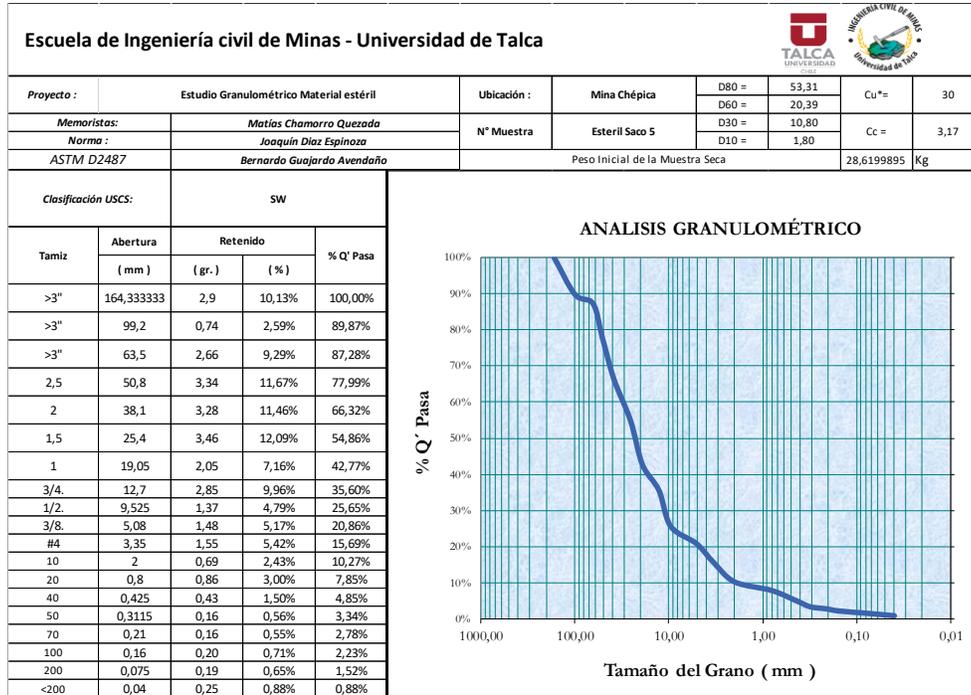


Figura 7.5 Análisis Granulométrico Estéril Muestra 5.

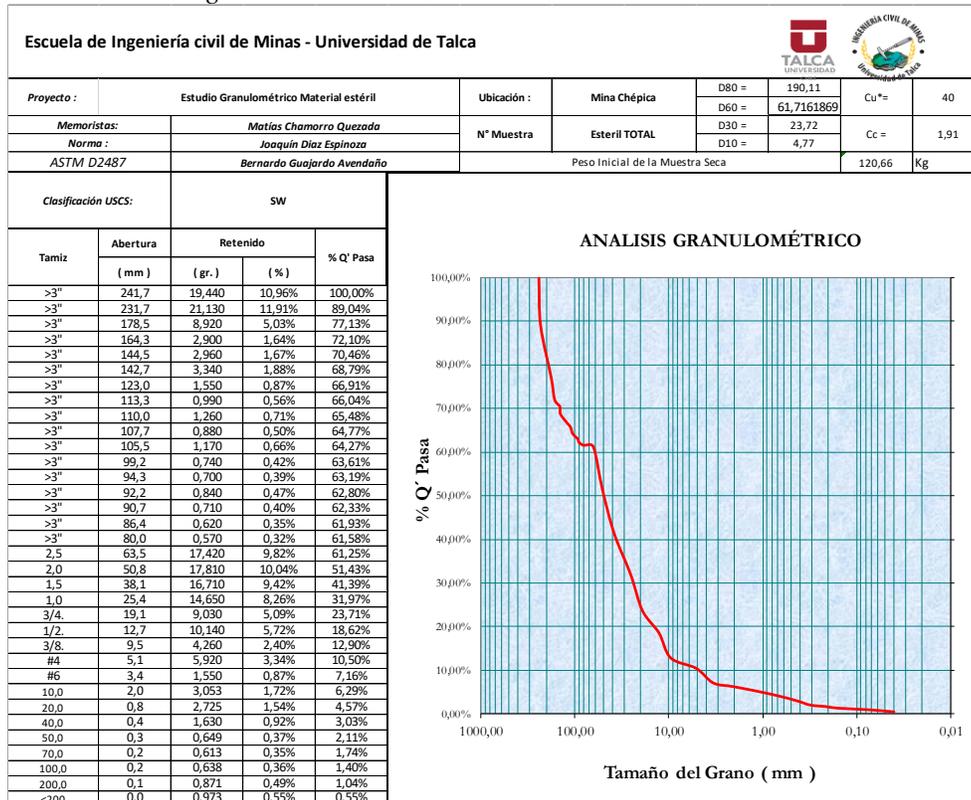


Figura 7.6 Análisis Granulométrico Estéril Muestra Total.

Anexo 2. Fotografía material estéril correspondiente al saco 1 y 2



Figura 7.7 Material estéril saco 1



Figura 7.8 Material estéril saco 2



Figura 7.9 Tamizaje manual realizado para material grueso,

Anexo 3. Curvas granulométricas suelo de fundación y coluvio

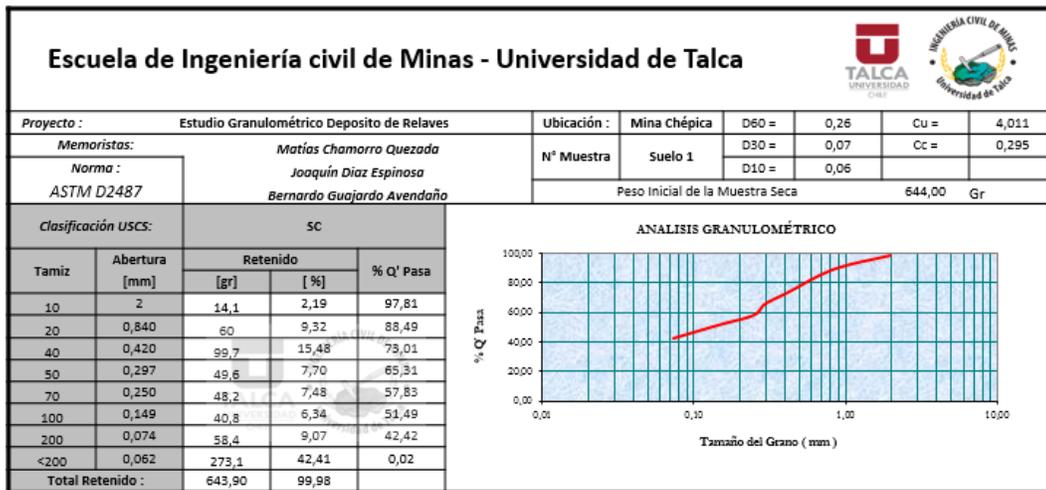


Figura 7.10 Curvas granulométricas Suelo de fundación suelo lecho de quebrada 1.

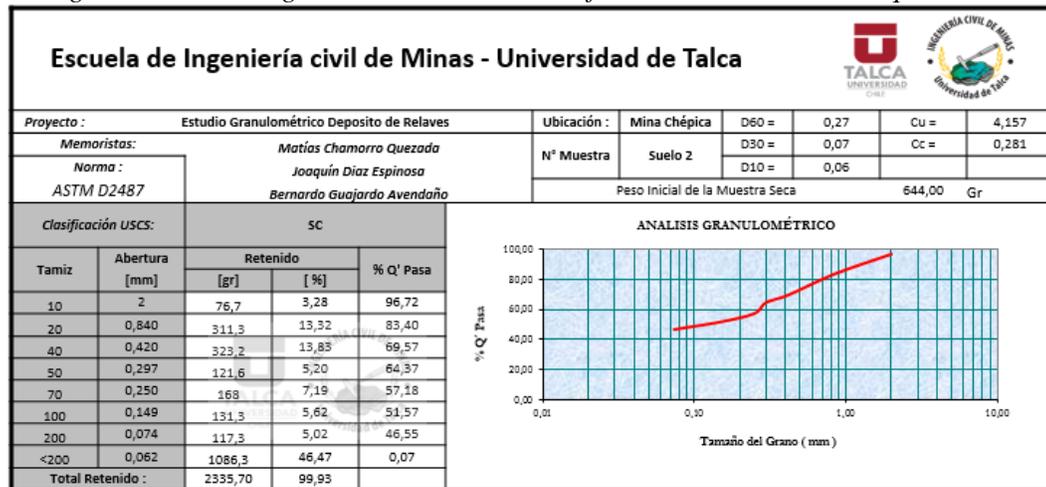


Figura 7.11 Curvas granulométricas Suelo de fundación suelo lecho de quebrada 2.

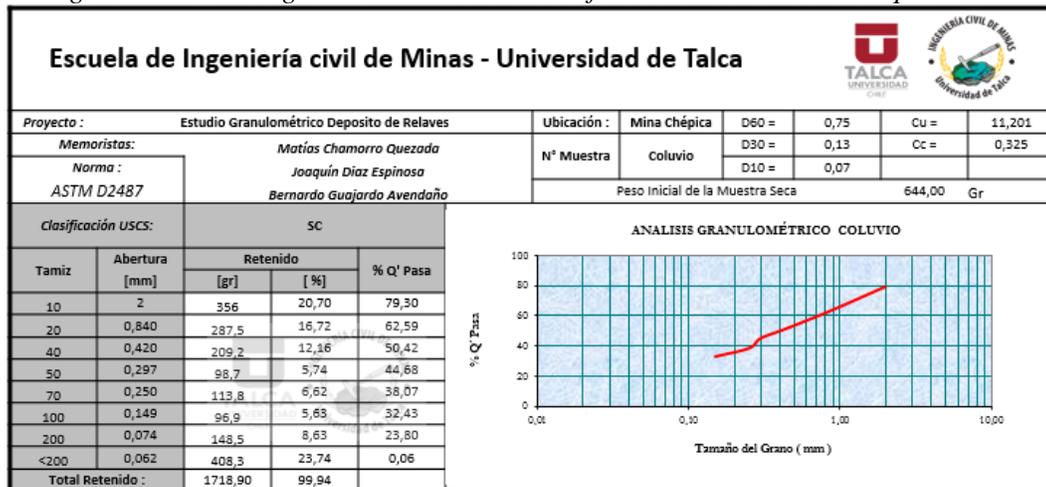


Figura 7.12 Curvas granulométricas Suelo de fundación coluvio laderas.

Anexo 4. Fotografía depositación material estéril en acceso Colin en mina Chépica



Figura 7.13 Deposition material estéril en acceso Colin en mina Chépica desde distintos ángulos.

Anexo 5. Límites de Atterberg para el material del suelo

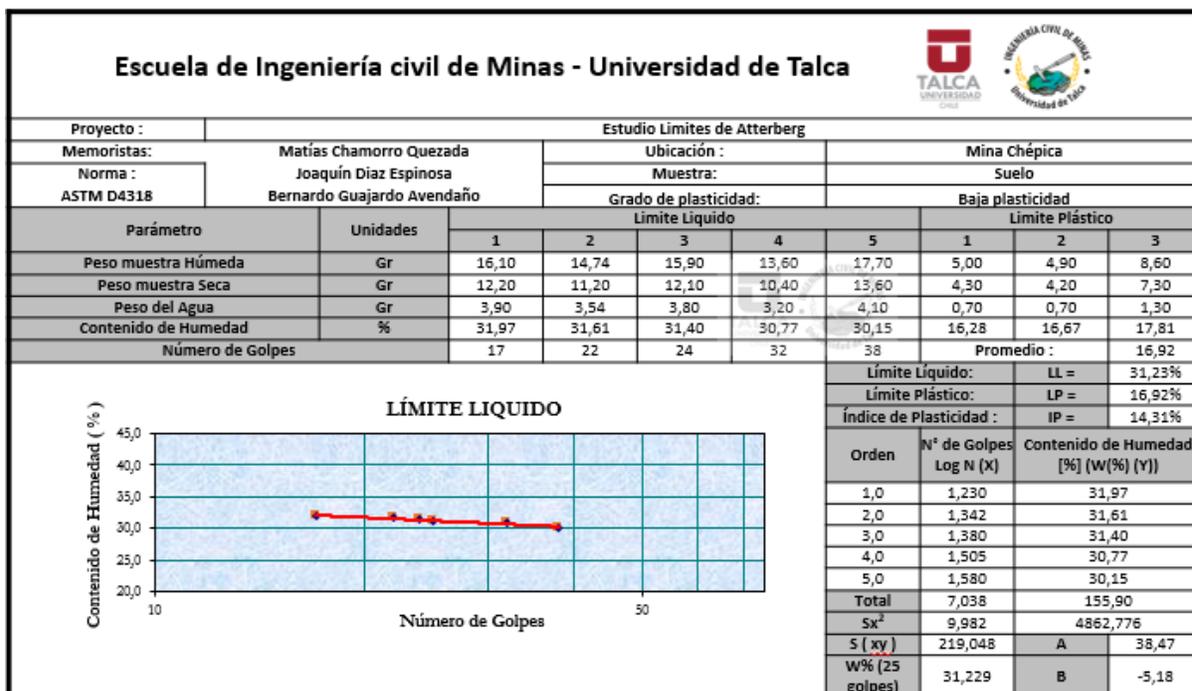


Figura 7.14 Límites de Atterberg para el material del suelo de fundación.

Anexo 6. Densidades máximas y mínimas calculadas mediante el método de la mesa vibratoria

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca									
Proyecto :		Ensayo Densidad Mínima y Máxima mediante el metodo de la mesa vibratoria							
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada		Ubicación :		laboratorio ing civil de minas			
				material		Esteril H1			
		Norma:		ASTM D 4254		Norma:		ASTM D 4255	
		Densidad Mínima (gr/cm3)				Densidad Máxima (gr/cm3)			
Volumen del molde (cm3)		10292				10292			
Masa del molde (gr)		8136				8136			
Masa del material (gr)		9808				9808			
$\Delta h1$ (cm)		11,90				16,70			
$\Delta h2$ (cm)		10,30				15,30			
$\Delta h3$ (cm)		11,50				14,3			
$\Delta h4$ (cm)		11,10				15,00			
Promedio Δh (cm)		11,20				15,67			
Δ Volumen (cm3)		3731				5370			
Volumen del material (cm3)		6561				4922			
Densidad (gr/cm3)		1,49				1,99			

Figura 7.15 Ensayo densidad mínima y máxima mediante método de la mesa vibratoria Muestra Estéril H1.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca					
Proyecto :		Ensayo Densidad Mínima y Máxima mediante el metodo de la mesa vibratoria			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		laboratorio ing civil de minas	
		material		Esteril H2	
		Norma:	ASTM D 4254	Norma:	ASTM D 4255
		Densidad Mínima (gr/cm3)		Densidad Máxima (gr/cm3)	
Volumen del molde (cm3)		5526		5526	
Masa del molde (gr)		4869		4869	
Masa del material (gr)		5230		5230	
$\Delta h1$ (cm)		6,20		10,00	
$\Delta h2$ (cm)		6,90		9,30	
$\Delta h3$ (cm)		6,40		8,30	
$\Delta h4$ (cm)		6,00		9,50	
Promedio Δh (cm)		6,38		9,28	
Δ Volumen (cm3)		1788		2608	
Volumen del material (cm3)		3738		2918	
Densidad (gr/cm3)		1,40		1,79	

Figura 7.16 Ensayo densidad mínima y máxima mediante método de la mesa vibratoria Muestra Estéril H2.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca					
Proyecto :		Ensayo Densidad Mínima y Máxima mediante el metodo de la mesa vibratoria			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		laboratorio ing civil de minas	
		material		Esteril H3	
		Norma:	ASTM D 4254	Norma:	ASTM D 4255
		Densidad Mínima (gr/cm3)		Densidad Máxima (gr/cm3)	
Volumen del molde (cm3)		5526		5526	
Masa del molde (gr)		4869		4869	
Masa del material (gr)		5130		5130	
$\Delta h1$ (cm)		4,90		8,26	
$\Delta h2$ (cm)		5,13		8,47	
$\Delta h3$ (cm)		5,20		7,87	
$\Delta h4$ (cm)		5,20		8,23	
Promedio Δh (cm)		5,11		8,21	
Δ Volumen (cm3)		1557		2502	
Volumen del material (cm3)		3969		3024	
Densidad (gr/cm3)		1,29		1,70	

Figura 7.17 Ensayo densidad mínima y máxima mediante método de la mesa vibratoria Muestra Estéril H3.

Anexo 7. Ensayo Slug Test permeabilidad del suelo

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca 						
Proyecto :		Ensayo Slug Test				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Díaz Espinoza			Locación:	Suelo
		Bernardo Guajardo Avendaño			Método	Nivel Constante
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	I.Tiempo [s]	H (cm)	Volumen (L)	Q (cm ³ /s)
Punto 7	0	0	0	22.000	0.0	0
	1	10	600	34.500	5.671	9.452
	2	20	600	43.700	4.875	8.125
	3	30	600	50.800	4.260	7.100
	4	40	1200	56.000	3.810	3.175
	total	40	3000	41.400	18.6	7.757
Punto 8	0	0	0	31.100	0.0	0
	1	10	600	34.900	5.637	9.395
	2	20	600	38.700	5.308	8.846
	3	30	600	42.700	4.961	8.269
	4	40	1200	45.700	4.702	3.918
	total	40	3000	38.620	20.6	8.587
Punto 9	0	0	0	43.900	0.0	0
	1	10	600	30.800	5.992	9.986
	2	20	600	32.700	5.827	9.712
	3	30	600	33.000	5.801	9.669
	4	40	1200	33.300	5.775	4.813
	total	40	3000	34.740	23.4	9.748

Figura 7.18 Ensayo Slug test permeabilidad del suelo lecho de quebrada.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca 			
Proyecto :		Resultados Ensayo Slug Test	
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada	
		Joaquín Díaz Espinoza	
		Bernardo Guajardo Avendaño	
Ubicación :		Mina Chépica	
Lugar	Punto	Nivel Constante	Nivel Variable
Muro Superior	1	3.54281E-06	1.53894E-06
	2	4.57976E-06	4.67005E-06
	3	-	2.57266E-06
Muro Inferior	4	9.57098E-06	2.86638E-06
	5	2.37534E-05	6.45265E-06
	6	3.42249E-05	6.01914E-06
Promedio		1.51344E-05	4.01997E-06
Permeabilidad Muro		9.57716E-06	
Suelo	7	9.39094E-06	6.48648E-06
	8	1.11439E-05	3.96011E-07
	9	1.40646E-05	1.99924E-06
Promedio		1.15331E-05	2.96058E-06
Permeabilidad Suelo		7.24685E-06	

Figura 7.19 Ensayo Slug test permeabilidad del suelo Resumen resultados.

Anexo 8. Ensayos de densidad *in situ*

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca			
Proyecto :		Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena	
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada Joaquín Díaz Espinosa Bernardo Guajardo Avendaño	Ubicación :	Mina Chépica
		Locación:	coluvio - Punto 8
		Densidad Seca	1,848
Datos		Unidad	
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		5949	gr.
P. Final Arena + Frasco (Wf)		2898	gr.
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287	gr.
P. Unitario Arena (fd)		1,410	gr/cm3
P. Arena En Hoyo (We)		1764	gr.
Volumen Hueco (V)		1251,063	cm3
P. Total Húmedo(Wth)		2115	gr.
P. Recipiente (T)		67,500	gr.
P. Suelo Húmedo (Wh)		2525,500	gr.
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1251,133	cm3
Dens. Suelo Húmedo (fh)		2,019	gr/cm3
P. Total Húmedo (Wth)		2480	gr.
P-. Total Seco (Wts)		2270	gr.
P. Recipiente (T) (Capsula)		0	gr.
P. Agua (Ww)		210	gr.
P. Suelo Seco (Ws)		2270	gr.
% Humedad Suelo (%W)		9,251	%
Dens. Suelo Seco (fd)		1,848	gr/cm3

Figura 7.20 Ensayo de densidad *in situ* mediante el método del cono de arena suelo de fundación coluvio de laderas.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca			
Proyecto :		Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena	
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada Joaquín Díaz Espinosa Bernardo Guajardo Avendaño	Ubicación :	Mina Chépica
		Locación:	Suelo- Punto 6
		Densidad Seca	1,763
Datos		Unidad	
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		5068	gr.
P. Final Arena + Frasco (Wf)		2284	gr.
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287	gr.
P. Unitario Arena (fd)		1,410	gr/cm3
P. Arena En Hoyo (We)		1497	gr.
Volumen Hueco (V)		1061,644	cm3
P. Total Húmedo(Wth)		2138,500	gr.
P. Recipiente (T)		67,500	gr.
P. Suelo Húmedo (Wh)		2071	gr.
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1061,702	cm3
Dens. Suelo Húmedo (fh)		1,951	gr/cm3
P. Total Húmedo (Wth)		960	gr.
P-. Total Seco (Wts)		868	gr.
P. Recipiente (T) (Capsula)		5	gr.
P. Agua (Ww)		92	gr.
P. Suelo Seco (Ws)		863	gr.
% Humedad Suelo (%W)		10,660	%
Dens. Suelo Seco (fd)		1,763	gr/cm3

Figura 7.21 Ensayo de densidad *in situ* mediante el método del cono de arena suelo de fundación lecho de quebrada.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca			
Proyecto :		Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena	
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :	Mina Chépica
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:	Suelo - Punto 7
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,831
		Densidad Húmeda	1,888
Datos		Unidad	
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)	6012		gr.
P. Final Arena + Frasco (Wf)	3196		gr.
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)	1287		gr.
P. Unitario Arena (Γd)	1,410		gr/cm3
P. Arena En Hoyo (We)	1529		gr.
Volumen Huevo (V)	1084,397		cm3
P. Total Húmedo(Wth)	2115		gr.
P. Recipiente (T)	67,500		gr.
P. Suelo Húmedo (Wh)	2047,500		gr.
Volumen Suelo Húmedo (Vh)	1084,500		cm3
Dens. Suelo Húmedo (Γh)	1,888		gr/cm3
P. Total Húmedo (Wth)	2050		gr.
P-, Total Seco (Wts)	1990		gr.
P. Recipiente (T) (Capsula)	73		gr.
P. Agua (Ww)	60		gr.
P. Suelo Seco (Ws)	1917		gr.
% Humedad Suelo (%W)	3,130		%
Dens. Suelo Seco (Γd)	1,831		gr/cm3

Figura 7.22 Ensayo de densidad in situ mediante el método del cono de arena suelo de fundación suelo lecho de quebrada.



Figura 7.23 Instalación cono de arena para ensayo de densidad in situ coluvio de laderas.



Figura 7.24 Preparación del terreno para ensayo de densidad in situ.



Figura 7.25 Material del suelo de fundación.

Anexo 9. Tabla de resultados rating DSR

Key factors affecting stability		Range of conditions or description	Point rating
Dump height	Low	< 50 m	0
	Moderate	50–100 m	50
	High	100–200 m	100
	Very High	> 200 m	200
Dump volume	Small	< 1 × 10 ⁶ BCM (bank cubic metres)	0
	Medium	< 1 × 10 ⁶ – 5 × 10 ⁷ BCM	50
	Large	> 5 × 10 ⁷ BCM	100
Dump slope	Flat	< 26°	0
	Moderate	26–35°	50
	Steep	> 35°	100
Foundation slope	Flat	< 10°	0
	Moderate	10–25°	50
	Steep	25–32°	100
	Extreme	> 32°	200
Degree of confinement	Confined	Concave in plan or section; valley or cross-valley fill, toe buttressed against opposite valley wall; incised gullies that can be used to limit foundation slope during development	0
	Moderately Confined	Natural benches or terraces on slope; even slopes, limited natural topographic diversity; heaped, sidehill or broad valley or cross-valley fills	50
	Unconfined	Convex slope in plan or section; sidehill or ridge crest fill with no toe confinement; no gullies or benches to assist development	100
Foundation type	Competent	Foundation materials as strong or stronger than dump materials; not subject to adverse pore pressure; no adverse geologic structure	0
	Intermediate	Intermediate between competent and weak; soils gain strength with consolidation; adverse pore pressures dissipate if loading rate controlled	100
	Weak	Limited bearing capacity, soft soils; subject to adverse pore pressure generation upon loading; adverse groundwater conditions, springs or seeps; strength sensitive to shear strain, potentially liquefiable	200
Dump material quality	High	Strong, durable; less than ~10% fines	0
	Moderate	Moderately strong, variable durability; 10–20% fines	100
	Poor	Predominantly weak rocks of low durability; greater than ~25% fines, overburden	200
Method of construction	Favourable	Thin lifts (< 25 m thick), wide platforms; dumping along contours; ascending construction; wrap-arounds or terraces	0
	Mixed	Moderately thick lifts (25–50 m); mixed construction methods	100
	Unfavourable	Thick lifts (> 50 m), narrow platforms (sliver fills); dumping down the fall line of the slope; descending construction	200
Piezometric and climatic conditions	Favourable	Low piezometric pressures, no seepage in foundation; development of phreatic surface within dump unlikely; limited precipitation; minimal infiltration into dump; no snow or ice layers in dump or foundation	0
	Intermediate	Moderate piezometric pressures, some seeps in foundation; limited development of phreatic surface within dump possible; moderate precipitation; high infiltration into dump; discontinuous snow or ice lenses in dump or foundation	100
	Unfavourable	High piezometric pressures, springs in foundation; high precipitation; significant potential for development of phreatic surface or perched water tables in dump; continuous layers of snow or ice in dump or foundation	200
Dumping rate	Slow	< 25 BCM/m of crest/d; crest advancement rate < 0.1 m/d	0
	Moderate	25–200 BCM/m of crest/d; crest advancement rate 0.1–1.0 m/d	100
	High	> 200 BCM/m of crest/d; crest advancement > 1.0 m/d	200
Seismicity	Low	Seismic Risk Zones 0 and 1 ¹	0
	Moderate	Seismic Risk Zones 2 and 3 ¹	50
	High	Seismic Risk Zones 4 or higher ¹	100

Sources: After BCMWPPFC (1991a)

Notes: 1. Seismic Risk Zones based on Canadian and USA National Building Codes ca. 1990.

Figura 7.26 Tabla de resultados rating DSR

Dump stability rating (DSR)	Dump stability class (DSC)	Failure hazard	Recommended level of effort for investigation, design and construction
< 300	I	Negligible	Basic site reconnaissance, baseline documentation; minimal laboratory testing; routine check of stability, possibly using charts; minimal restrictions on construction; visual monitoring only
300–600	II	Low	Thorough site investigation; test pits, sampling may be required; limited laboratory index testing; stability may or may not influence design; basic stability analysis required; limited restrictions on construction; routine visual and instrument monitoring
600–1200	III	Moderate	Detailed, phased site investigation; test pits required, drilling or other subsurface investigations may be required; undisturbed sampling may be required; detailed laboratory testing, including index properties, shear strength and durability testing likely required; stability influences and may control design; detailed stability analysis, possibly including parametric studies, required; Stage II detailed design report may be required for approval/permitting; moderate restrictions on construction (e.g. limiting loading rate, lift thickness, material quality); detailed instrument monitoring required to confirm design, document behaviour and establish loading limits
> 1200	IV	High	Detailed, phased site investigation; test pits, and possibly trenches, required; drilling and possible other subsurface investigations probably required; undisturbed sampling probably required; detailed laboratory testing, including index properties, shear strength and durability testing probably required; stability considerations paramount; detailed stability analysis, probably including parametric studies and full evaluation of alternatives probably required; Stage II detailed design report probably required for approval/permitting; severe restrictions on construction (e.g. limiting loading rate, lift thickness, material quality); detailed instrument monitoring required to confirm design, document behaviour and establish loading limits

Source: After BCMWRPRC (1991a)

Figura 7.27 Tabla de resultados rating DSR interpretación de resultados.

Anexo 10. Curvas de diseño análisis dinámico *QUAKE/W* y *DEEPSOIL*

- Curva G/G_{max}

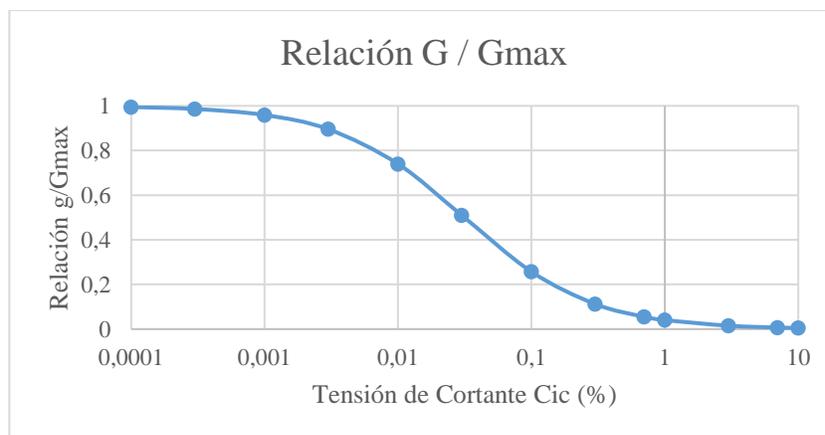


Figura 7.28 Relación G/G_{max} para material del suelo de fundación.

- Curva de amortiguamiento

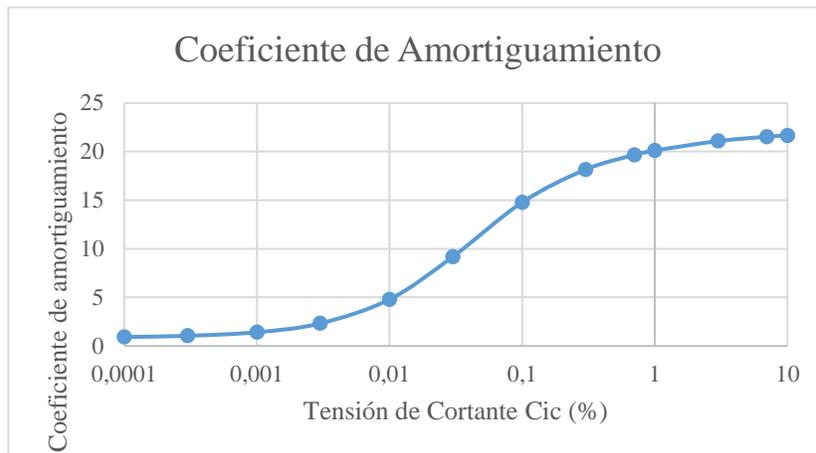


Figura 7.29 Relación coeficiente de amortiguamiento vs tensión

- Curva estimación G_{max}

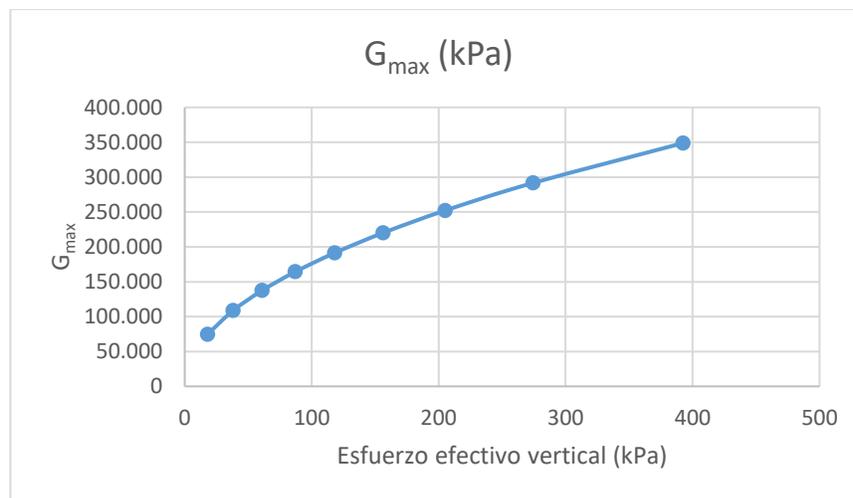


Figura 7.30 Curva de estimación G_{max}

Anexo 11. Análisis estático para modelos considerando un ángulo de fricción interno de 37° y 39°

- Botadero 1

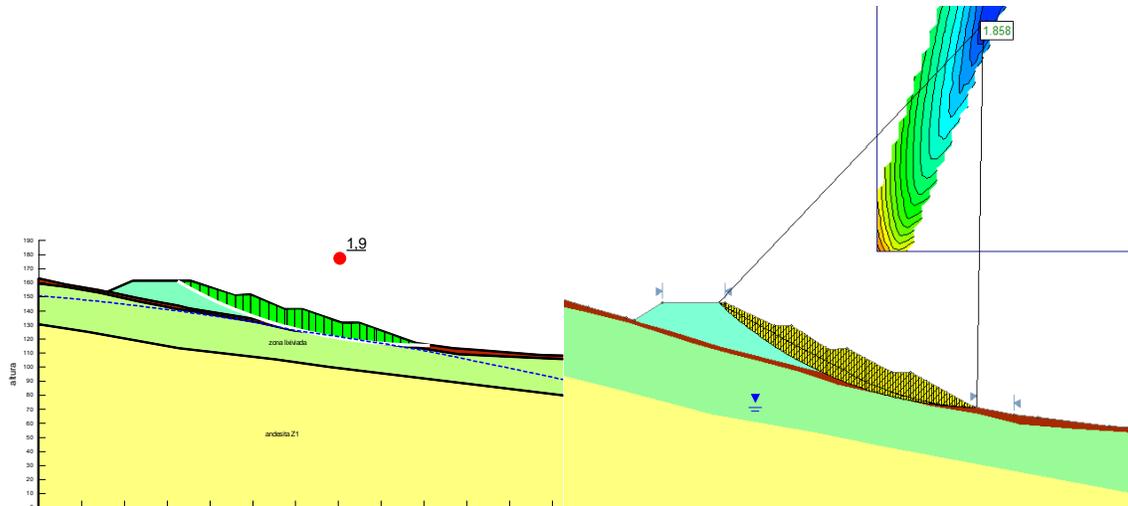


Figura 7.31 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 1

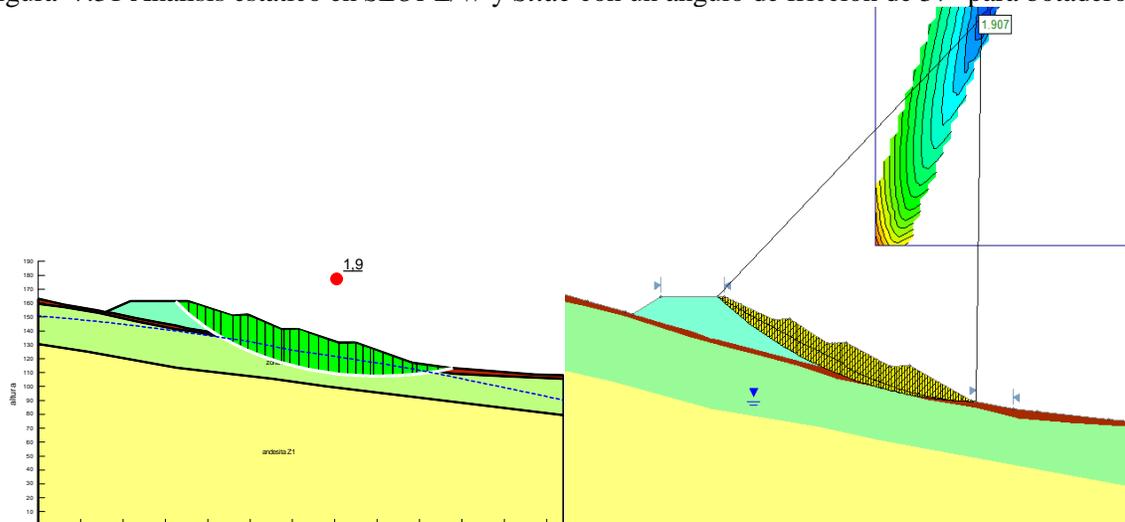


Figura 7.32 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 1

- Botadero 2

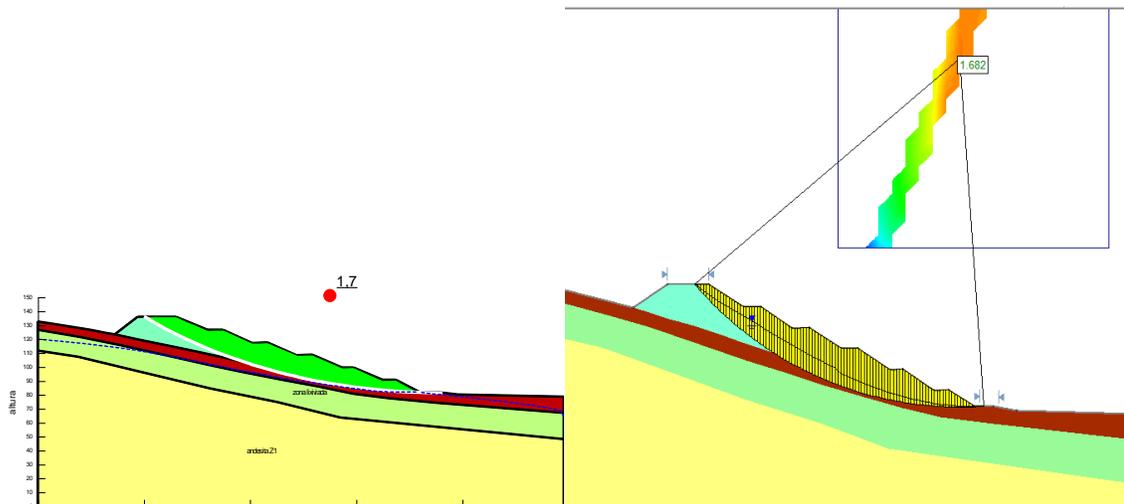


Figura 7.33 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 2

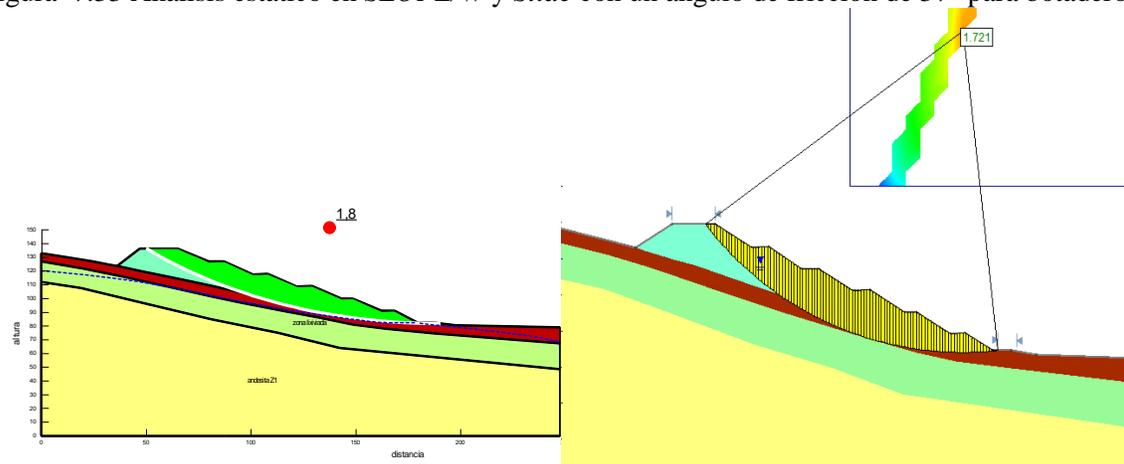


Figura 7.34 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 2

- Botadero 3

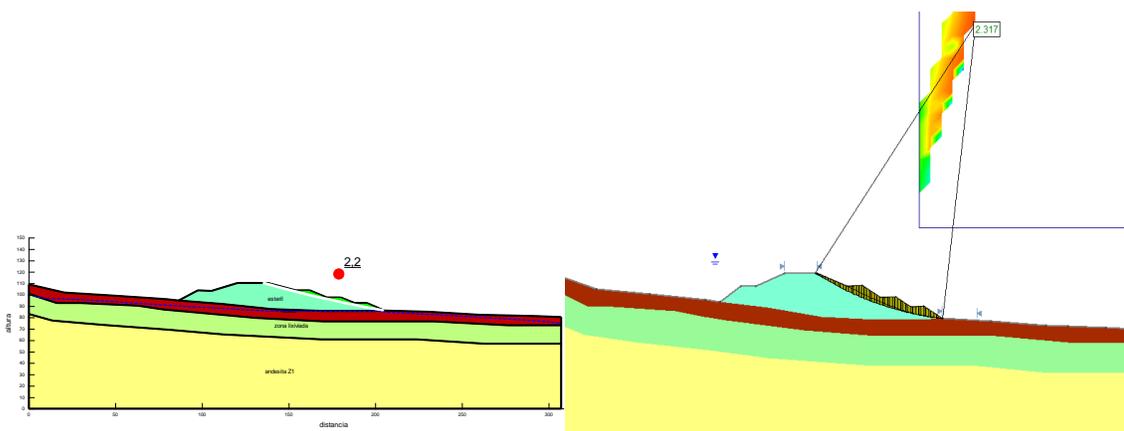


Figura 7.35 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 3

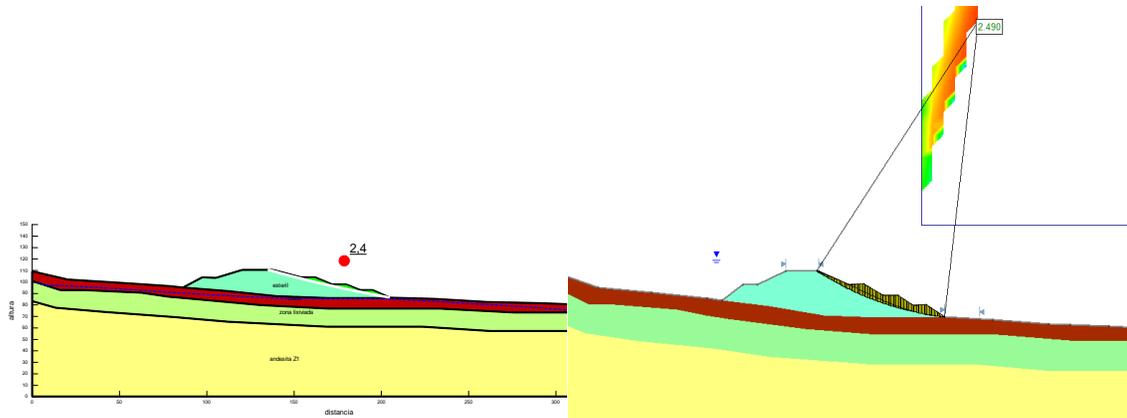


Figura 7.36 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 3

- Botadero 4

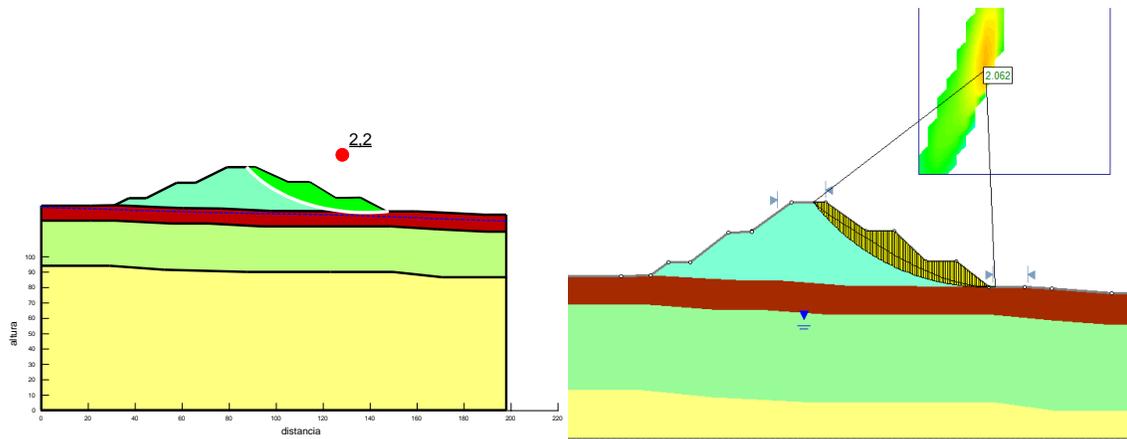


Figura 7.37 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 4

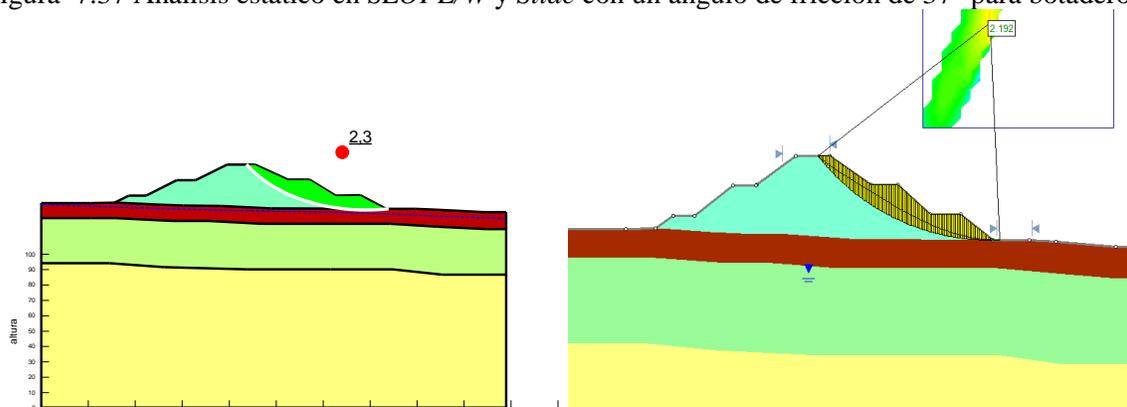


Figura 7.38 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 4

- Botadero 5

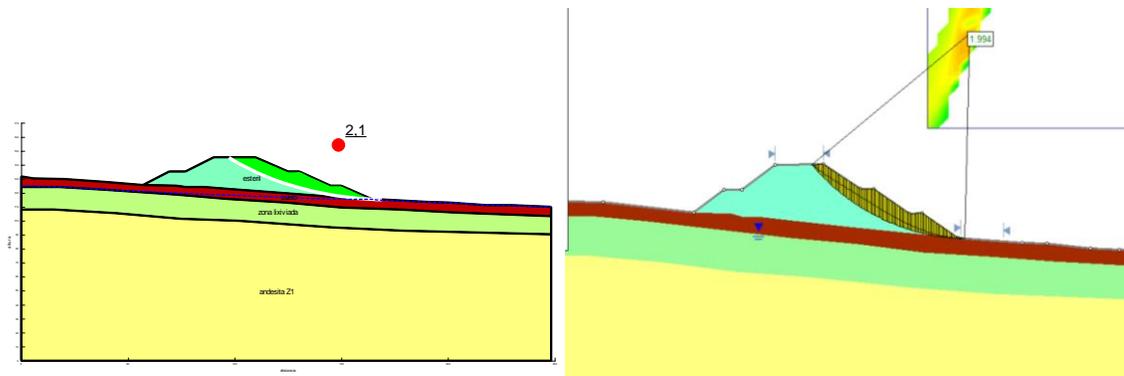


Figura 7.39 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 5

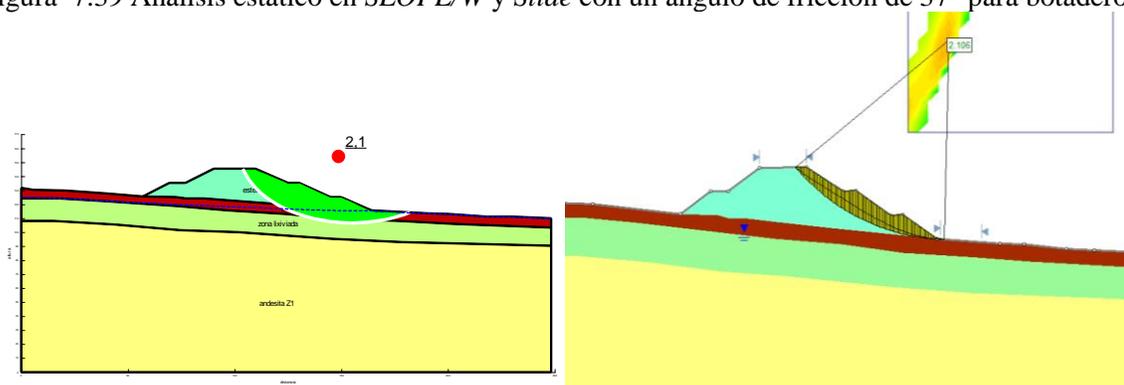


Figura 7.40 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 5

- Botadero 6

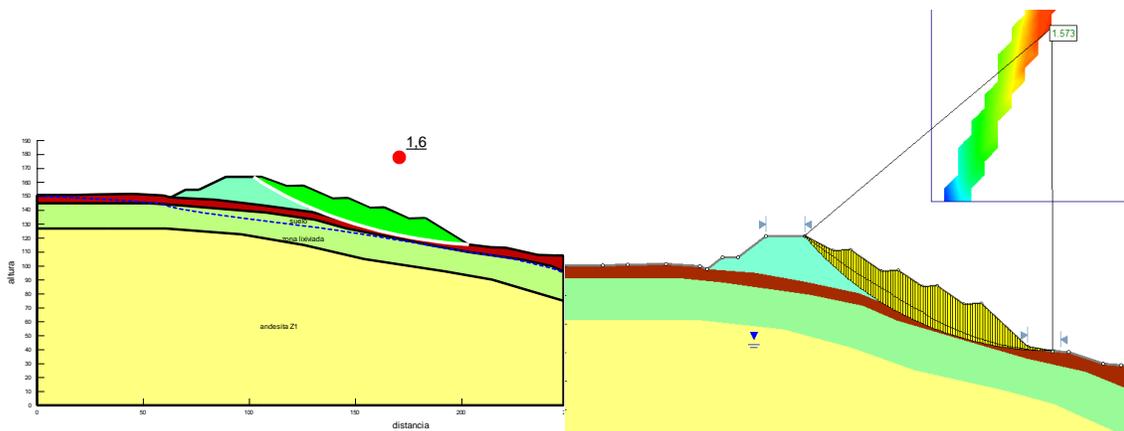


Figura 7.41 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 6

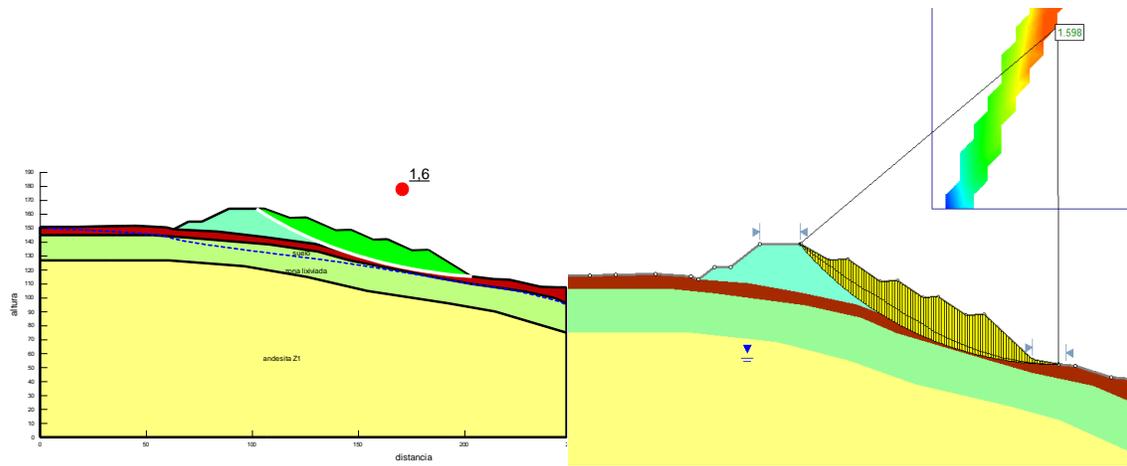


Figura 7.42 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 6

- Botadero refuerzo embalse

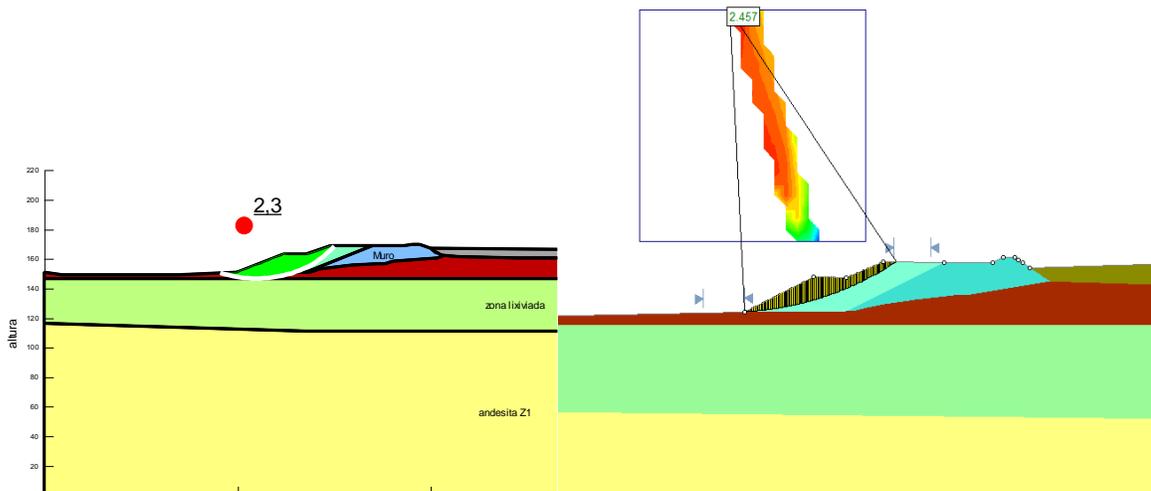


Figura 7.43 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero embalse

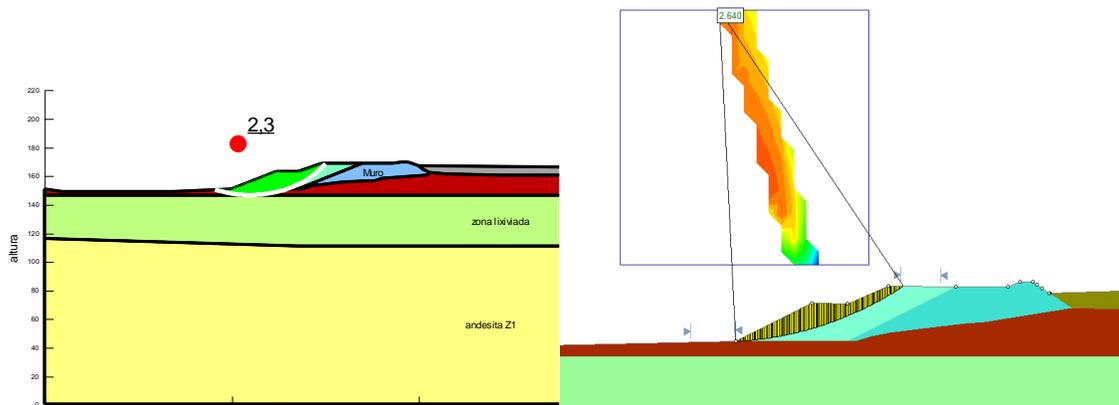


Figura 7.44 Análisis estático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero embalse

Anexo 12. Análisis pseudoestático para modelos considerando un ángulo de fricción interno de 37° y 39°

-

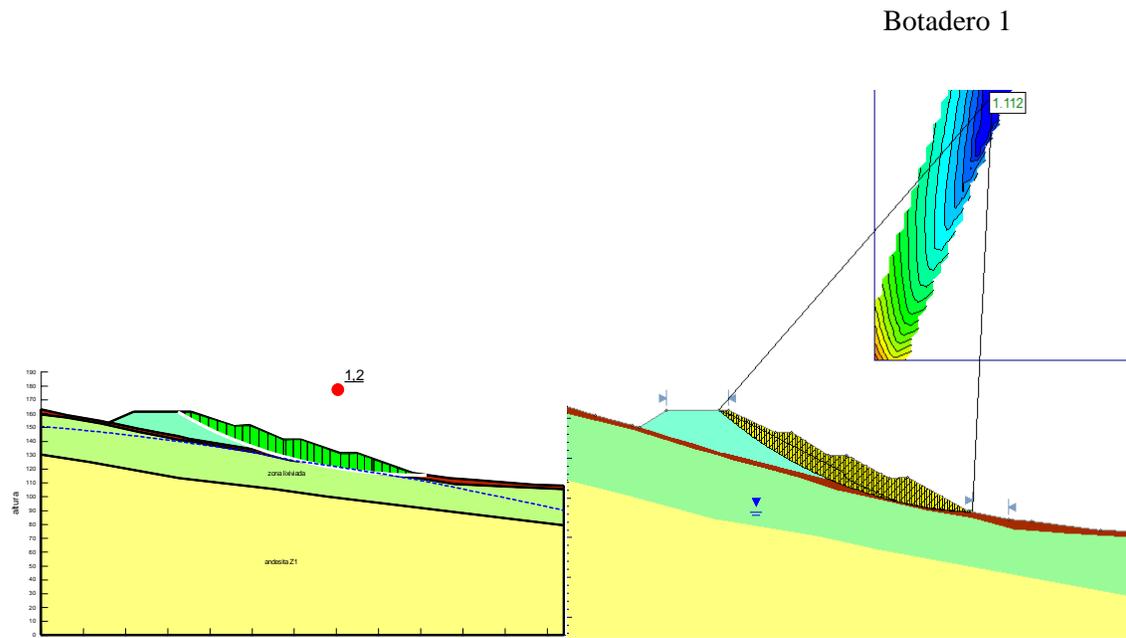


Figura 7.45 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 1

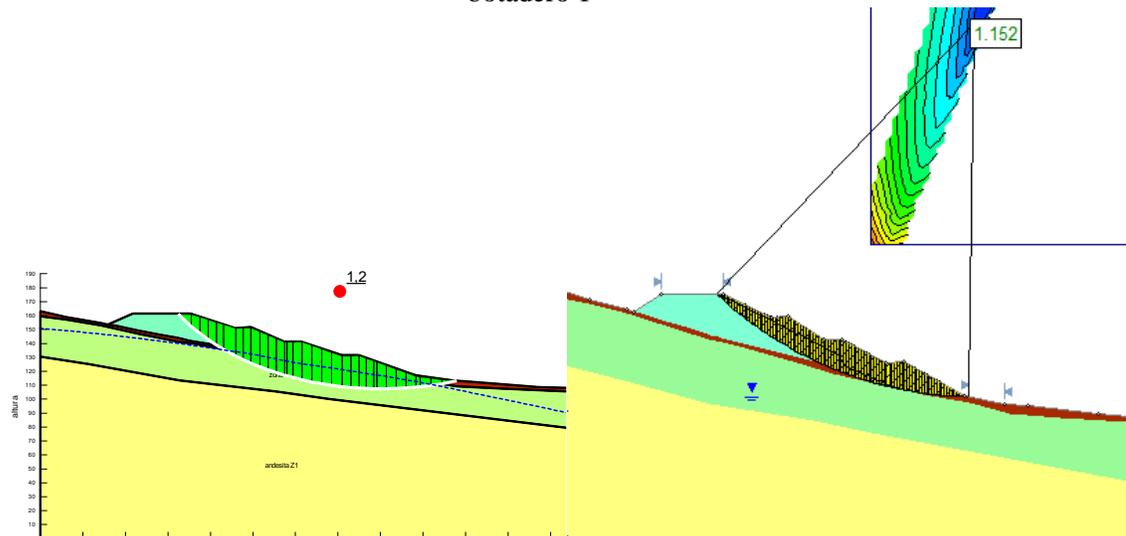


Figura 7.46 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 1

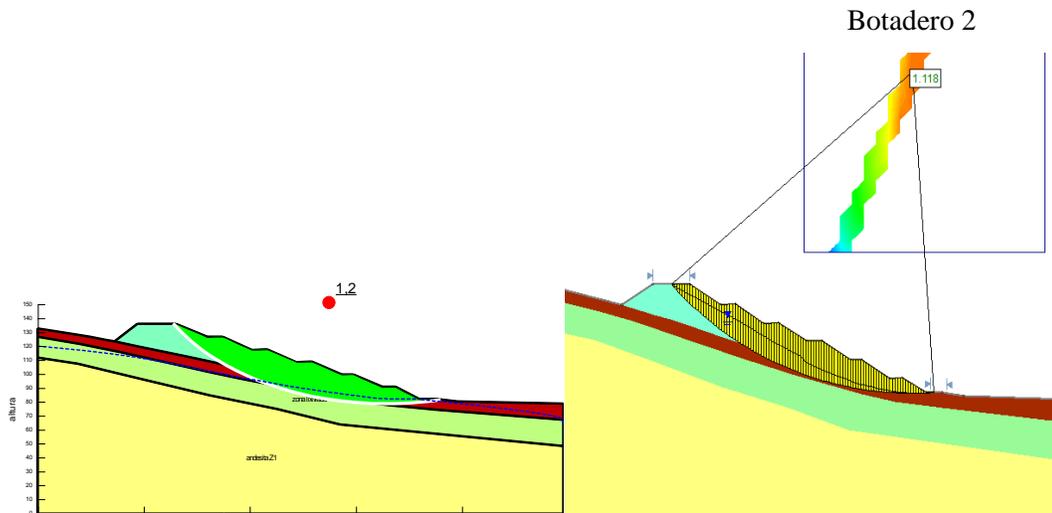


Figura 7.47 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 2

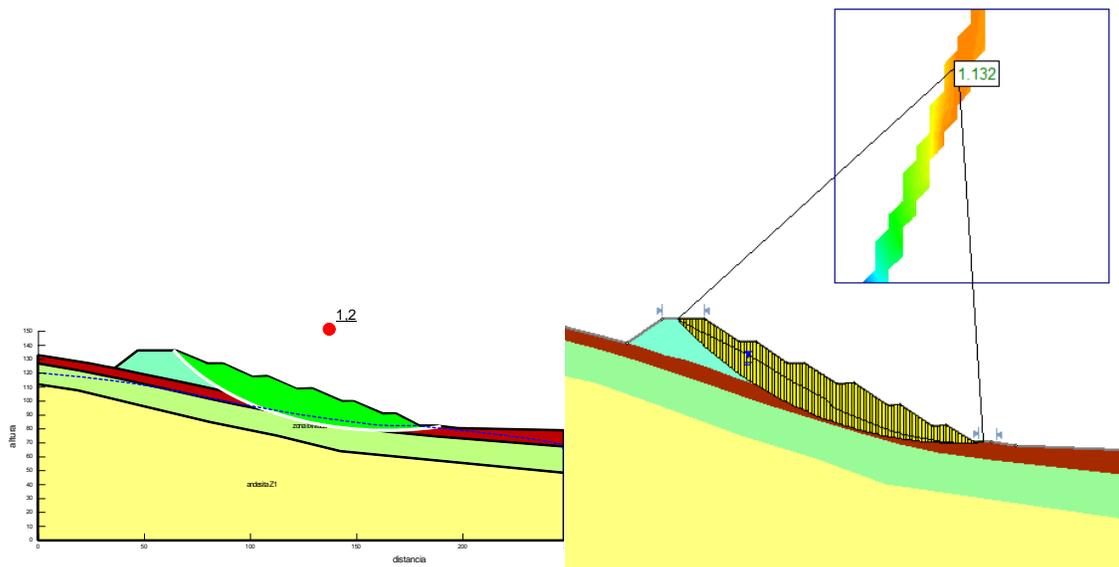


Figura 7.48 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 2

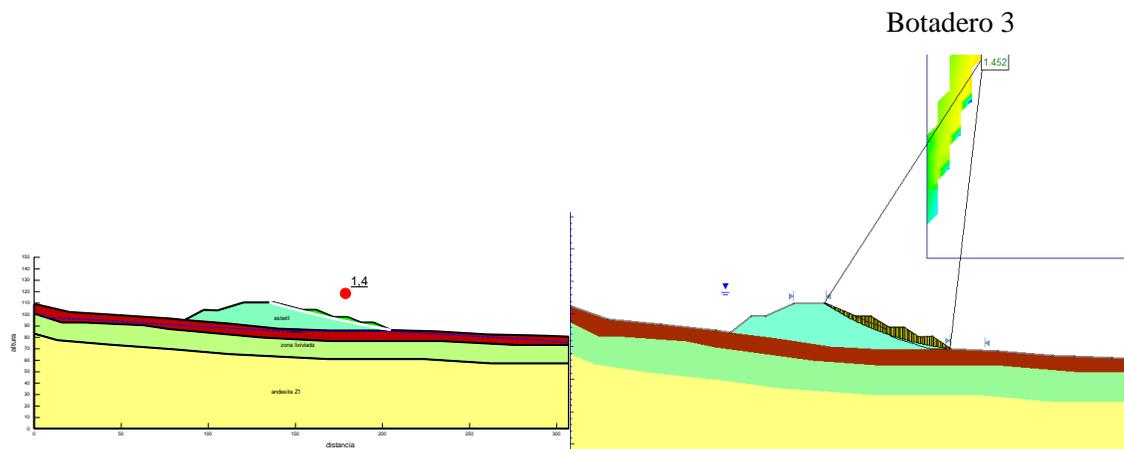


Figura 7.49 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 3

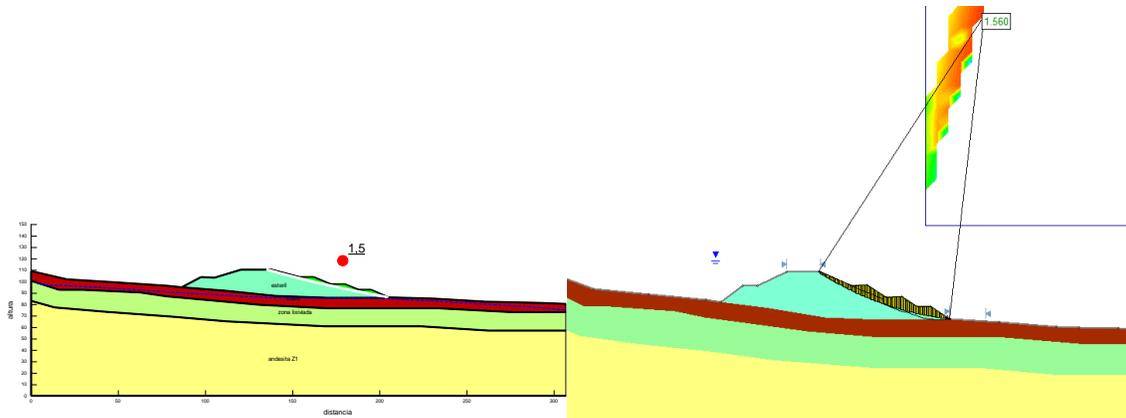


Figura 7.50 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 3

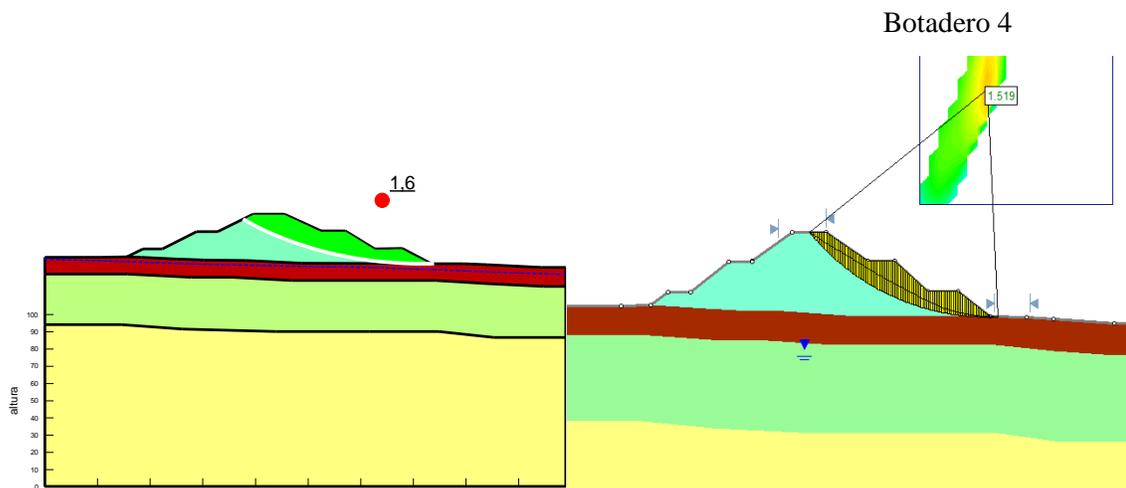


Figura 7.51 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 4

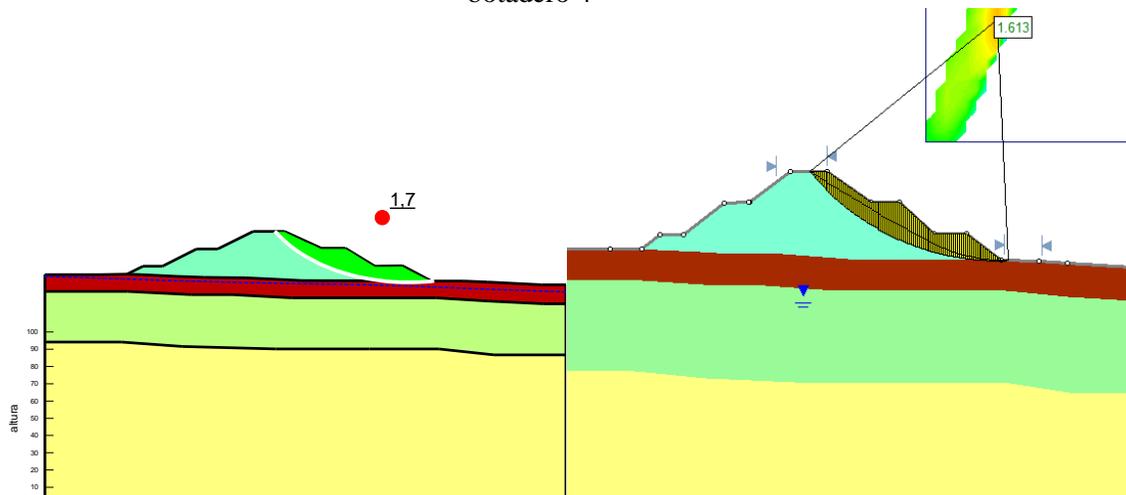


Figura 7.52 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 4

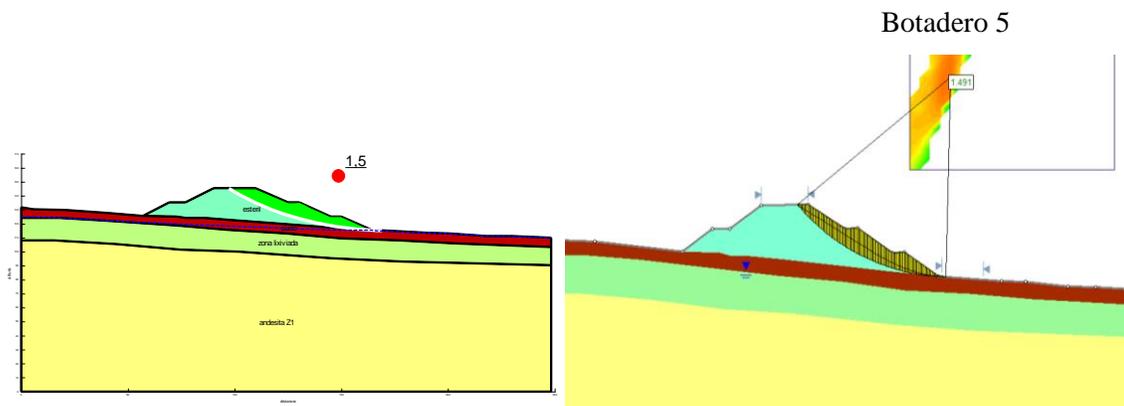


Figura 7.53 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 5

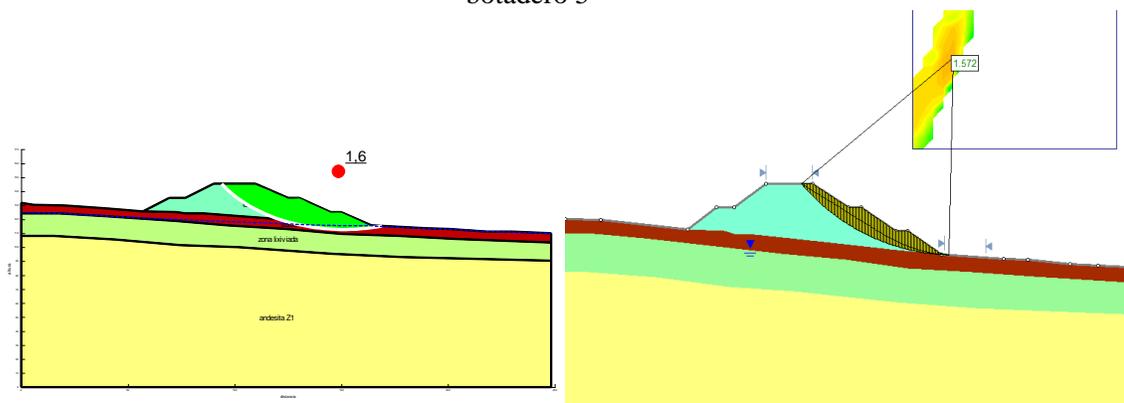


Figura 7.54 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 5

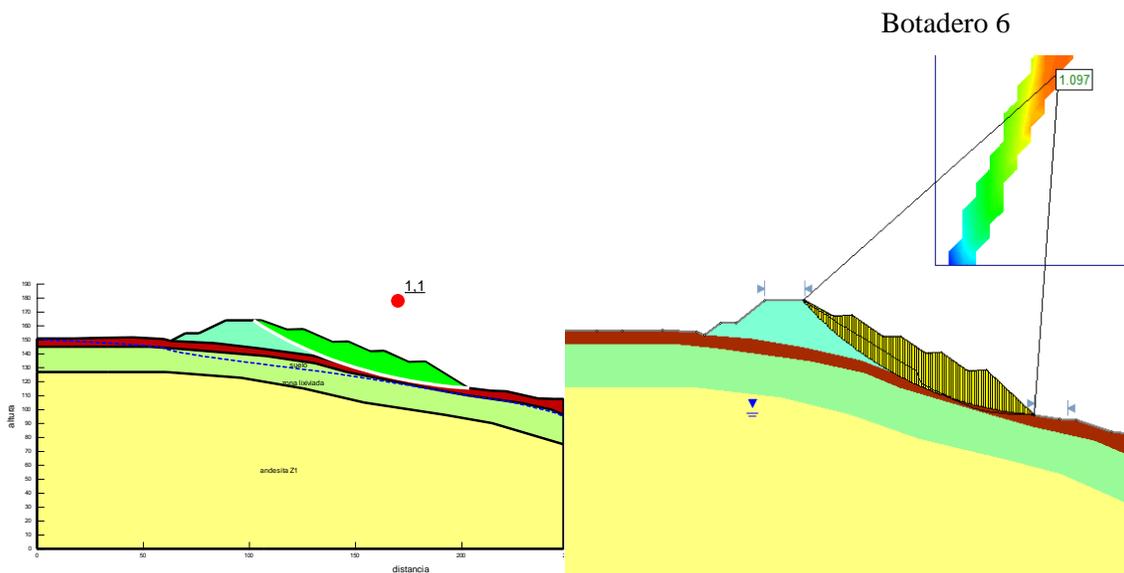


Figura 7.55 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero 6

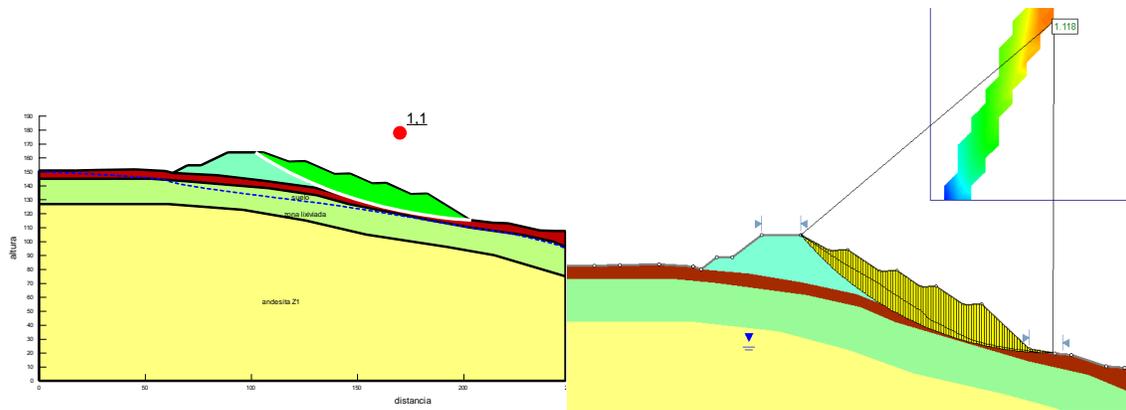


Figura 7.56 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero 6

embalse

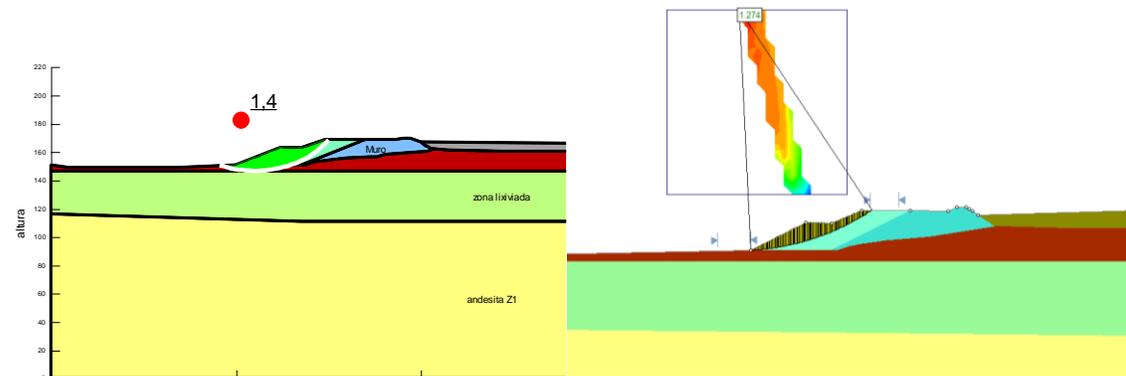


Figura 7.57 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 37° para botadero refuerzo embalse

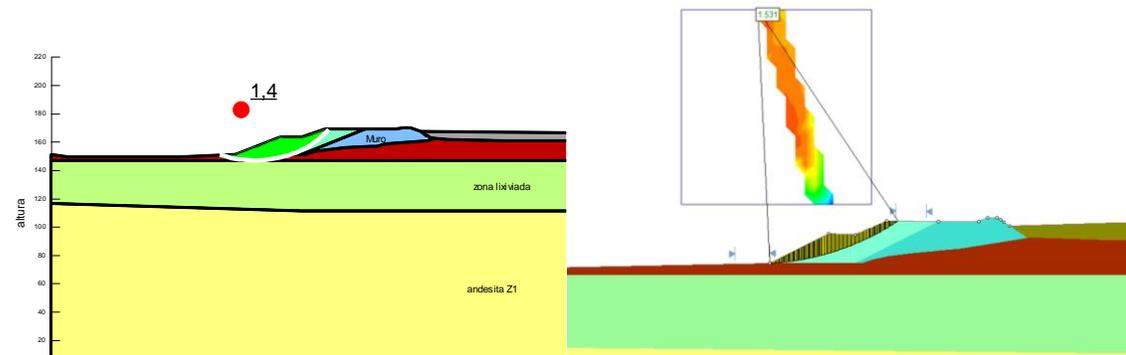


Figura 7.58 Análisis pseudoestático en *SLOPE/W* y *Slide* con un ángulo de fricción de 39° para botadero refuerzo embalse

Anexo 13. Licencia Software Geostudio



Licensee: Universidad de Talca
Camino a Los Niches KM 1
Curicó Región del Maule
Chile

License Certificate

Serial Number: 7808-195027-201407-0593
Licensed Product: GeoStudio Universal 25-User Network License
Maintenance Expires: July 31, 2020

Date of Issue: July 9, 2019



GEOSLOPE International Ltd.

1200, 700 - 6 Ave SW
Calgary, AB T2P 0T8
Canada

Tel +1 403 269 2002
Fax +1 888 436 2239

sales@geoslope.com
www.geoslope.com

