



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS



**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES DE SUELO
GRANULAR DEL PROYECTO MINERO ESTELA**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. ALEXIS SEBASTIAN TELLO CHARCAHUANA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO DE MINAS

PUNO - PERÚ

2022



DEDICATORIA

A mis queridos padres, Julio y Lucia por brindarme su apoyo incondicional en cada uno de mis proyectos académicos, sociales y en cada propósito de mi vida y así poder formarme como un profesional componente y sobre todo como una persona integra, también por todos los esfuerzos realizados hasta ahora por apoyarme en seguirá cada uno de mis sueños.

A mi hermana Tania por acompañarme y guiarme en muchos momentos de mi vida, y compartir los mejores recuerdos de mi infancia.

A mis amigos y compañeros con quienes llevo los más gratos recuerdos, a quienes hasta ahora me acompañan día a día y a quien desde cielo nos cuida.

Alexis Sebastian.



AGRADECIMIENTO

A mi Alma Mater Universidad Nacional del Altiplano Puno, y a mi Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, a la plana docente que gracias a sus enseñanzas, consejos y guía educativa que motivaron a formarme como un profesional de calidad y competente dentro del sector de la ingeniería de minas.

A mi director de tesis, por sus acertadas recomendaciones, aportes y sugerencias durante el desarrollo de este estudio de investigación, que me permitieron guiarme y poder realizar el presente trabajo de forma oportuna y adecuada.

Un agradecimiento en especial al equipo técnico, ingenieros, compañeros de prácticas del laboratorio de Geomecánica y Geotecnia Minera de la Facultad de Minas, que con sus consejos, enseñanzas y acompañamiento estudiantil me motivaron a abrazar profesionalmente esta área.

Alexis Sebastian.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 13

ABSTRACT..... 14

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 15

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA..... 16

1.2.1 Problema General 16

1.2.2 Problemas Específicos 16

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN 16

1.3.1 Objetivo General..... 16

1.3.2 Objetivos Específicos 16

1.4 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS 17

1.4.1 Hipótesis General..... 17

1.4.2 Hipótesis Específicas 17

1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN..... 17

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN..... 19

2.2 MARCO TEÓRICO..... 26



2.2.1	Definición de suelos.....	26
2.2.2	Origen de los suelos	28
2.2.3	Clasificación del suelo	30
2.2.4	Ensayo de corte directo.....	47
2.2.5	Propiedades de los suelos	49
2.2.6	Tensiones en el suelo	52
2.2.7	Taludes.....	52
2.2.8	Estabilidad de talud.....	54
2.2.9	Falla de taludes	56
2.2.10	Modos de deslizamientos.....	58
2.2.11	Fallas circulares	59
2.2.12	Métodos de análisis de la estabilidad de taludes.....	60
2.2.13	Análisis de estabilidad de taludes	61
2.2.14	Técnicas de análisis	62
2.2.15	Método de Equilibrio limite.....	62
2.2.16	Factor de seguridad.....	70
2.2.17	Estabilidad sísmica de taludes	73

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	LUGAR DE ESTUDIO	80
3.1.1	Ubicación geográfica	80
3.1.2	Accesibilidad	80
3.1.3	Clima.....	81
3.1.4	Geología Regional	81
3.1.5	Geología Local.....	82



3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO.....	83
3.2.1 Población	83
3.2.2 Muestra	83
3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	83
3.3.1 Variable independiente	83
3.3.2 Variable dependiente	84
3.4 DISEÑO METODOLÓGICO	84
3.4.1 Enfoque de investigación.....	84
3.4.2 Alcance de la investigación	85
3.4.3 Diseño de investigación	85
3.4.4 Etapas de desarrollo de la investigación	88
3.4.5 Descripción de Métodos por Objetivos Específicos	89
3.5 MATERIALES Y EQUIPOS DE INVESTIGACIÓN	96
3.5.1 Instrumentos y herramientas:.....	96
3.5.2 Equipos.....	96
CAPÍTULO IV	
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	
4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	98
4.1.1 Primer objetivo específico	98
4.1.2 Segundo objetivo específico	106
4.2 RESULTADO OBJETIVO GENERAL	118
4.3 DISCUSIÓN.....	120
V. CONCLUSIONES.....	124
VI. RECOMENDACIONES	126
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	128



ANEXOS..... 132

Área : Ingeniería de Minas.

Tema: Mecánica de Rocas, Geomecánica y Geotecnia.

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 20 de diciembre del 2022



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Principales categorías de suelo (roca triturada, grava, arena, limo, arcilla).	27
Figura 2.	Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO.	39
Figura 3.	Curva de distribución de tamaño de partícula.....	42
Figura 4.	Límites de Atterberg.	43
Figura 5.	Curva de flujo para la determinación del límite líquido de una arcilla limosa.	44
Figura 6.	Definición de los límites de Atterberg.	45
Figura 7.	Taludes naturales y taludes artificiales.	53
Figura 8.	Partes de un talud.	54
Figura 9.	Tipos de movimiento en taludes.	59
Figura 10.	Rebanada con fuerzas para el método simplificado de Bishop.....	65
Figura 11.	Fuerzas involucradas en un análisis de estabilidad, mediante equilibrio limite.	75
Figura 12.	Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico horizontal K_h	79
Figura 13.	Obtención muestra mediante uso de la parafina.	90
Figura 14.	Secuencia de instrumentos para el corte de suelos.	93
Figura 15.	Curva granulométrica Calicata 01.	102
Figura 16.	Curva granulométrica calicata N°02.	104
Figura 17.	Análisis estático del Frente de minado 01 – Método Janbu.....	108
Figura 18.	Análisis estático del Frente de minado 01 – Método Spencer.	108
Figura 19.	Análisis estático del Frente de minado 01 – Método Morgensternprice. ..	109
Figura 20.	Análisis estático del Frente de Minado 02 – Método Janbu.	110
Figura 21.	Análisis estático del Frente de minado 02 – Método Spencer.	111



Figura 22. Análisis estático del Frente de minado 02 – Método Morgensternprice. ..	111
Figura 23. Mapa sísmico del Perú.	114
Figura 24. Análisis Pseudoestatico Frente de Minado 01 – Spencer.	116
Figura 25. Análisis Pseudoestatico Frente de Minado 01 – Morgenstern Price.....	116
Figura 26. Análisis Pseudoestatico Frente de Minado 02 – Spencer.	117
Figura 27. Análisis Pseudoestatico Frente de Minado 02 – Morgenstern Price.....	117



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Clasificación por tamaño de partícula.....	32
Tabla 2	Nomenclatura India estándar por tamaño de grano	34
Tabla 3	Límites del tamaño de suelos separados.	35
Tabla 4	Símbolos de identificación del sistema unificado.....	37
Tabla 5	Tamaños de mallas estándar en EE.UU.....	40
Tabla 6	Relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco para algunos tipos de suelo.....	51
Tabla 7	Supuestos de fuerza entre cortes utilizados en los procedimientos de equilibrio de fuerzas.....	66
Tabla 8	Factores de seguridad según el escenario.	72
Tabla 9	Coefficientes Sísmicos en Análisis de Estabilidad de taludes.	76
Tabla 10	Valores de coeficiente k recomendados en el análisis pseudoestático.	77
Tabla 11	Coordenadas geográficas	80
Tabla 12	Acceso al Proyecto Minero Estela.	81
Tabla 13	Operacionalización de variables	84
Tabla 14	Ensayos estándar.....	99
Tabla 15	Propiedades índice Calicata N° 01.	100
Tabla 16	Propiedades índices Calicata N° 02.	100
Tabla 17	Análisis granulométrico de Calicata N° 01.....	101
Tabla 18	Clasificación Calicata N°01.	102
Tabla 19	Análisis granulométrico de Calicata N°02.....	103
Tabla 20	Clasificación Calicata N° 02.	104
Tabla 21	Resultados de resistencia del Frente de Minado N° 01.....	106
Tabla 22	Resultados de resistencia del Frente de Minado N° 02.....	106



Tabla 23	Parámetros de entrada para simulación en frente de Minado N°01	107
Tabla 24	Factores de seguridad para el Frente de Minado N°01 en condiciones estáticas.	109
Tabla 25	Factores de seguridad para el frente 02 en condiciones estáticas.	112
Tabla 26	Valores de coeficiente k recomendados en el análisis pseudoestático.	114
Tabla 27	Factores de seguridad para los taludes en condiciones estáticas.	118
Tabla 28	Factores de seguridad para los taludes en condiciones Pseudoestáticas....	119



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

ASTM	:	American Society for Testing and Materials
AASHTO	:	American Association of State Highway and Transportation Officials
SUCS	:	Unified Soil Classification System
LL	:	Limite líquido
LP	:	Limite plástico
F.S.	:	Factor de seguridad
NTP	:	Norma técnica peruana
ABNT	:	Associação Brasileira de Normas Técnicas
DNER	:	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
CECOMSAP	:	Central de Cooperativas Mineras de San Antonio de Poto



RESUMEN

El proyecto minero Estela - CECOMSAP desarrolla actividades mineras auríferas, en depósitos aluviales, lo cual hace que el proyecto tenga que diseñar taludes en suelos granulares que permitan la explotación del mineral, por tanto, los parámetros geométricos existentes tales como el ángulo de inclinación y la altura del talud y el tipo de suelo en el cual se trabaja no ofrecen las características adecuadas que garantizan la estabilidad de los taludes. El objetivo fue determinar la estabilidad en taludes de suelo granular del proyecto minero Estela - CECOMSAP, el enfoque de investigación es cuantitativo de alcance descriptivo y de diseño transversal puesto que se pudo analizar las características propia de los taludes como la geometría y del suelo que los compone mediante la toma de muestras, para posterior procesar mediante método de equilibrio limite, se tomó dos frentes de minado como muestra, los cuales reunían las condiciones dentro del rango crítico a nivel observacional. Se obtuvo como resultados factores de seguridad, en un escenario estático mediante los procedimientos de Janbu, Spencer y Morgenstern Price, los cuales son 0,433, 0,439 y 0,438 para el frente N° 01 respectivamente para cada tipo procedimiento y 0,565, 0,574 y 0,571 para el frente N° 02 también en relación a los procedimientos ya mencionados, también se analizó en un escenario pseudoestático obteniéndose factores de 0,426 y 0,386 para el frente analizado N° 01, y factores 0,518 y 0,498 para el frente N° 02, por lo que se concluye los taludes no son estables en ninguno de los escenarios puesto que ambos se encuentra por debajo de lo establecido en la norma Norma CE.020 como también con lo propuesto por Read & Stacey (2009) por tanto no ofrecen la seguridad necesaria para el proyecto minero Estela - CECOMSAP y a la vez se recomienda tener planes, puntos de control de monitoreo en los taludes y de ser fiable un rediseño de los parámetros geométricos de los taludes

Palabras claves: Talud, factor de seguridad, suelo granular, estabilidad.



ABSTRACT

The Estela - CECOMSAP mining project performs gold mining activities, in alluvial deposits, which means that the project has to design slopes in granular soils that allow the exploitation of the mineral, therefore, the existing geometric parameters such as the angle of inclination and the height of the slope and the type of soil in which it works do not offer the adequate characteristics that guarantee the stability of the slopes. The objective was to determine the stability in granular soil slopes of the Estela - CECOMSAP mining project, the research approach is quantitative of descriptive scope and cross-sectional design since it was possible to analyze the characteristics of the slopes such as geometry and the soil that composes them by taking samples, to later process by means of a limit equilibrium method, Two minefronts were taken as a sample, which met the conditions within the critical range at the observational level. Safety factors were obtained as results, in a static scenario through the procedures of Janbu, Spencer and Morgenstern Price, which are 0.433, 0.439 and 0.438 for front No. 01 respectively for each type of procedure and 0.565, 0.574 and 0.571 for front No. 02 also in relation to the procedures already mentioned, it was also analyzed in a pseudostatic scenario obtaining factors of 0.426 and 0.386 for the analyzed front No. 01, and factors 0.518 and 0.498 for front No. 02, so it is concluded that the slopes are not stable in any of the scenarios since both are below what is established in the CE.020 standard as well as with what is proposed by Read & Stacey (2009) therefore they do not offer the necessary security for the Estela - CECOMSAP mining project and at the same time it is recommended to have plans, monitoring control points on the slopes and to be reliable a redesign of the geometric parameters of the slopes

Key words: Slope, safety factor, granular soil, stability.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El presente trabajo de investigación se desarrolló en el Proyecto minero Estela - CECOMSAP, el cual posee taludes de explotación poco estables, por tanto, hacen que estos sean propensos a originar deslizamientos afectando la seguridad del proyecto, comprometiendo la producción de 1300 m³/día y la seguridad del personal de carguío comprendido por 12 personas.

Los procesos que se llevan a cabo dentro de las operaciones mineras y las características geométricas de los taludes en los frentes de explotación, como lo son el ángulo de inclinación y la altura del talud, así como también el tipo de suelo que forma los taludes del proyecto, hacen que la posibilidad a que ocurra un deslizamiento sea alta, esto se ve reflejado por el factor de seguridad, el cual está directamente relacionado a las características geotécnicas del material como son el ángulo de fricción y la cohesión, que conjuntamente con la integración de la geometría del talud permitirán obtener un factor de seguridad.

Por otro lado, dadas las condiciones climáticas de la zona de estudio se convierten en parte crucial, puesto que lluvias y nevadas existentes en determinada en épocas del año comprendida de los meses de noviembre a marzo desarrollan filtraciones en el material reduciendo la resistencia al corte del mismo.

Dentro del sector minero en especial los proyectos mineros que se desarrollan a mediana escala dentro de nuestra región tienen características muy similares al de este proyecto en relación a los aspectos geológicos, por tanto, la problemática tiende a hacer



global, dado que también se registran deslizamientos que comprometen la seguridad de estos diversos proyectos.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Problema General

¿Cuáles son las condiciones de estabilidad en los taludes de suelo granular del proyecto minero Estela - CECOMSAP?

1.2.2 Problemas Específicos

- a) ¿Cuáles son los parámetros geotécnicos existentes del suelo, en la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP?
- b) ¿Cuál es el factor de seguridad en la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP?

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 Objetivo General

Determinar las condiciones de estabilidad en los taludes de suelo granular del proyecto minero Estela - CECOMSAP

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) Precisar los parámetros geotécnicos existentes del suelo, en la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP
- b) Obtener el factor de seguridad en la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP



1.4 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS

1.4.1 Hipótesis General

Las condiciones de estabilidad en los taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP, garantiza la seguridad de los taludes del proyecto minero

1.4.2 Hipótesis Específicas

- a) Los parámetros geotécnicos existentes del suelo, son realmente resistentes para afianzar la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP
- b) El factor de seguridad es lo admisiblemente estable para garantizar la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP.

1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo de investigación se realizó **porque** en el proyecto minero Estela – CECOMSAP, se desarrollan actividades de explotación con taludes muy prominentes, estos con una altura mayor a los 30 metros y ángulo de inclinación en un rango de 65° - 75° , los cuales, dadas las condiciones del suelo existente, son susceptibles a que se suscite un deslizamiento.

En operaciones ya existentes en la zona, se han registrado deslizamientos de taludes, estos con características similares al de la presente investigación, teniendo resultados trágicos en algunos casos y en otros deteniendo las operaciones por bloqueos de accesos, cubrimiento de maquinaria e instalaciones e incluso desbordes de pozas de



relaves, lo cual lo convierte en una problemática global enfocada a toda la zona dado que son características similares de los factores geológicos ahí existentes.

El proyecto de investigación se desarrolla para poder determinar las condiciones de estabilidad de los taludes dentro del proyecto minero Estela – CECOMSAP, si estas se encuentran en un rango de aceptabilidad o no, y así brindar las recomendaciones del caso según sea el resultado obtenido.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Pacheco (2006), en su investigación detalla de haber analizado los métodos de equilibrio límite y el método de elementos finitos se ha basado en los parámetros que presenta la geología tales como suelos conglomerados y relleno, donde se realiza la evaluación de características de mecánica de suelos (peso específico, cohesión y ángulo de fricción) y para el análisis dinámico se han tomado datos del terremoto ocurrido en el Perú en el año 1966, luego de modelar en el programa SLOPE se ha obtenido los factores de seguridad y los coeficientes de aceleración para los perfiles analizados demuestran efectividad en el tipo de suelo presentado.

Díaz (2008), da a conocer que la geometría del talud y el tipo de suelo encontrado, así como los valores que resultan del back análisis para este talud, se ajusta a la realidad con los parámetros de ángulo de fricción interna de 40° y cohesión de 0.80 kg/cm^2 (78.48 Mpa) los que más se ajustan con la realidad de la resistencia real del talud, lo cual muestra un material altamente friccionante propio de un material granular.

El deslizamiento de masa de tierra es considerado como uno de los principales peligros naturales que causan enormes pérdidas sociales y económicas, por lo que se han introducido algunas técnicas para monitorear la estabilidad de los taludes, como el sistema de posicionamiento global (GPS), el sistema de información geográfica (SIG), la fotografía aérea y los inclinómetros (Zaki *et al.*, 2014).

Manrique (2010) en su investigación “Geología estructural del neógeno en la cordillera Negra, implicancias en el origen y estabilidad de taludes del yacimiento



aurífero epitelial de alta sulfuración: Pierina” menciona que los deslizamientos preexistentes se reactivan, son dinámicas e inestables, producen constantes deslizamientos durante las operaciones mineras. La potencia promedio del material deslizado alcanza más de 100 m.

Romero (2011), concluye en su investigación de título “Propuesta metodológica para la evaluación de estabilización de taludes y terraplenes en proyectos de carretera” concluye que el origen de las fallas en los taludes es la variación de condición que sufren los bancos anualmente o derivado de los procesos constructivos de las vías y accesos. Entre otros factores que contribuyeron a la falla de taludes son el riesgo de cultivos en la cresta de taludes, tuberías rotas, la ubicación de pozos de absorción los cuales producen infiltración creando presiones intersticiales. se concluye también que por parte del comportamiento de lluvia fue casi parejo, con la particularidad que los cortes en los taludes se acaban de llevar a cabo, lo que trajo consigo que los materiales que habían quedado sueltos derivados de los cortes y con las lluvias de ese año, se produjeran deslizamientos y derrumbes. Si se evalúa la estabilidad de taludes para cualquier proyecto ya sea este de cualquier magnitud, una manera de trabajar es mediante la sectorización de la vía en zonas homogéneas, pero es un trabajo dispendioso que requiere contar con la participación de al menos un geólogo y un geotecnista experimentados.

Salazar & Cornejo (2014) , menciona que en la secciones obtenidas del talud, se logró un ángulo de 47° con el fin de poder garantizar que no ocurrirá desprendimiento alguno, y como medidas de mitigación se deberá de colocar tierra vegetal para que ayude al crecimiento de césped para que funciones como control de la estabilidad local (caída eventual de piedras), de tal sentido, una solución para estabilizar la capa de 0.15m de terreno vegetal será la aplicación de geomallas y geomantas para la mejor adaptación del césped.



Sanchez (2014), se ha llegado a la conclusión en que al analizar un talud dinámicamente, se ha determinado que el talud sea inestable, realizando el modelamiento con las banquetas estos hacen de que el talud sea estable porque los factores de seguridad son mayores a 1, asimismo el método más apropiado son el de Morgenstern y Price y el de Spencer donde se basa al equilibrio de momentos y fuerzas.

Zhou & Cheng (2015), en su investigación menciona que el método convencional de equilibrio límite apenas se aplica para investigar la estabilidad y el desplazamiento de taludes progresivos, por lo que se propone un nuevo método de equilibrio límite riguroso basado en el desplazamiento para analizar la estabilidad y el desplazamiento de pendientes rastreras. La relación entre los desplazamientos de corte de las pendientes y el tiempo de fluencia se obtiene en base al modelo de fluencia visco-elastoplástica. A partir de los resultados numéricos, se desprende que el factor de seguridad a largo plazo fue menor que el instantáneo. La relación entre los desplazamientos cortantes y el tiempo de fluencia se obtiene en base al modelo visco-elastoplástico de geo materiales.

Caballero (2016), concluye en su investigación que los factores internos determinantes que poseen mayor importancia para la inestabilidad de taludes en el área de estudio son la pendiente por presentar pendientes de 30 a 140% y la litología, así mismo indica que las precipitaciones no son determinantes para la inestabilidad de taludes.

En la investigación realizada por el Dr. Alva (2016), en la cual se analizó varios sectores comprendido por taludes de la Costa Verde, en la que concluye la presencia de suelo granular, denominado como conglomerado, en la que menos de 20% presenta riesgo elevado de inestabilidad, dado que los parámetros geotécnicos como cohesión y ángulo de fricción representa un material predominantemente friccionante.



Mendoza (2016), hace referencia en su investigación que dentro del análisis de la estabilidad de un talud de suelo, parte esencial del análisis es la consideración de los estratos que conforman la estructura del talud, concluye a la vez que en el análisis de los taludes, lograr satisfacer por encima de los parámetros de $FS > 1.3$ en condiciones estáticas y $FS > 1.0$ en condiciones pseudoestáticas, todo ello basando en el cálculo por tres métodos, resultando en una media no muy variante de 5% a 7 %, por lo se puede afirmar que el grado de precisión entre estos son similares.

Sackschewski (2017), concluye en su investigación que en la carretera Canta detalla que el origen de la inestabilidad de los taludes fue a causa de los cortes inadecuados que se realizaron en la construcción de la vía, la influencia de las infiltraciones de agua y las condiciones adversas de las discontinuidades.

Soto (2017), detalla que como consecuencias de lluvias se presentó un derrumbe de gran magnitud, de aproximadamente 50 metros a lo largo de la carretera Interoceánica Tramo 4, en el sector comprendido entre el puente San Francisco y Ollachea, específicamente en el Km 232+150 a 800 metros antes de llegar a la ciudad de Ollachea.

Morales (2017), señala que en la toma de las variables geotécnicas determinando las características e interpretación, asimismo se han evaluado los métodos de diseño para la estabilización de los taludes para después realizar el monitoreo y control de los taludes, de tal manera que puedan brindar información de los desplazamientos horizontales y verticales, así como el buzamiento y velocidad de movimiento que brinde información sobre la inestabilidad para su mitigación en el impacto de los deslizamientos en zonas mineras.

Ríos (2019), menciona en su investigación que gran componente del talud analizado es un material como de tipo arcilla de baja plasticidad con arena, por lo cual



teniendo la consideración de los ensayos de clasificación de AASHTO es un material MALO, lo que resulta como un geomaterial que no tendrá alta cohesión, por lo que con el tiempo esta tendera a generar un posible deslizamiento en gran masa.

Wang *et al.*(2019), desarrolla en su investigación, con la premisa de que en la práctica, los suelos a menudo no están saturados y las pendientes suelen fallar en tres dimensiones. El efecto tridimensional y el efecto inducido por succión son esenciales para ser considerados para producir soluciones más realistas en los análisis de estabilidad de taludes. en tal sentido se muestra el uso del criterio de falla de Mohr-Coulomb extendido para describir la dependencia de la resistencia al corte en suelos no saturados en la succión matricial. Por tanto, el mecanismo de falla rotacional utilizado para el caso se extiende a una condición no saturada. Se empleo el enfoque pseudoestático ampliamente utilizado y se incorporó la tasa de trabajo externo realizado por la carga sísmica en la ecuación de balance de energía para tener en cuenta el efecto de la excitación sísmica en la estabilidad del talud.

Solis (2019), desarrollo su investigación enfoca al análisis de presas de relave, el cual se analizo mediante el uso de dos softwares como lo es el Slide y Geoslope, obtenido FS similares con ambos softwares, así mismo logrando FS mayores a 2 en condiciones estáticas y así también favorables en condiciones pseudoestaticas , lo que ratifica el buen planeamiento y desarrollo de las actividades para el diseño de los relaves , siendo estos compuestos principalmente por relave grueso con el método de suelo armado, lo que asu vez garantiza y apoya a la estabilidad.

Torres (2019), indica en su investigación que el suelo presente dentro de los taludes, fueron muestreados en campo y laboratorio teniendo como base la clasificación de suelos de SUCS y AASHTO resultando como un material MALO este último sistema, el componente de suelo y la falta de drenaje dentro de los taludes analizados, pueden



generar los deslizamientos, asimismo se identificó que el tipo de falla de talud más crítico es aquel que presenta grietas de tracción resultando estos rasgos premonitorios del desencadenamiento de movimientos en masa, particularmente en el caso de deslizamiento rotacional.

Barboza (2019), en su trabajo de investigación demuestra dentro de un análisis de recaudación bibliográfica, el gran uso del software Slide, como uno de los programas de modelamiento y simulación de mayor uso para el análisis de estabilidad de taludes en relación del área investigativa comprendida dentro de los años 2000 – 2019, encontrándose 112 trabajos de investigación, cabe señalar que a pesar de las varias funciones que el software ofrece una de las cuales más está direccionada los trabajos de investigación con alrededor de 59 % es la estabilidad de taludes y teniendo porcentajes bajos el tema de geodinámica externa ya análisis sísmico, concluye también que más del 60 % del material obtenido no son muy representativos en el tema de investigación.

Chen *et al.* (2020), se realizó un trabajo en función a análisis determinísticos de estabilidad para taludes de suelos reforzados con pilotes de diferentes ubicaciones y longitudes para calcular el factor de seguridad a través del método de equilibrio límite (LEM). Los análisis paramétricos muestran que la probabilidad de falla está significativamente influenciada por la ubicación del pilote, la longitud del pilote, la variabilidad espacial del suelo, la escala de fluctuación y el COV de cohesión y el ángulo de fricción ϕ . Así mismo concluye que la ubicación óptima del refuerzo en suelo espacialmente variable es diferente del resultado del análisis determinista tradicional y el análisis probabilístico en suelo espacialmente constante bajo la condición de cumplir con la seguridad y la economía. También se estima que la ubicación óptima del pilote en suelo espacialmente variable con una longitud de 3 m, mientras que el resultado del análisis determinista con una longitud de 7 m y el resultado del análisis probabilístico en suelo



espacialmente constante con una longitud de 8 m. El análisis convencional que ignora la variabilidad espacial del suelo conduce a un diseño más conservador.

Portilla (2021), al concluir la investigación, indica que se realizó un Back Análisis, en el que se obtuvo para un Factor de Seguridad = 1, se determinó un ángulo de fricción interna de $\phi = 44.54^\circ$ para una cohesión de $C = 29.43$ KPa, en el cual se analizó un acantilado conformado por el conglomerado de Lima (grava arenosa). Además, de establecer una proporción razonable entre los valores de cohesión y el ángulo de fricción.

Lavado (2021), logra determinar que el material predominante de la Costa Verde se trata de un suelo tipo conglomerado de alta resistencia con gravas de grandes diámetros, la cual presenta una cohesión importante originada por la cementación de carbonato, así mismo se puede indicar que el análisis pseudoestático es aplicable cuando los taludes no son susceptibles a grandes pérdidas de la resistencia ante las deformaciones, el empleo de las aceleraciones horizontales y verticales de $2/3$ es una estimación adecuada y consecuente a usar en este análisis de estabilidad pseudoestático.

Li *et al.* (2021), en su investigación indica que los resultados demuestran que la precisión de predicción del método propuesto es obviamente mayor que la del modelo de Newmark. La evaluación rápida de los deslizamientos de tierra posteriores al terremoto y las pendientes inestables (si serán reactivadas por las réplicas) es una tarea clave en la fase de respuesta de emergencia posterior al terremoto. El gráfico de estabilidad y el modelo Newmark se utilizan generalmente para la evaluación rápida de la estabilidad sísmica de las pendientes del suelo, el modelo de estabilidad sísmica propuesto es confiable y eficiente y se puede utilizar para evaluar la estabilidad de la pendiente del suelo en la etapa de diseño inicial y proporcionar referencia para un diseño sísmico adicional.



W. Wang *et al.* (2022), en la investigación se demuestra que las partículas finas en el suelo de la zona de fluctuación se erosionarán y migrarán con la filtración del agua del embalse dentro de una presa, lo que resultará en el deterioro de los parámetros de resistencia del suelo en diferentes grados, e incluso afectará la estabilidad del talud. Debido a la distribución continua del tamaño de partícula y la gran porosidad de la pendiente del banco de grava, bajo la filtración periódica del agua del embalse, es más probable que tenga una pérdida grave de partículas, y la degradación acumulada de la resistencia del suelo causada por la pérdida de partículas causará aún más deformación del banco, incluso inestabilidad. Los resultados mostraron que la degradación de la resistencia del suelo de grava causada por la permeabilidad periódica tiene una gran influencia en la estabilidad de los taludes. Por lo tanto, es necesario considerar la degradación de la resistencia del suelo causada por la infiltración periódica en el análisis de estabilidad de este tipo de pendiente del banco de grava del banco de tierra.

2.2 MARCO TEÓRICO

2.2.1 Definición de suelos

Desde el punto de vista de la ingeniería geológica, el suelo se define como un agregado de los minerales unidos por fuerzas débiles de contacto normal y tangenciales a las superficies de las partículas adyacentes, separables por medio mecánico de poca energía o por agitación en agua (González de Vallejo *et al.*, 2004).

El suelo es un conjunto no consolidado de partículas sólidas entre las cuales hay vacíos. Estos pueden contener agua o aire, o ambos. El suelo se deriva de la descomposición del material rocoso por la intemperie y/o la erosión y puede

haber sufrido cierta cantidad de transporte antes de la deposición. También puede contener materia orgánica (Bell, 1992)

Los suelos son creados por la exposición de las rocas al clima. Esta intemperie puede ser física (humectación y secado, expansión térmica, ruptura por heladas) o química (solución, oxidación, hidrólisis). Como resultado de los minerales que lo integran tenemos que los suelos de grano grueso (arena, grava) tienden a estar hechos de minerales estables como el cuarzo, mientras que los suelos de grano fino (limo y arcilla) tienden a estar hechos de minerales menos estables como la montmorillonita. Los suelos orgánicos pueden contener una cantidad significativa de materia orgánica (madera, hojas, plantas) mezclada con los minerales, o pueden estar hechos completamente de materia orgánica, como la turba que a menudo se encuentra en los bordes de los pantanos (Briaud, 2013).

La Figura 1, muestra algunas de las categorías de suelos más comunes.



Figura 1. Principales categorías de suelo (roca triturada, grava, arena, limo, arcilla).

Fuente:(Briaud, 2013)



2.2.2 Origen de los suelos

Mantilla (2005), hace denotar que los suelos tienen su origen en los materiales rocoso-preexistentes que constituyen la roca madre sometida a la acción ambiental disgregadora de la erosión de los agentes geológicos y la meteorización por los agentes atmosféricos en sus tres tipos:

- La acción mecánica o física debido al cambio de temperatura, acción de las heladas que tienden a romper las rocas y dividir las en fragmentos pequeños que van a formar las partículas del suelo.
- La acción química, originada por acción de la hidratación, oxidación y otros procesos químicos que tienden a descomponer la roca como a cementar los productos formados
- Acción biológica, producida por la acción bacterianas de las raíces y de las plantas.

El tipo de proceso o procesos de descomposición y la cantidad de transporte sufrido por los sedimentos influyen en la naturaleza de la macro y microestructura del suelo, lo que a su vez influye en su comportamiento de ingeniería. Probablemente los métodos más importantes de formación del suelo son la meteorización mecánica y química. Los agentes de intemperie, sin embargo, no son capaces de transportar material. El transporte es provocado por la gravedad, el agua, el viento o el hielo en movimiento, si se transportan partículas sedimentarias, esto afecta su carácter, particularmente su distribución, clasificación y forma del tamaño del grano (Bell, 1992).

La mayoría de los suelos que cubren la tierra para Das (2001), indica que están formados por el intemperismo de varias rocas, los cuales son:



- **El intemperismo mecánico** es un proceso mediante el cual las rocas se desintegran en partes cada vez más pequeñas por las fuerzas físicas sin ningún cambio en su composición química. Los cambios de la temperatura resultan en la expansión y contracción de las rocas debido a la ganancia y pérdida de calor, este proceso provocará grietas en las rocas, por tanto hojuelas y grandes fragmentos se desprenderán. Así también el congelamiento y descongelamiento continuos provocarán el rompimiento de la masa de roca. La exfoliación también forma parte de este proceso por el cual placas de roca se desprenden de rocas grandes por medio de fuerzas físicas. El intemperismo mecánico de las rocas también tiene lugar debido a la acción de corrientes de agua, de glaciares, del viento, de las olas del océano, etc (Das, 2001).
- **El intemperismo químico** es un proceso de desintegración o alteración mineral en el que los minerales originales se convierten en algo completamente diferente. Por ello es que los minerales comunes en las rocas ígneas son el cuarzo, el feldespato y los minerales ferromagnesianos (Das, 2001).

La mayoría del intemperismo de las rocas es una variación del intemperismo mecánico y del químico. El suelo producido por el intemperismo de las rocas puede ser transportado por procesos físicos a otros lugares, estos suelos resultantes se denominan suelos transportados. Por otro lado, algunos suelos permanecen en el lugar donde se formaron y cubren la superficie de las rocas de las cuales se derivaron. A estos suelos se les refiere como suelos residuales (Das, 2001).



2.2.3 Clasificación del suelo

Para la determinación del suelo se establece un modelo de clasificación se suele invocar con el que se introducen los suelos que se encuentran categorías. Se han recuperado muestras; posiblemente están perturbados, pero uno puede, a partir de una simple inspección visual, categorizar el suelo como ampliamente gravoso o arenoso limoso o arcilloso (Wood, 2004).

Según Mantilla (2005), indica que los suelos en aspectos ingenieriles se basan a una clasificación estandarizada según la normativa internacional, la cual indica como es que un suelo está compuesto generalmente por la distribución que se encuentra en su matriz en la relación a los tamaños de granos de cada una de sus partículas existente en ella.

- **Gravas**, con tamaño de grano entre unos 8 – 10 cm y 2 mm, se caracterizan porque los granos son observables directamente, no retienen agua, por la inactividad de su superficie y los grandes huecos existentes entre partículas.
- **Arenas**, con partículas comprendidas entre 2 y 0.060 mm todavía son observables a simple vista. Cuando se mezclan con el agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad.
- **Limos**, con partículas comprendidas entre 0.060 y 0.002 mm, retienen el agua de mejor que los tamaños superiores si se forman una pasta agua-limo y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se ve como el agua se exhuda con facilidad.
- **Arcillas**, formadas por partículas con tamaños inferiores a los limos (0.002 mm). Se trata ya de partículas tamaño del y se necesita que haya habido transformaciones químicas para llegar a esos tamaños. Se



encuentran formadas, principalmente por los minerales silicatados, las condiciones de este material hacen que la capacidad de retención del agua sea muy grande (pequeños huecos con una gran superficie de absorción en las partículas y una estructura que permite retener el agua), por lo que este tipo de material por lo general son más problemáticos (tiempos muy elevados de consolidación o de expulsión de agua bajo esfuerzos) (Mantilla, 2005).

Los resultados del análisis del tamaño de partícula se dan en forma de una serie de fracciones, en peso, de diferentes grados de tamaño. Estas fracciones se expresan como porcentaje de toda la muestra y generalmente se suman para obtener un porcentaje acumulado. Las curvas acumulativas se trazan en un papel semilogarítmico para dar una representación gráfica de la distribución del tamaño de partícula. La pendiente de la curva proporciona una indicación del grado de clasificación (Bell, 1992).

Los tamaños de las partículas que componen el suelo varían en un amplio rango. Los suelos generalmente se llaman grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas dentro del suelo. Para describir los suelos por su tamaño de partícula, varias organizaciones han desarrollado clasificaciones del tamaño de partícula. La **Tabla 1** se muestra las clasificaciones de tamaño de partícula desarrolladas por el Instituto de Tecnología de Massachusetts, el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras y Transporte Estatales, y el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos y la Oficina de Recuperación de los Estados Unidos. Este sistema es importante en la historia del desarrollo de los límites de tamaño de las partículas presentes en los suelos; sin

embargo, el Sistema Unificado de Clasificación del Suelo (SUCS) es ahora casi universalmente aceptado y ha sido adoptado por la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM) (Das & Sobhan, 2018).

Tabla 1

Clasificación por tamaño de partícula

Nombre de la Organización	Tamaño de grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2- 0,06	0,06-0,002	< 0,002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2- 0,05	0,05-0,002	< 0,002
American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	76,2 - 2	2-0,075	0,075-0,002	< 0,002
Unied Soil Classification System (U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation, and American Society for Testing and Materials)	76,2 -4,75	4,75- 0,075	Finos (limos y arcillas) < 0,075	

Fuente : (Das & Sobhan, 2018)

Los suelos están formados por partículas sólidas, fluidos, gases y espacios vacíos, pudiéndose clasificar en función del tamaño de las partículas en dos tipos.

- **Suelos de grano grueso o granulares**, con tamaño de grano superior a 0.075 mm, formados principalmente por cuarzo, feldespato, calcita, sulfatos, sales y vidrios volcánicos con menos frecuencias.
- **Suelos de grano fino o suelos finos**, con un porcentaje superior al 50 % de tamaños igual o inferior a 0.075 mm, formados principalmente por limos y minerales de arcilla como caolinita, illitas, esmécticas y materia orgánica, entre otros (Mantilla, 2005).



Geológicamente, los suelos se agrupan o clasifican en una serie de bases, de la siguiente manera:

- Origen: residual, coluvial, aluvial, eólico, glacial y sedentario
- Modo de ocurrencia: llanura de inundación, estuarios, marinos, morrenas, etc.
- Textura: tamaño de partícula y gradación
- Pedología: clima y morfología

Los suelos se clasifican sobre una base de ingeniería por gradación, plasticidad y contenido orgánico, y descrito generalmente como sin cohesión o cohesivo, granular o no granular, así mismo se determina en grupos estos se agrupan por sus características de ingeniería como fuertes o débiles, sensibles o insensibles, compresible o incompresible, hinchazón (expansiva) o no hinchazón, permeable o impermeable; o agrupados por fenómenos físicos como erosionables, susceptibles a las heladas, o metaestable (plegable o licuable, con la estructura volviéndose inestable bajo ciertos cambios ambientales). Los suelos también se agrupan generalmente como grava, arena, limo, arcilla, orgánicos y mezclas (Hunt, 2006).

Los suelos naturales son mezclas de las partículas de varios tamaños y es necesario tener una nomenclatura para las diversas fracciones que comprenden partículas que se encuentran entre ciertos límites de tamaño especificados. El tamaño de partícula se expresa habitualmente en términos de un solo diámetro. Esto se toma como el tamaño de la abertura cuadrado más pequeño en un tamiz, a través del cual pasará la partícula (Venkatramaiah, 2006).

Tabla 2

Nomenclatura India estándar por tamaño de grano

Nombre	Tamaño de grano
Grava	80 mm a 4,75 mm
Arena	4,75 mm a 0,075 mm
Limo	0,075 mm a 0,002 mm
Arcilla	Menos de 0,002 mm

Fuente: (Venkatramaiah, 2006).

Para el autor Das (2001), indica que más de una organización han intentado desarrollar límites del tamaño para grava, arena, limo y arcilla todo relacionado a los tamaños de los granos que hay en los suelos. Uno de ellos fueron los límites de los tamaños recomendados por los sistemas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y del Unified Soil Classification (Corps of Engineers, Department of the Army y Bureau of Reclamation), los caules están detallados en la Tabla 3, ahí también se detalla que las partículas de suelo menores que 0.002 mm tienen la denominación de clasificado como arcilla. Pero, sin embargo, las arcillas son cohesivas por naturaleza y con ellas se pueden hacer rollos pequeños cuando están húmedas. Esta propiedad se debe a la presencia de minerales de arcilla como la caolinita, illita. Por otro lado, en algunos minerales, como el cuarzo y el feldespato, pueden estar presentes en un suelo con tamaños de partículas tan pequeños como el de los minerales de arcilla, pero estas partículas no tendrán la propiedad cohesiva de los

minerales de arcilla. De aquí que se denominen partículas con tamaño de arcilla, no partículas de arcilla (Das, 2001).

Tabla 3

Límites del tamaño de suelos separados.

Sistema de clasificación	Tamaño del grano (mm)
Unificado	Grava: mm 57,4 a mm 57
	Arena: 4,75 mm a 0,075 mm
	Limo y arcilla (finos): , 0,075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 2 mm
	Arena: 2 mm a 0,05 mm
	Limo: 0,05 mm a 0,002 mm
	Arcilla: 0,002 mm

Fuente: (Das, 2001)

2.2.3.1 Sistemas de clasificación de suelos

A. Sistema SUCS

Según lo mencionado por McLean & Gribble (1979), en el Sistema Unificado de Clasificación (SUCS) utilizado por los ingenieros, los suelos se clasifican por el tamaño de partícula predominante y el contenido orgánico en gravas (G), arenas (S), limos (M), arcillas (C), suelos orgánicos (O) y turbas (Pt). Los suelos de grano grueso (G+S) se subdividen por clasificación, y los suelos arcillosos de grano fino por límite de líquido, LL e índice de plasticidad. En la clasificación de suelos, se pone mayor énfasis en la fracción de <2 mm, y las



subdivisiones del suelo (llamadas texturas del suelo) se pueden representar en forma de un diagrama triangular, donde las "margas" incluyen suelos con una amplia gama de tamaños de partículas, esto se puede observar en la Tabla 4.

La prueba de clasificación ayuda a determinar el rango de tamaños de las partículas en el suelo y el porcentaje de partículas retenidas y pasantes de estos rangos.

La distribución del tamaño de partícula se encuentra en dos etapas:

- Análisis del tamiz, para la fracción gruesa.
- Análisis de sedimentación o análisis húmedo, para la fracción fina.

El proceso de tamizado es el método más directo para determinar el tamaño de las partículas, pero existen límites inferiores prácticos para las aberturas de tamiz que se pueden usar para los suelos. Este límite inferior es aproximadamente en el tamaño más pequeño atribuido a las partículas de arena (75μ o 0.075 mm). El tamizado es un proceso de cribado en el que las fracciones más gruesas del suelo se separan por medio de una serie de mallas graduadas. El análisis mecánico es uno de los métodos de prueba más antiguos para suelos (Venkatramaiah, 2006).

El Sistema unificado de clasificación de suelos (Unified Soil Classification System) lo propuso originalmente A. Casagrande en 1942 y más tarde lo revisó y adoptó el United States Bureau of Reclamation y el U.S. Army Corps of Engineers. En la actualidad el sistema se utiliza prácticamente en todo el trabajo geotécnico.

En el sistema unificado se utilizan los símbolos siguientes para fines de identificación:

Tabla 4

Símbolos de identificación del sistema unificado

SÍMBOLO	Descripción
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Limo orgánicos y arcilla
Pt	Turba y suelos altamente orgánicos
H	Alta plasticidad
L	Baja plasticidad
W	Bien graduado
P	Mal graduado

Fuente: (Das, 2001).

B. Sistema de la AASHTO

El Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO fue propuesto originalmente para el Highway Research Board's Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads (1945). De acuerdo con las especificaciones de este sistema, los suelos se pueden clasificar en ocho grupos principales, A-1 a A-8, en función a su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos listados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso, y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son materiales de grano fino. La turba, el fango y otros suelos altamente orgánicos se



clasifican en el grupo A-8 y se identifican mediante una inspección visual (Das, 2001).

El sistema de clasificación de la AASHTO (para suelos A-1 a A-7) se presenta en la Figura 2 así mismo se observa que el grupo A-7 incluye dos tipos de suelos, para los cuales se diferencia para el tipo A-7-5, así mismo el índice de plasticidad del suelo es menor que o igual al límite líquido menos 30. Para el tipo A-7-6, el índice de plasticidad es mayor que el límite líquido menos 30.

Para el uso del suelo con fines de ingeniería como material de capa subrasante de un camino, se emplea el uso del Índice de grupo (IG), mientras mayor sea el valor del índice de grupo para un suelo determinado, más deficiente será el desempeño del suelo como capa subrasante, la fórmula para el índice de grupo es:

$$IG = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + (IP - 10) \quad (1)$$

Donde

F_{200} = porcentaje que pasa la malla # 200, expresado como un número entero

LL = límite líquido

IP = índice de plasticidad

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasa la malla núm. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por mallas (% que pasa)							
Malla núm. 10	50 máx						
Malla núm. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla núm. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa Malla núm. 40							
Límite líquido (LL)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	6 máx		No plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Clasificación de la capa	Excelente a buena						

Clasificación general	Materiales de limo y arcilla (más de 35% de la muestra total pasa la malla núm. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7
				A-7-5 ^a A-7-6 ^b
Análisis por mallas (% que pasa)				
Malla núm. 10				
Malla núm. 40				
Malla núm. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Para la fracción que pasa Malla núm. 40				
Límite líquido (LL)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos		Principalmente suelos arcillosos	
Calificación subrasante	Regular a malo			

^aSi $IP \leq LL - 30$, la clasificación es A-7-5.
^bSi $IP > LL - 30$, la clasificación es A-7-6.

Figura 2. Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO.

Fuente: (Das, 2001).

2.2.3.2 Análisis granulométrico con mallas

El análisis granulométrico con el uso mallas se realiza tomando una cantidad medida de suelo seco bien pulverizado y haciéndolo pasar a través de una pila de mallas con aberturas cada vez más pequeñas que dispone de una base contenedora en su parte inferior. Se realiza el pesado del suelo retenido en cada malla y se determina el porcentaje acumulado del suelo que pasa a través de cada una. A este porcentaje se denomina por lo general como porcentaje de finos. La Tabla 5 muestra una lista de los números de



mallas usadas en Estados Unidos y en gran parte del mundo como ya estandarizadas y el tamaño correspondiente de sus aberturas (Das, 2001).

Tabla 5

Tamaños de mallas estándar en EE.UU.

Malla núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: (Das, 2001).

El análisis mecánico es la determinación de la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como un porcentaje del peso



seco total (o masa). Generalmente se utilizan dos métodos para encontrar la distribución de tamaño de partícula de suelo (González de Vallejo *et al.*, 2004).

- Análisis de tamiz para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro,
- Análisis de hidrómetro para tamaños de partículas más pequeñas que 0.075 mm de diámetro

Análisis por tamices, consiste en agitar la muestra de suelo a través de un conjunto de tamices que tienen aberturas más pequeñas progresivamente. Los números estándar de tamiz y los tamaños de las aberturas. Los tamices utilizados para el análisis de suelos son generalmente de 203 mm de diámetro. Para llevar a cabo un análisis granulométrico, uno debe primero secar al horno el suelo y luego romper todos los grumos en pequeñas partículas. A continuación, se agita el suelo a través de una pila de tamices con aberturas de tamaño decreciente de arriba abajo (se coloca una charola por debajo de la pila). El tamiz de tamaño más pequeño que se debe utilizar para este tipo de prueba es el tamiz núm. 200. Después de agitar el suelo, se determina la masa de suelo retenido en cada tamiz. Cuando se analizan los suelos cohesivos, romper los terrones en partículas individuales puede ser difícil. En este caso el suelo se puede mezclar con agua para formar una suspensión y después lavarse a través de los tamices. Las porciones retenidas en cada tamiz se recogen por separado y se secan al horno antes de medir la cantidad recogida en cada tamiz (Das, 2001).

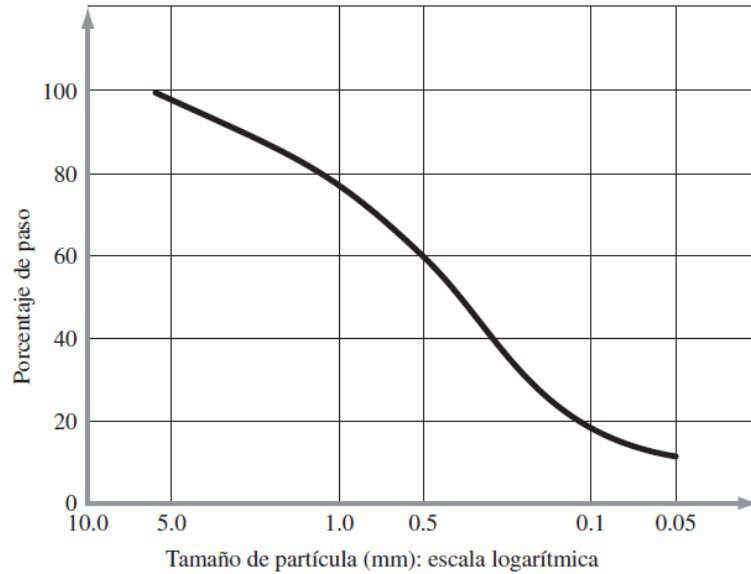


Figura 3. *Curva de distribución de tamaño de partícula.*

Fuente: (ASTM, 2011).

2.2.3.3 Límites de consistencia

Estos límites se basan en el concepto de que dichos suelos pueden existir en cualquiera de los cuatro estados dependiendo de su contenido de agua. Estos límites también están influenciados por la cantidad y el carácter del contenido mineral de arcilla. En otras palabras, un suelo cohesivo es sólido cuando está seco, pero a medida que se agrega agua, primero se convierte en un semisólido, luego en un plástico y finalmente en un estado líquido. El contenido de agua en los límites entre estos estados se conoce como el límite de contracción (SL), el límite de plástico (PL) y el límite de líquido (LL) respectivamente (Bell, 1992).

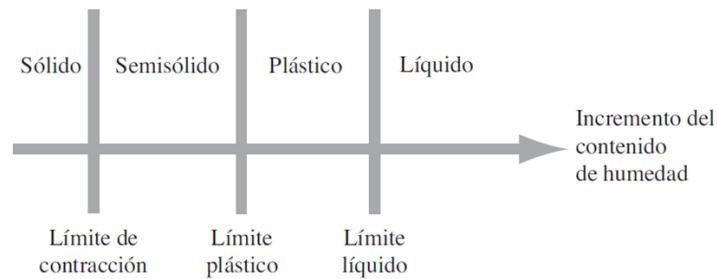


Figura 4. Límites de Atterberg.

Fuente: (Das, 2001).

Son también conocidos límites de Atterberg, estos límites ayudan a determinar la frontera de separación de las fases de comportamiento del suelo la cual se representa en Figura 4, los cuales podemos considerar los siguientes:

Límite de líquido (LL) se define como el límite arbitrario de contenido de humedad en el que el suelo está a punto de pasar del estado plástico al estado líquido. En este límite, el suelo posee un pequeño valor de resistencia al corte, perdiendo su capacidad de fluir como líquido. Es decir, el límite de líquido es el contenido mínimo de humedad al que el suelo tiende a fluir como líquido (Venkatramaiah, 2006).

El límite líquido de un suelo se halla mediante el uso de la copa de Casagrande (designación de prueba D-4318 de la ASTM) y se determina como el contenido de humedad en el que se cierra una ranura de 12.7 mm mediante 25 golpes (Das, 2001).

La prueba de Atterberg para determinar el límite de líquido fue de hecho una prueba para detectar la aparición de flujo en el suelo. Sin embargo, esta prueba ha sido abandonada en muchos países (porque se

encontró que era algo sensible al operador) y reemplazada por una prueba que en realidad es una prueba de resistencia (Wood, 2004).

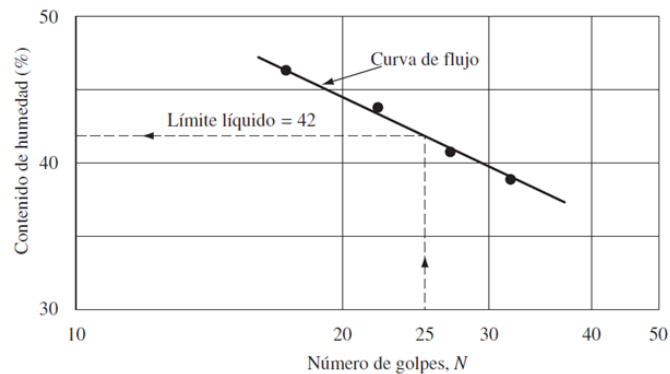


Figura 5. Curva de flujo para la determinación del límite líquido de una arcilla limosa.

Fuente: (Das, 2001).

Límite de plástico (PL) es el límite arbitrario del contenido de humedad en el que el suelo tiende a pasar del estado plástico al estado semisólido de consistencia. Es por ello que este es el contenido mínimo de agua en el que el cambio de forma del suelo se acompaña de grietas visibles, es decir, cuando se trabaja, el suelo se desmorona (Venkatramaiah, 2006).

El límite plástico se conceptualiza como el contenido de humedad en el que el suelo se agrieta al formar un rollito de 3.18 mm de diámetro (designación de prueba D-4318 de la ASTM (Das, 2001)).

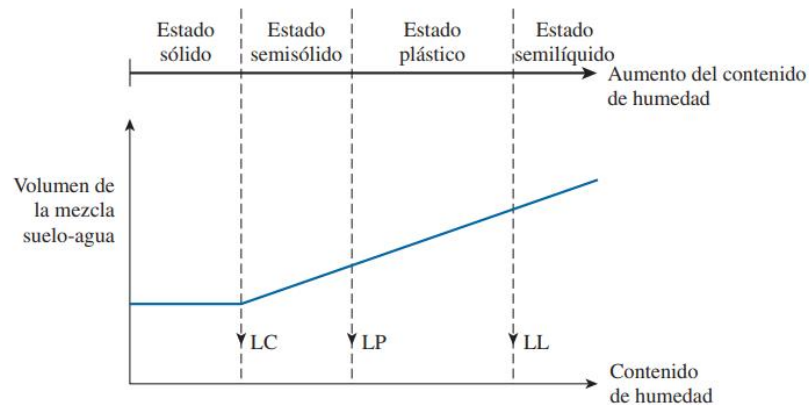


Figura 6. Definición de los límites de Atterberg.

Fuente : (Das, 2001).

2.2.3.4 Resistencia al corte

Para Bell (1992), la resistencia al corte de un suelo es la máxima resistencia que puede ofrecer a la tensión cortante. Cuando se ha alcanzado este máximo, se considera que el suelo ha fallado, su fuerza se ha movilizado por completo. Sin embargo, el valor de resistencia al corte determinado experimentalmente no es una constante única que es característica del material, sino que varía con el método de prueba. El desplazamiento por corte también continúa teniendo lugar después de que se excede la resistencia al mismo. Los desplazamientos de corte ocurren a través de un solo plano de ruptura bien definido o a través de una zona de corte. La tensión en cualquier superficie plana se puede resolver en la tensión normal, en, que actúa perpendicular a la superficie, y la tensión de corte, que actúa a lo largo de la superficie, la magnitud de la resistencia está dada por la ecuación de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2)$$

donde ϕ es el ángulo de resistencia al corte y c es la cohesión.



La resistencia al corte de un suelo es talvez la más importante de sus propiedades de ingeniería. Esto se debe a que todos los análisis de estabilidad en el campo de la ingeniería geotécnica, ya sea que se relacionen con cimentación, taludes de cortes o presas de tierra, implican un conocimiento básico de esta propiedad de ingeniería del suelo. La resistencia al corte puede definirse como la resistencia a las tensiones de cizallamiento y la consiguiente tendencia a la deformación por cizallamiento. La resistencia al corte de un suelo es la más difícil de comprender en vista de la multitud de factores que se sabe que lo afectan. En lo objetivo, un suelo deriva su resistencia al corte de lo siguiente:

1. Resistencia debido al entrelazamiento de partículas.
2. Resistencia a la fricción entre los granos individuales del suelo, que puede ser fricción deslizante, fricción de rodadura o ambos.
3. Adhesión entre partículas del suelo o «cohesión».

Los suelos granulares de arenas pueden derivar su resistencia al corte de las dos primeras fuentes, mientras que los suelos cohesivos o arcillas pueden derivar su resistencia al corte de la segunda y tercera fuentes. Las arcillas altamente plásticas, sin embargo, pueden exhibir la tercera fuente por sí solas por su resistencia al corte. La mayoría de los depósitos naturales del suelo son en parte cohesivos y en parte granulares y, como tales, pueden caer en la segunda de las tres categorías mencionadas, desde el punto de vista de la resistencia al cizallamiento. La resistencia al corte de un suelo no se puede tabular en códigos de práctica, ya que un suelo puede exhibir



significativamente diferentes resistencias al corte en diferentes condiciones de campo e ingeniería (Venkatramaiah, 2006).

2.2.4 Ensayo de corte directo

La prueba de cizallamiento directo y la triaxial son pruebas de cizallamiento de rutina para estudios de estabilidad de taludes del suelo, aunque esta última no se emplea con frecuencia en la rutina ABNT, ASTM, Sociedad Americana de Pruebas y Materiales; BS, British Standards Institution; DNER, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem; USBR, Us Bureau of Reclamation studies. Las pruebas drenadas tienen una fase preliminar en la que se consolidan bajo tensiones aplicadas, seguidas del corte drenado. Por lo tanto, se clasifican como una prueba de drenaje consolidado (CD). Las pruebas de corte directo tienen la ventaja de dar a la muestra una orientación elegida de acuerdo con la estructura del suelo. Por lo tanto, los especímenes se pueden recortar paralelos o en cualquier ángulo a los planos de la cama y este efecto se puede estudiar en detalle (Ortiago & Sayao, 2004).

Los cambios de presión del agua de los poros que tienen lugar en un suelo bajo la aplicación de la tensión de corte influyen en las tensiones efectivas y, por lo tanto, en la resistencia. Por lo tanto, si durante una prueba, se hacen esfuerzos para eliminar cualquier cambio en la presión del agua poro, todos los incrementos de estrés serán incrementos de estrés efectivos. Esto se puede organizar en algunas pruebas mediante el corte a una baja tasa de tensión, o mediante la introducción de medidas de drenaje adicionales, como drenajes de filtro lateral en la prueba triaxial para acortar la distancia que el agua que escapa necesita viajar, tal prueba se denomina prueba drenada (Bromhead, 2005).



2.2.4.1 Angulo de fricción interna

El ángulo de fricción interna, es un ángulo limitante de oblicuidad y, por tanto, el criterio principal para que se produzca un deslizamiento o falla en un determinado plano, varía apreciablemente para una arena dada con el índice de densidad, ya que se sabe que el grado de enclavamiento depende directamente de la densidad. Este ángulo también varía un poco con el estrés normal. Sin embargo, el ángulo de fricción interna se considera principalmente constante, ya que es casi así para una arena dada a una densidad dada. Dado que la falla o el deslizamiento dentro de una masa de suelo no pueden restringirse a ningún plano específico, es necesario comprender las relaciones que existen entre las tensiones en diferentes planos que pasan a través de un punto, como requisito previo para una mayor consideración de la resistencia al cizallamiento de los suelos (Venkatramaiah, 2006).

2.2.4.2 Cohesión

Esta es una característica del parte conformado por arcilla. Esto a veces se conoce como resistencia al corte sin carga y es responsable de la resistencia de los especímenes no confinados. La cohesión en las arcillas es una propiedad que varía considerablemente con la consistencia. Por ello, la cohesión varía tanto con el tipo de arcilla como con la condición de la misma. Es una especie de atracción superficial entre partículas (Venkatramaiah, 2006).



2.2.5 Propiedades de los suelos

2.2.5.1 Porosidad

Venkatramaiah (2006), indica que la porosidad de una masa de suelo es la relación entre el volumen de huecos y el volumen total de la masa de suelo. Se denota por el símbolo de la letra n y se expresa comúnmente como un porcentaje:

$$n = \frac{V_v}{V} * 100 \quad (3)$$

Donde V_v = Volumen de vacíos; V = Volumen total de la muestra

2.2.5.2 Contenido de agua (humedad)

El contenido de humedad de una masa de suelo se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos (peso seco) de la masa del suelo. Se representa por el símbolo de la letra w y se expresa comúnmente como un porcentaje, definida por la formula:

$$w = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad (4)$$

Donde: W_w = peso del agua; W_s = peso del suelo seco

En el campo de la Geología, el contenido de agua se define como la relación entre el peso del agua y el peso total de la masa del suelo, solo se considera el agua libre en los espacios porosos o vacíos (Venkatramaiah, 2006).

2.2.5.3 Peso unitario del suelo

El peso unitario de masa de suelo se define como el peso por unidad de volumen de la masa de suelo. Se denota por el símbolo de la letra γ , por lo tanto:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (5)$$

Donde W_s = Peso del suelo seco; V_s = volumen del suelo

El término "densidad" se usa vagamente para "peso unitario" en mecánica de suelos, aunque, estrictamente. Hablando, densidad significa la masa por unidad de volumen y no peso (ASTM, 2009).

2.2.5.4 Densidad Aparente

Según la densidad aparente, también llamada densidad volumétrica, es una propiedad de los polvos, gránulos y otros sólidos, especialmente utilizados en referencia a componentes minerales (tierra, grava), etc.

Se define también como la masa de muchas partículas del material dividida por el volumen total que ocupan. La densidad aparente no es una propiedad intrínseca de un material; puede cambiar dependiendo de cómo se maneje el material.

Para determinar la densidad se emplea la siguiente fórmula según ASTM D7263 (2009):

$$\rho_m = \frac{M_t}{\left[\left(\frac{M_c - M_{sub}}{\rho_w} \right) - \left(\frac{M_c - M_t}{\rho_p} \right) \right]} \quad (6)$$



Donde:

P_m : Densidad de la muestra (gr/cm^3)

M_t : masa rotal de la muestra ensayada (gr)

M_c : masa de la muestra recubierta de cera (gr)

M_{sub} : masa de la muestra sumergida (gr)

P_m : densidad del agua (gr/cm^3)

P_p : densidad de la parafina (gr/cm^3)

Tabla 6

Relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco para algunos tipos de suelo.

Tipo de suelo	Relación de vacíos, e	Contenido natural de humedad en un estado saturado (%)	Peso unitario seco, Gd (kN/m^3)
Arena uniforme floja	0,8	30	14,5
Arena uniforme densa	0,45	16	18
Arena limosa angular de grano flojo	0,65	25	16
Arena limosa angular de grano denso	0,4	15	19
Arcilla dura	0,6	21	17
Arcilla blanda	0,9–1,4	30–50	11,5–14,5
Loess	0,9	25	13,5
Arcilla orgánica suave	2,5–3,2	90–120	6–8
Cajón glacial	0,3	10	21

Fuente: (Das, 2001).

2.2.6 Tensiones en el suelo

Para Babitsky & Wittenburg (2012), debido al peso (que siempre está presente), aparecen tensiones tectónicas, hidrodinámicas, físicas, residuales y otros procesos internos en la tierra. En un macizo ingrávulo a una acción de carga P en un punto "M" una parte del cuerpo bajo sección transversal, está en equilibrio con tensiones internas P que se distribuyen de manera no uniforme en la parte del macizo. Si son constantes en una sección transversal la relación para su determinación es:

$$p = P/A \quad (7)$$

Donde P = presión de carga, A = Área de la sección

2.2.7 Taludes

Se define como una pendiente natural, a diferencia de la hecha por el hombre, puede haber alcanzado su forma actual por una de varias rutas. Por ejemplo, ser el resultado de la acción a largo plazo de un conjunto de procesos que todavía están activos en la actualidad. Este es un modelo de "estado estacionario" del desarrollo de esa pendiente. Alternativamente, un conjunto de procesos puede actuar durante una duración relativamente corta, formando esa pendiente, y posteriormente pueden estar en funcionamiento procesos mucho menos activos. Estos modifican más o menos sutilmente su morfología, de modo que mientras que las principales estructuras del subsuelo son el resultado de los procesos formativos, pueden no ser evidentes a partir de las características superficiales modificadas (Bromhead, 2005).

Las pendientes pueden ser naturales o artificiales como se muestra en la Figura 7. Las laderas naturales se encuentran en los lados de las montañas o en el

borde de los ríos, por ejemplo. Las pendientes artificiales pueden ser taludes cortados, como en el caso de un paso subterráneo para una carretera, o pendientes rellenas, como en el caso de una presa de tierra o un terraplén de carretera. En todos los casos, el principal parámetro buscado por el ingeniero geotécnico es el factor de seguridad contra fallos de deslizamiento de la pendiente (Briaud, 2013).

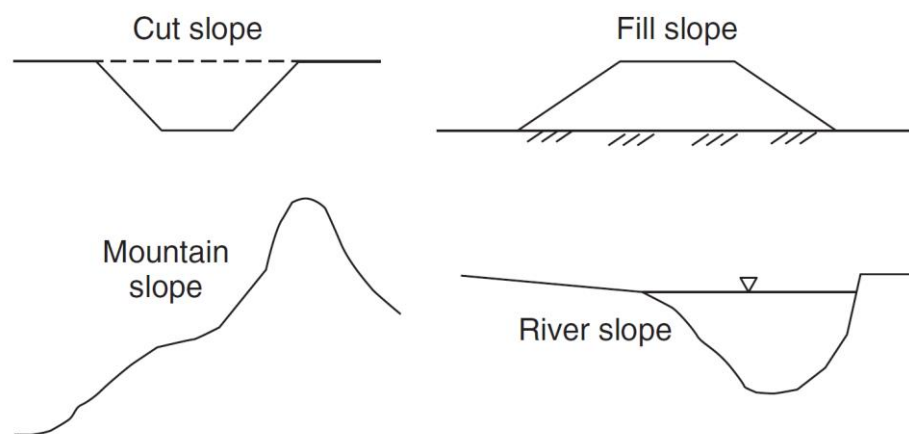


Figura 7. Taludes naturales y taludes artificiales.

Fuente: (Briaud, 2013).

2.2.7.1 Componentes un talud

- **Pie**, corresponde al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte inferior del talud o ladera. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava.
- **Cabeza**, se refiere al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte superior del talud o ladera. Cuando la pendiente de este punto hacia abajo es semi vertical o de alta pendiente se le denomina “escarpe”. Los escarpes pueden coincidir con coronas de deslizamientos. La forma de la cabeza generalmente es convexa.
- **Altura**, es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales, pero es

- complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza generalmente no son accidentes topográficos bien marcados
- **Altura de nivel freático**, es la distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua (la presión en el agua es igual a la presión atmosférica). La altura del nivel freático se acostumbra a medirla de bajo de la cabeza del talud.
 - **Pendiente**, es la medida de la inclinación de la superficie del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m:1 en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical (Suárez Díaz, 2009).

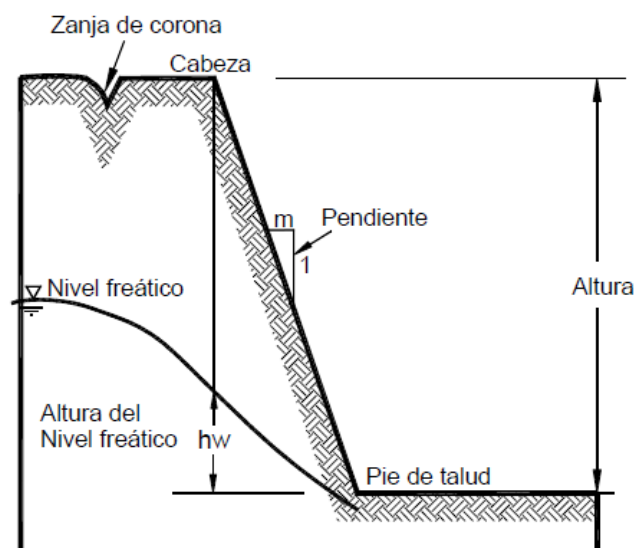


Figura 8. *Partes de un talud.*

Fuente: (Suárez Díaz, 2009).

2.2.8 Estabilidad de talud

Una superficie de suelo expuesta la cual se encuentra en ángulo con la horizontal se denomina pendiente desenfrenada. La pendiente puede ser natural o artificial. Puede fallar en varios modos (Das & Sobhan, 2018).



Al realizar el análisis de estabilidad, parte de los procedimientos a desarrollar según Hearn (2013), los diseños estándar para taludes de corte de acuerdo con la gama de tipos de materiales y las condiciones de las aguas subterráneas observadas o previstas; y en los que los deslizamientos de tierra y las posibles fallas en las pendientes plantean un riesgo significativo para las operaciones viales y los usos de la tierra adyacentes. El análisis generalmente toma la forma de uno de los siguientes:

- Análisis de una pendiente no fallada donde se debe determinar un factor de seguridad para una posible falla por primera vez.
- Alternativamente, podría estar asociado con una pendiente de corte particular, pendiente de relleno o muro de contención donde existe una preocupación por la estabilidad, ya sea en relación con una nueva carretera o el mantenimiento de una carretera existente.
- Análisis posterior de una pendiente fallida con fines de diseño correctivo. En estas circunstancias se supone que se ha aplicado un factor de seguridad de aproximadamente 1.0 en el momento del fallo (Suárez Díaz, 2009).

La evaluación de la estabilidad de los taludes es en gran medida descriptiva y basada en el juicio, y tiene en cuenta lo siguiente:

Al realizar la evaluación de la estabilidad de taludes es importante registrar las observaciones, suposiciones y juicios que se realizan. La gran mayoría de las evaluaciones de taludes para la selección de alineaciones, el diseño de movimientos de tierras y la gestión de taludes adoptan esos métodos cualitativos que permiten tomar decisiones sobre si se requiere una investigación del terreno y un análisis de estabilidad de la pendiente (Hearn, 2013).



A finales de la década de 1950 y a principios de la década de 1960 dieron lugar a métodos de análisis que sólo podían ser resueltos por métodos numéricos automatizados por computadora, principalmente por Little y Price (1958), en ese momento, se pensaba que este era el programa más complicado alguna vez escrito para una computadora de origen británico (Bromhead, 1985), y Morgenstern y Price (1965, 1967). Ahora programas informáticos comerciales para el análisis de estabilidad de taludes están ampliamente disponibles y algunos pueden vincularse con otros programas para la distribución del estrés y para la filtración (Simons *et al.*, 2001).

2.2.9 Falla de taludes

Los deslizamientos son movimientos de masa que presentan una superficie de falla bien definida. Ellos se clasifican como deslizamientos rotacionales, traslacionales o complejas, según la geometría de la superficie de falla siendo respectivamente circular, poligonal o compleja (Ortiago & Sayao, 2004).

La falla de una pendiente de tierra implica un "deslizamiento". Las fuerzas gravitacionales y las fuerzas debidas a la filtración de agua en la masa del suelo, la desintegración progresiva de la estructura de la masa del suelo y la excavación cerca de la base se encuentran entre las principales razones de la falla de las pendientes de la tierra. Los deslizamientos y la consiguiente falla de las pendientes de tierra pueden ocurrir lenta o repentinamente. Se supone que la masa del suelo es homogénea. También se supone que es posible calcular las fuerzas de filtración de la red de flujo y la fuerza de cizallamiento del suelo a partir de la teoría de Mohr-Coulomb. La pendiente puede ser "infinita" o "finita". Una pendiente infinita representa la superficie de una masa de suelo inclinada semi-infinita;



obviamente, tal pendiente es de naturaleza bastante hipotética. Se dice que una pendiente de una extensión finita, limitada por una superficie superior, es finita (Venkatramaiah, 2006).

Los deslizamientos de tierra ocurren donde quiera que las fuerzas gravitacionales que actúan sobre una pendiente excedan las fuerzas de resistencia impartidas a través de la resistencia de los materiales de pendiente. La estabilidad de una pendiente disminuirá a medida que aumente el ángulo de la pendiente. La presencia de agua en una pendiente reducirá la estabilidad a través del desarrollo de presiones de poros entre las partículas del suelo (Hearn, 2013).

La selección del modo de fallo es el primer paso en los análisis de estabilidad. Superficial o profundo, circular o poligonal son las opciones iniciales. Muchas fallas comienzan como un deslizamiento rotacional, pero se transforman en un flujo de lodo o escombros bajo una tormenta severa (Ortiago & Sayao, 2004).

Para Chowdhury *et al.*(2010), indica que el fallo de taludes, están relacionados a varios factores , de los cuales cabe resaltar los siguientes:

- Perturbación externa en forma de corte o relleno de partes de una pendiente o de terreno adyacente a ella que da lugar a una alteración del equilibrio entre las fuerzas.
- Perturbación externa en forma de actividad sísmica (temblores de tierra o terremotos).
- La infiltración de precipitaciones (precipitaciones, derretimiento de la nieve) en el suelo conduce a una disminución de la resistencia al corte

de las que puede darse de dos maneras dependiendo de si la masa del suelo está saturada o no saturada.

- Aumento de las presiones del agua de los poros dentro de una pendiente saturada del suelo (por ejemplo, aumento del nivel freático).
- Eliminación de la presión de agua de succión o poro negativa en una pendiente de suelo insaturada.

Según Terzaghi *et al.*(1996), señalo una diferencia entre los factores externos e internos que afectan la ocurrencia de los deslizamientos. Tanto las causas internas como las externas, afectan el estado de equilibrio de un talud de dos maneras diferentes o por la combinación de estas dos formas:

- a) Disminución de la resistencia al cortante.
- b) Aumento de los esfuerzos de cortante.
- **Las causas internas.** Son mecanismos que producen una reducción en la resistencia al cortante a un punto tal que inducen una falla (Bell, 1983).
- **Las causas externas.** Son los mecanismos por fuera de la masa afectada, los cuales son responsables de un aumento de los esfuerzos por encima de la resistencia al cortante (sobrecargas, cortes, sismos, vibraciones, etc.).

2.2.10 Modos de deslizamientos

El movimiento y el deslizamiento de tierra es un proceso continuo y a menudo ocurren deslizamientos de tierra múltiples y complejos. Dependiendo del entorno geológico, la naturaleza de los materiales involucrados y los factores

desencadenantes, puede haber muchos tipos y mecanismos de falla y, por lo tanto, muchos tipos complejos de deslizamientos de tierra (Chowdhury *et al.*, 2010).

En la Figura 9. se observa los modos de fallas particulares que se suscitan en taludes de suelo.

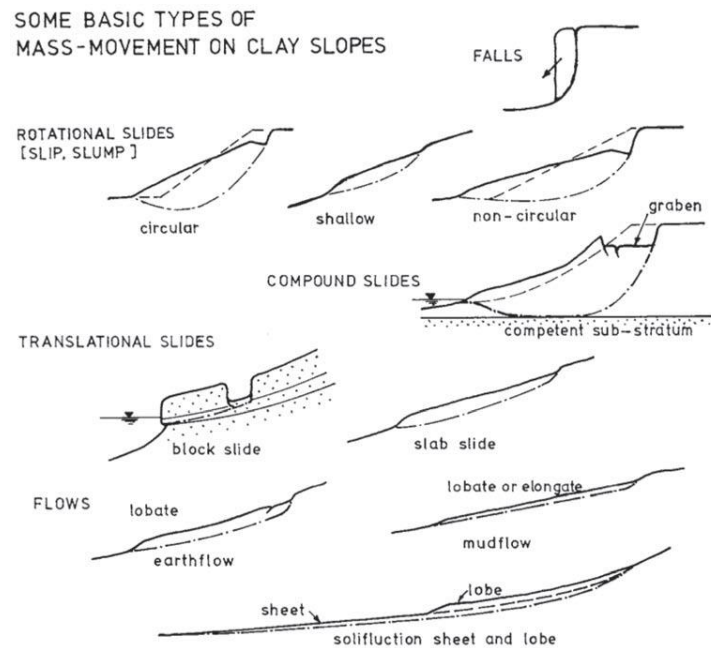


Figura 9. Tipos de movimiento en taludes.

Fuente: (Chowdhury *et al.*, 2010)

2.2.11 Fallas circulares

Los mecanismos de falla de pendiente circular ocurren en granos finos Suelo (predominantemente arcilloso) y roca destrozada, la estabilidad de los cuales está comúnmente controlado por la resistencia al cizallamiento a lo largo de la intersección de múltiples articulaciones y microfracturas en la roca en lugar de discontinuidades persistentes. En la mecánica convencional de suelos, estas fallas tienen un deslizamiento superficie que se aproxima a un segmento de un círculo y característicamente tienen una masa de falla inclinada hacia atrás, en la práctica, las fallas "circulares" suelen tener superficies de cizallamiento que son



curvilíneas en lugar de circulares, y son comúnmente referidos por los geólogos como rotacionales (Hearn, 2013).

Para Hearn (2013), nos indica que todos los deslizamientos de tierra tienen el potencial de agotarse en largas distancias. El riesgo que tales deslizamientos de tierra representan, por lo tanto, la vivienda, el uso de la tierra y la infraestructura pueden extenderse sobre grandes superficies, con la desventaja añadida de que la fuente del peligro y su momento pueden ser en gran parte desconocidos e impredecible. Mapeo de peligro de deslizamiento de tierra y escorrentía modelización nos puede proporcionar alguna indicación de potencial áreas de origen de deslizamientos de tierra y distancias de viaje, pero permanece considerable incertidumbre dada la habitual falta de geotécnica y los datos de eventos históricos y los mecanismos complejos implicado.

2.2.12 Métodos de análisis de la estabilidad de taludes

Los métodos para analizar la estabilidad de los taludes se comprenden por ecuaciones simples, gráficos, hojas de cálculo mediante software y programas informáticos de estabilidad de taludes. En muchos casos, se utiliza más de un método para evaluar la estabilidad de un talud en particular. Por tanto si se utiliza un programa informático, se debe usar un otros software alternativo, gráficos de estabilidad de taludes o una hoja de cálculo para corroborar los resultados (Duncan *et al.*, 2006).

2.2.12.1 Métodos sencillos de análisis

Duncan *et al.*(2006), indica que los métodos más simples de análisis emplean una sola ecuación algebraica la cual es simple para calcular el factor de seguridad. Resolver estas ecuaciones requiere como



máximo una calculadora manual. Existen ecuaciones simples para calcular la estabilidad de una pendiente vertical en un suelo puramente cohesivo, de un terraplén en una base más débil y profunda, y de una pendiente infinita. Algunos de estos métodos, como el método para calcular la estabilidad de una pendiente infinita, pueden proporcionar una solución rigurosa, mientras que otros, como las ecuaciones utilizadas para estimar la estabilidad de una pendiente vertical, representan cierto grado de aproximación, dentro de estos métodos podemos mencionar a:

- Pendiente vertical en suelo cohesivo
- Ecuaciones de capacidad de carga
- Pendiente infinita

2.2.13 Análisis de estabilidad de taludes

El objetivo del análisis de estabilidad de un talud existente es verificar su estado de seguridad; el resultado del análisis influirá en la realización o no de medidas preventivas o correctoras. En el caso de que se vaya a diseñar un talud, los análisis de estabilidad permiten al ingeniero evaluar una geometría adecuada para garantizar un FS mínimo en condiciones ambientales como la lluvia y la vegetación, como la acción antrópica como: excavaciones, cargas y drenaje, los estudios de estabilidad pueden incluir estudios paramétricos para evaluar la sensibilidad de FS a los cambios de los parámetros de resistencia, la geometría, las presiones de las aguas subterráneas y las condiciones de carga (Ortiago & Sayao, 2004).

El propósito principal del análisis geotécnico de taludes en la mayoría de las aplicaciones de ingeniería es contribuir al diseño seguro y económico de



excavaciones, terraplenes, presas de tierra y montones de escombros. Los análisis preliminares ayudan en la identificación de críticas parámetros geológicos, materiales, ambientales y económicos (Chowdhury *et al.*, 2010).

2.2.14 Técnicas de análisis

Las técnicas de análisis se dividen en dos categorías: métodos deterministas, donde la seguridad se define por un solo valor de FS; y métodos probabilísticos, donde la seguridad se mide por términos probabilísticos de riesgo de fracaso (Ortiago & Sayao, 2004).

2.2.15 Método de Equilibrio limite

Algunos procedimientos consideran el equilibrio para toda la masa de suelo delimitada por debajo de una superficie de deslizamiento asumida y por encima de la superficie de la pendiente. En estos procedimientos, las ecuaciones de equilibrio se escriben y resuelven para un solo cuerpo libre, tales como el procedimiento de pendiente infinita y el método sueco de círculo deslizante. En otros procedimientos, la masa del suelo se divide en una serie de rebanadas verticales u horizontales, y las ecuaciones de equilibrio se escriben y resuelven para cada rebanada. Estos procedimientos, denominados procedimientos de rebanadas, incluyen métodos tales como el Método Ordinario de Rebanadas, el procedimiento de Bishop Simplificado y el procedimiento de Spencer (Duncan *et al.*, 2006).

Hay tres condiciones de equilibrio estático disponibles:

- Equilibrio de fuerzas en la dirección vertical.
- Equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal.
- Equilibrio de momentos sobre cualquier punto.



Todos los procedimientos de equilibrio límite utilizan al menos algunas ecuaciones de equilibrio estático para calcular el factor de seguridad (Duncan *et al.*, 2006).

Para Ortiago & Sayao (2004), menciona que este tipo de análisis utiliza las siguientes hipótesis:

- La superficie de deslizamiento se conoce previamente o se arbitra;
- La masa del suelo se encuentra en estado de falla generalizada inminente, es decir, estado de equilibrio límite;
- Los criterios de falla de Mohr-Coulomb se aplican a lo largo de toda la superficie de deslizamiento y el valor FS es único en toda la superficie de deslizamiento.

Whitman y Bailey (1967) presentaron una revisión muy interesante y clásica de los métodos de análisis de equilibrio límite, que se pueden agrupar como:

- **Método de rebanadas / dovelas:** la masa de suelo inestable se divide en aseries de deslizamientos verticales y la superficie de deslizamiento puede ser circular o poligonal. Ejemplos de métodos que emplean superficies deslizantes circulares: Fellenius (1936); Taylor (1949); Obispo (1955). Ejemplos de métodos con superficies de deslizamiento poligonales: Janbu (1973); Morgenstern y Price (1965); Spencer (1967).

- **Métodos de cuña:** utilice la técnica de dividir la masa del suelo en cuñas con interfaces inclinadas y emplee superficies de deslizamiento poligonales. Ejemplos: Sultan and Seed (1967) y Sarma (1979).

2.2.15.1 Procedimiento de Bishop simplificado

En el procedimiento de Bishop simplificado, se supone que las fuerzas en los lados de la rebanada son horizontales (es decir, no hay tensiones de corte entre las rebanadas). Las fuerzas se suman en la dirección vertical para satisfacer el equilibrio en esta dirección y para obtener una expresión para la tensión normal en la base de cada rebanada. Refiriéndose a la división que se muestra en la Figura 10 y resolviendo fuerzas en la dirección vertical (Duncan *et al.*, 2006).

En 1955, Bishop propuso una solución más realista al método ordinario de rebanadas, es así que en este método, el efecto de las fuerzas en los lados de cada rebanada se tiene en cuenta hasta cierto punto. Podemos estudiar este método haciendo referencia al análisis de pendientes. Las fuerzas que actúan sobre la *n*-ésima rebanada (Das & Sobhan, 2018).

Bishop (1955) dio un análisis de estrés efectivo del que tuvo en cuenta, al menos parcialmente, el efecto de las fuerzas en los lados verticales de las rodajas en el método sueco (Venkatramaiah, 2006).

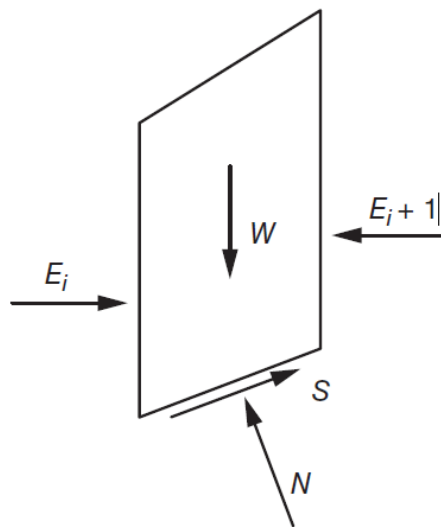


Figura 10. Rebanada con fuerzas para el método simplificado de Bishop

Fuente: (Duncan *et al.*, 2006).

2.2.15.2 Procedimiento de Bishop Completo

Otro procedimiento presentado por Bishop consideró todas las fuerzas desconocidas que actúan sobre una rebanada e hizo suposiciones suficientes para satisfacer plenamente el equilibrio estático, también conocido como el procedimiento de Bishop completo, el segundo procedimiento de Bishop fue similar a un procedimiento que Fellenius (1936) había descrito anteriormente. Desde las contribuciones pioneras de Bishop y Fellenius, se han desarrollado varios procedimientos que establecen un conjunto distinto de supuestos y pasos para satisfacer todas las condiciones de equilibrio estático (Duncan *et al.*, 2006).

El método Bishop es uno de los métodos de análisis de estabilidad de taludes más populares y se utiliza en todo el mundo. Este método satisface sólo el equilibrio de momento, pero no el equilibrio de fuerza horizontal, y se aplica sólo para una superficie de falla circular. El centro

del círculo se toma como el punto de momento en la ecuación de equilibrio de momento (Cheng & Lau, 2008).

Tabla 7

Supuestos de fuerza entre cortes utilizados en los procedimientos de equilibrio de fuerzas.

Procedimiento / Asunción	Descripción
Lowe and Karafiath (1959)	Se supone que las fuerzas entre cortes están inclinadas en la pendiente promedio de la superficie del suelo y la superficie de deslizamiento. La inclinación varía de un segmento a otro, dependiendo de dónde se encuentren los límites del segmento.
Simplified Janbu (Janbu et al., 1956; Janbu, 1973)	Las fuerzas laterales son horizontales; no hay tensión de corte entre las rodajas. Los factores de corrección se utilizan para ajustar (aumentar) el factor de seguridad a valores más razonables.
U.S. Army Corps of Engineers' Modified Swedish method (U.S. Army Corps of Engineers, 1970).	Las fuerzas laterales son paralelas a la pendiente media del terraplén. Aunque no se indica claramente en su manual de 1970, el Cuerpo de Ingenieros ha establecido que la inclinación de la fuerza entre cortes será la misma para todas las rebanadas.

Fuente: (Duncan *et al.*, 2006).

2.2.15.3 Método simplificado de Janbu

Para el método simplificado de Janbu (1956), el equilibrio de fuerza se satisface por completo. mientras que el equilibrio momentáneo no se satisface. Este método es popular en el mundo, ya que es rápido en computación con pocos problemas de convergencia. Este método se puede utilizar para una superficie de falla no circular que es comúnmente



observado en suelos de tipo arenoso. Janbu (1973) propuso más tarde una formulación rigurosa que es más tedioso en computación. Basado en la relación de los factores de seguridad de los análisis rigurosos y simplificados (Cheng & Lau, 2008).

Para Bromhead (2005), indica que tras el éxito de la teoría de Bishop, y con buenos resultados obtenidos del método de rutina, se hicieron esfuerzos para desarrollar una teoría similar aplicable a los deslizamientos con cualquier forma de superficie deslizante. La cronología de los primeros desarrollos es confusa, pero parece haber sido la siguiente. El documento de Bishop fue presentado en una conferencia un año antes de que apareciera impreso. Una investigación separada llevó a Janbu y Kenney a esencialmente el mismo resultado, (Kenney trabajando bajo Bishop en el Imperial College). Janbu publicó primero (Janbu et al. 1956) pero en una forma incorrecta, y la tesis de Kenney apareció poco después (Kenney, 1956). Posteriormente, Janbu volvió a publicar una forma corregida y extendida de las ecuaciones (Janbu, 1973).

2.2.15.4 El procedimiento de Spencer (1967)

Se basa en la suposición de que las fuerzas entre cortes son paralelas (quiere decir que todas las fuerzas entre cortes tienen la misma inclinación). La inclinación específica de las fuerzas intercortes se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. El procedimiento de Spencer también asume que la fuerza normal (N) actúa en el centro de la base de cada rebanada. Prácticamente todos los cálculos con el procedimiento de Spencer se realizan por computadora y

se logra fácilmente un número suficientemente grande de cortes. Spencer originalmente presentó su procedimiento para superficies de deslizamiento circulares, pero el procedimiento se extiende fácilmente a superficies deslizantes no circulares. En el procedimiento de Spencer, dos ecuaciones de equilibrio se resuelven primero. Las ecuaciones representan el equilibrio general de fuerza y momento para toda la masa del suelo, que consiste en todas las rebanadas. Las dos ecuaciones de equilibrio se resuelven para el factor desconocido de seguridad, F , y la inclinación de la fuerza entre cortes, θ .

La ecuación para el equilibrio de fuerza se puede escribir como:

$$\sum Q_i = 0 \quad (8)$$

Donde Q_i ; donde es el resultado de las fuerzas intercorte, Z_i y Z_{i+1} , a la izquierda y a la derecha, respectivamente, de la rebanada

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \quad (9)$$

Debido a que se supone que las fuerzas entre cortes son paralelas, Q_i , Z_i y Z_{i+1} tienen la misma dirección, y Q_i es simplemente la diferencia entre las fuerzas intercortes a la izquierda y a la derecha de la rebanada (Duncan *et al.*, 2006).

Bromhead (2005), muestra que aunque el método completo propuesto por Bishop satisface todas las condiciones de equilibrio con respecto a las fuerzas y los momentos, y toma en consideración todos los componentes de las fuerzas entre cortes, el método de rutina no lo hace. Por lo tanto, por qué el método de rutina podría ser tan preciso fue

finalmente explicado por una extensión adicional de la teoría de Spencer (1967).

2.2.15.5 Procedimiento de Morgenstern y Price

Para Duncan *et al.* (2006) indica que el procedimiento de Morgenstern y Price (1965) asume que las fuerzas de cizallamiento entre rebanadas están relacionadas con las fuerzas normales como:

$$X = \lambda f(x)E \quad (10)$$

Donde X y E son las fuerzas verticales y horizontales entre las rebanadas, λ es un factor de escala desconocido que se evalúa junto con las otras incógnitas, y $f(x)$ es una función asumida que tiene valores prescritos en cada límite de la división. En el procedimiento de Morgenstern y Price, la ubicación de la fuerza normal en la base de la rebanada también se asume explícita o implícitamente. En la formulación original del procedimiento de Morgenstern y Price, las tensiones se integraron a través de cada rebanada asumiendo que $f(x)$ variaba linealmente a través de la rebanada (Morgenstern y Price, 1967).

Este método se basa en la fuerza entre cortes, aunque es posible el uso de la función arbitraria y se utiliza ocasionalmente. Si se utiliza la función de fuerza entre cortes de tipo 1, método se reducirá al método Spencer. El método Morgenstern-Price satisface el equilibrio de la fuerza y el momento global. Desde el local la ecuación de equilibrio de momento no se utiliza en la formulación, la interna las fuerzas de una rebanada individual pueden no ser aceptables (Cheng & Lau, 2008).



En respuesta a las dificultades en la programación del método de Kenney para una computadora, un nuevo método fue ideado y descrito con mejoras por Morgenstern y Price (1965, 1967), Morgenstern (1968) y Chen y Morgenstern (1983). La esencia del método es dividir la masa deslizante en un número relativamente pequeño de secciones lineales o cuñas que están verticales de la manera convencional. Dentro de cada una de estas secciones, que pueden ser muchas veces más anchas que las rebanadas consideradas en la mayoría de los otros métodos, se puede considerar una rebanada o elemento infinitesimal (en el sentido del cálculo). Las condiciones de equilibrio de fuerza pueden satisfacerse tomando direcciones normales y paralelas a la superficie de deslizamiento (Bromhead, 2005).

2.2.16 Factor de seguridad

El factor de seguridad, F , se define con respecto a la resistencia al corte del suelo como:

$$F = \frac{S}{\tau} \quad (11)$$

donde s es la resistencia al corte disponible y τ es la tensión de corte de equilibrio.

La tensión de corte de equilibrio es la tensión de corte requerida para mantener un pendiente justo estable y desde la ecuación (11) se puede expresar como:

$$\tau = \frac{S}{F} \quad (12)$$

La tensión de corte de equilibrio es igual a la resistencia a la corte disponible dividida (factorizada) por el factor de seguridad. El factor de seguridad representa el factor por el cual la resistencia al corte debe dividirse de modo que la fuerza reducida esté justo en equilibrio con la tensión de corte (τ) (es decir, la pendiente está en un estado de equilibrio limitante justo estable). Los procedimientos utilizados para realizar tales cálculos se conocen como procedimientos de equilibrio límite.

La fuerza de cizallamiento se puede expresar mediante la ecuación de Mohr-Coulomb. Si la resistencia al cizallamiento se expresa en términos de tensiones totales, la ecuación (12) es expresada como:

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \phi}{F} \quad (13)$$

Donde c y ϕ son el ángulo de cohesión y fricción para el suelo, respectivamente, y σ es la tensión normal total en el plano de cizallamiento (Duncan *et al.*, 2006).

Para el autor Duncan *et al.* (2006), una de las definiciones más usadas y útiles para el factor de seguridad para la estabilidad de taludes es:

$$F = \frac{\text{resistencia al corte del suelo}}{\text{tensión cortante requerida para el equilibrio}} \quad (14)$$

Una forma de juzgar si un valor de F proporciona un margen de seguridad suficiente es considerando la pregunta: ¿Cuál es el valor más bajo concebible de resistencia al corte? Un valor de $F = 1,5$ para un talud indica que la pendiente debe ser estable incluso si la resistencia al corte fue un 33 % más baja de lo previsto (si todos los demás factores fueron los mismos que se anticipó). Cuando la resistencia

al corte se representa en términos de c y φ , o c' y φ' , se aplica el mismo valor de F a estos dos componentes de la resistencia al cizallamiento.

Indica Ortiago & Sayao (2004), que existe varias formas de definir el FS, cada una de las cuales conduce a diferentes resultados de FS. Los métodos más comunes para definir FS son:

- Equilibrio de momento: generalmente utilizado para el análisis de deslizamientos de tierra rotacionales, considerando una superficie de deslizamiento circular.
- Equilibrio de fuerza: generalmente aplicado para analizar fallas traslacionales o rotacionales considerando superficies de deslizamiento planas o poligonales.

Chowdhury *et al.*, (2010), indica que es deseable tener diferentes factores de seguridad con respecto a los componentes de cohesión y fricción de la resistencia al cizallamiento. Hay varias razones para esto. Por lo general, es más fácil medir o inferir valores de φ con mayor confianza que los valores de c (considerando parámetros de estrés efectivos).

Tabla 8

Factores de seguridad según el escenario.

Sismicidad de la zona		Nivel o grado de estabilidad
Estático	Pseudoestático	
1,0 a 1,2	Menor a 1,0	Inestable
1,2 a 2,0	1,0 a 1,2	Estable
Mayor a 2,0	Mayor a 1,2	Muy estable

Fuente: (Alva, 2003).



2.2.17 Estabilidad sísmica de taludes

Como es de conocimiento que en el método de Sarma (1973), conduce al cálculo de un coeficiente de aceleración horizontal que, cuando afecta uniformemente a una pendiente, solo causa fallas a lo largo de la superficie de deslizamiento analizada. Después de que se ha realizado una búsqueda de la superficie de deslizamiento más crítica, se obtiene el coeficiente sísmico crítico, k_{crit} , para la pendiente. El método alternativo es calcular el factor de seguridad "estático" que se aplicaría si la aceleración sísmica de diseño se aplicara como un conjunto de fuerzas horizontales. En los métodos Morgenstern-Price y Maksumovie se pueden aplicar fácilmente los componentes de fuerza necesarios. De hecho, se pueden utilizar diferentes aceleraciones en diferentes partes de la pendiente. Esto probablemente se implementaría en un programa de computadora asignando un coeficiente de aceleración a cada zona del suelo (Bromhead, 2005).

Muchos deslizamientos de tierra mayores y menores han sido el resultado de la actividad sísmica y a menudo es importante considerar el efecto probable de los terremotos en las laderas. Si bien las principales características geológicas de un talud son siempre importantes para la evaluación de la estabilidad, se ha establecido, a lo largo de décadas de observación y análisis, que los detalles geológicos menores pueden tener una influencia significativa en el comportamiento de las laderas bajo cargas estáticas. Estos detalles también tienen una influencia significativa en la estabilidad de la pendiente durante los terremotos. Los terremotos dan lugar a un aumento de las tensiones de cizallamiento en condiciones dinámicas (carga cíclica) (Chowdhury *et al.*, 2010).



2.2.17.1 Análisis pseudostático

Duncan *et al.* (2006), es el procedimiento en el cual la carga sísmica está representada por una fuerza estática, igual al peso del suelo multiplicado por un coeficiente sísmico, k o k_s . La fuerza pseudostática se utiliza en un análisis convencional de estabilidad de taludes de equilibrio límite. El coeficiente sísmico puede considerarse vagamente como una aceleración (expresada como una fracción de la aceleración, g , debido a la gravedad) que produce el terremoto. Sin embargo, la fuerza pseudostática se trata como una fuerza estática y actúa en una sola dirección, mientras que las aceleraciones sísmicas actúan por poco tiempo y cambian de dirección, tendiendo en ciertos casos a estabilizar en lugar de desestabilizar el suelo. El término pseudostático es un nombre inapropiado porque el enfoque es en realidad un enfoque estático que se denomina más correctamente pseudodinámico; sin embargo, el término pseudostático se ha utilizado durante muchos años y es común en la literatura geotécnica. Los componentes verticales de las aceleraciones sísmicas generalmente se descuidan en el método pseudostático, y el coeficiente sísmico generalmente representa una fuerza horizontal. La aplicación de un coeficiente sísmico y una fuerza pseudostática en los análisis de estabilidad de taludes de equilibrio límite es relativamente sencilla desde la perspectiva de la mecánica: se supone que la fuerza pseudoestática es una fuerza conocida que se incluye en las diversas ecuaciones de equilibrio. Esto se ilustra en la Figura 11 para una pendiente infinita con la resistencia a la corte expresada en términos de tensiones totales.

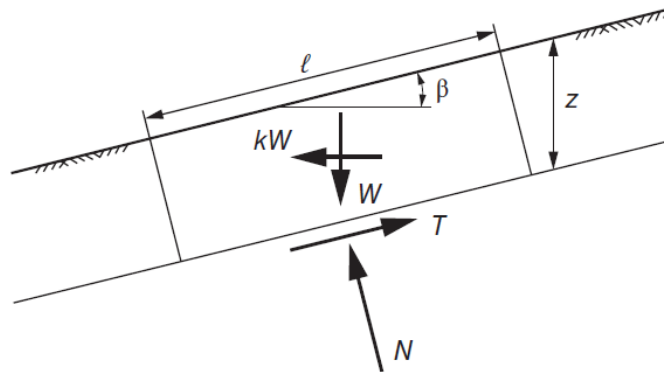


Figura 11. Fuerzas involucradas en un análisis de estabilidad, mediante equilibrio límite.

Fuente: (Duncan *et al.*, 2006).

Según Chowdhury *et al.* (2010), menciona que los procedimientos para el análisis de equilibrio límite pseudoestático suelen diferir ampliamente por:

- Los datos de resistencia al cizallamiento se pueden utilizar a partir de pruebas drenadas o no drenadas y pruebas de corte.
- La resistencia al corte puede tomarse de los sobres de Mohr o de las relaciones entre la tensión de corte en el plano de falla en la falla y la tensión normal en la falla plano antes del terremoto
- Se puede suponer que las fuerzas entre rodajas o entre cuñas son horizontales o inclinado.
- La fuerza pseudoestática en cada rebanada puede aplicarse en el centroide de cada una.
- La fuerza sísmica puede o no ser considerada para determinar la tensión efectiva en la base de cada rebanada.
- La ubicación de la superficie deslizante crítica durante un terremoto puede ser tomado como tal para el análisis estático, o

puede determinarse por separado con inclusión de la fuerza pseudoestática.

Tabla 9

Coefficientes Sísmicos en Análisis de Estabilidad de taludes.

Sismicidad de la zona	Coefficiente sísmico
Alta, cercana a la costa peruana o fuente del sismo local.	0,17 a 0,22
Media, zona andina y ceja de selva o a 75 Km	0,10 a 0,17
Baja o Nula, zona de selva baja.	0,00 a 0,10

Fuente: (Suárez Díaz, 2009)

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

$$Pk = C * W \quad (15)$$

Donde:

Pk : fuerza sísmica.

W : peso de la masa de suelo inestable.

C : coeficiente sísmico.

Tabla 10

Valores de coeficiente k recomendados en el análisis pseudoestático.

Coeficiente Sísmico k	Observaciones
0,10	Sismo importante, FS > 1,0
0,15	Sismo de gran magnitud, FS > 1,0
0,15 a 0,25	Japón FS > 1,0
0,05 a 0,15	Estado de California
0,10 para $\mu = 6,5$	(Seed, 1979) con FS > 1,15)
0,15 para $\mu = 8,5$	
1/3 a 1/2 de la aceleración pico superficial	(Marcuson y Franklin, 1983) FS > 1,0
1/2 de la aceleración pico superficial	(Hynes, Griffin y Franklin, 1984) FS > 1,0 y un 20% de reducción de resistencia

Fuente: (Abramson *et al.*, 2002).

La cuantificación de un valor de aceleración máxima para la estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

- Si la masa considerada para el deslizamiento es rígida, la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.



- Si la masa de suelo no es rígida, como es el caso de la mayoría de situaciones y si se tiene en cuenta que la aceleración pico sólo se presenta en períodos de tiempo muy pequeños, no suficientes para producir una falla, se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado.

Generalmente, el coeficiente sísmico pseudoestático corresponde a una aceleración horizontal y usualmente no se tienen en cuenta las aceleraciones verticales y el coeficiente sísmico se representa como una fuerza horizontal. Marcuson (1981) recomienda utilizar valores entre $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2}$ de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones.

La razón para utilizar el valor de K inferior a la aceleración PGA, es que las fuerzas sísmicas son de corta duración y cambian de dirección muchas veces en un segundo. Aunque el factor de seguridad puede estar por debajo de 1.0 en un período corto de tiempo, mientras la fuerza reversa, estos milisegundos no son suficientes para producir la falla (FHWA, 1997).

2.2.17.2 Coeficientes para el análisis Pseudoestático

En los suelos que no pierden resistencia significativa durante un sismo, la inestabilidad puede ocurrir debida a la fuerza de inercia generada por el sismo la cual puede modelarse con una fuerza horizontal, que se puede obtener utilizando un coeficiente sísmico (k). Este sistema de análisis se le denomina análisis de estabilidad pseudoestático.

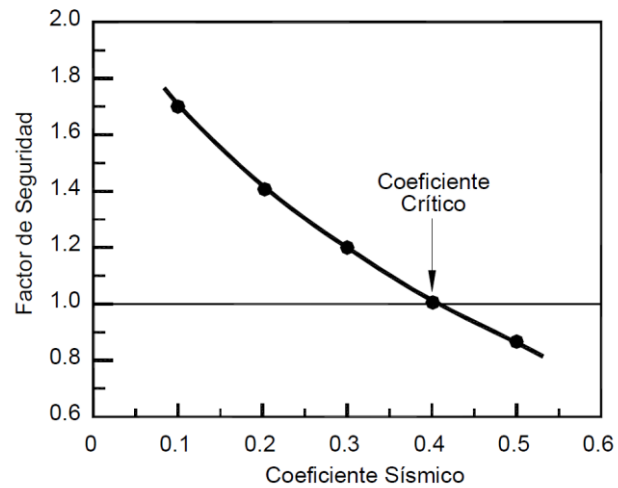


Figura 12. Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico horizontal K_h .

Fuente: (Suárez Díaz, 2009).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 LUGAR DE ESTUDIO

3.1.1 Ubicación geográfica

El Proyecto Minero Estela, políticamente se encuentra ubicado en el distrito de Ananea, provincia de San Antonio de Putina y región Puno.

Tabla 11

Coordenadas geográficas

Proyecto Minero	Vértice	Coordenadas UTM		Cuadrángulo
		Este	Norte	
	1	444825,00	8376839,52	
Proyecto minero	2	446814,55	8376658,47	30 X Putina
Estela	3	446705,93	8375464,74	30 Y Rinconada
	4	444716,37	8375645,78	

Fuente: (IGAC, 2015)

3.1.2 Accesibilidad

La accesibilidad al proyecto se realiza mediante la siguiente ruta.

Tabla 12

Acceso al Proyecto Minero Estela.

Tramo	Tipo de vía (terrestre)	Estado	Distancia (km)	Tiempo (horas)
Puno - Juliaca	Asfaltada	Buena	45	45 min
Juliaca - Putina	Asfaltada	Buena	102	1h 20 min
Putina - Ananea	Asfaltada	Buena / Regular	70	1h 30 min
Ananea – P.M. Estela	Trocha	Mala	20	30 min
TOTAL				4h 20 min

3.1.3 Clima

El clima de la zona es frígido y semiseco, se caracteriza por la presencia de un período de lluvias y un periodo de estiaje.

El régimen de temperaturas en esta zona resulta muy desfavorable, pues en los meses de otoño e invierno descienden a niveles por debajo de 0°C.

3.1.4 Geología Regional

Regionalmente las estructuras más sobresalientes corresponden a rocas Pelíticas - Pizarrosas más antiguas (Formación. Ananea) marcadas por un metamorfismo Epizonal, en general forman aureolas de contacto con cuerpos intrusivos Pérmico - Triásicos. Más al sur se encuentran suprayaciendo en continuidad, afloramientos del Paleozoico Superior, de areniscas cuarzosas con coloraciones Gris Rosáceas e intercalaciones de Limoarcillitas de origen



continental (Grupo Ambo). A su vez y en concordancia, se encuentran expuestas secuencias Calcáreas, con coloraciones verde- grisáceos de morfología suave y abrupta (Grupo Tarma), Ya al oeste y al sur se presentan algunos afloramientos escarpados de secuencias Calcáreo- Pelíticas de superficie Kárstica. Esta dada por calizas con coloraciones gris a gris oscuras. Calizas Silicificadas y Dolomitizadas, Limoarcillitas calcáreas de color gris correspondientes al grupo Copacabana del Pérmico Inferior (INGEMMET, 2021).

3.1.5 Geología Local.

Localmente el área de influencia comprende las siguientes unidades lito - estratigráficas.

- a) **Formación Ananea (SD-a).**- Esta unidad corresponde al basamento paleozoico, está caracterizada por la presencia de Pizarras y Filitas producto de una esquistosidad de flujo son de coloración negra con presencia de FeO₃ y cuarcitas de coloración gris Blanquecina caracterizada por una abundante sedimentación con presencia de Silice. La estructura más sobresaliente es el cerro Chosicanipata cuya superficie expuesta que se encuentra escarpada y emplazada en el distrito de Ananea. Esta formación constituye el límite de mineralización Glaciofluvial.
- b) **Grupo Tarma. (P-ta).**- Se encuentra en la parte Sur Este del yacimiento San Antonio de Poto, en el sector del Cerro Santa Rosa, emplazándose por el margen izquierdo de la carretera Ananea Trapiche, específicamente aflora en el Cerro Quebrada estructuralmente está



caracterizada por la presencia fallas normales y de rumbo; no se ha evidenciado presencia de algún tipo de mineralización en las zonas.

- c) **Formación Arco-Aja. (Q- aj).**- constituida por un miembro inferior de sedimentos palustres finos y un miembro superior aluvial y conglomerado. localmente se encuentra suprayaciendo a la formación Ananea bajo una discordancia angular Cuaternaria (INGEMMET, 2021).

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO

3.2.1 Población

Menciona Lepkowski *et al.*(2008), que una población está comprendida como el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de determinadas especificaciones, de tal sentido la población identificada la conformaban los taludes presentes en el proyecto, en específico los taludes de frentes de minado.

3.2.2 Muestra

Para una investigación cuantitativa, la muestra se le define como un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectarán información , y que tiene que definirse y delimitarse con precisión, además de que debe ser representativo de la población (Hernandez, 2014).

La muestra para la presente investigación está formada por dos frentes de minados, los cuales están codificados como FM-01 y FM-02.

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.3.1 Variable independiente

Propiedades geotécnicas del suelo granular del proyecto Minero Estela.

3.3.2 Variable dependiente

Estabilidad del talud del proyecto Minero Estela.

Tabla 13

Operacionalización de variables

Variables	Indicadores	Escala de medición
Variable independiente:	Peso específico	KN/m ³
Propiedades geotécnicas del suelo granular del proyecto Minero Estela	Tipo de suelo	AASHTO, SUCS
	Angulo de fricción interna	Grados
	Cohesión	KPa
Variable dependiente:	Altura del talud	Metros
Estabilidad del talud del proyecto Minero Estela.	Inclinación del talud	Grados
	Factor de seguridad	Adimensional

3.4 DISEÑO METODOLÓGICO

3.4.1 Enfoque de investigación

El presente trabajo de investigación posee un enfoque cuantitativo, dado que los datos en observación son mediables, tanto como son las caracterización de los parámetros geotécnicos del suelo, Hernandez (2014), indica que el enfoque cuantitativo es de carácter secuencial y probatorio así mismo este se desarrolla mediante pasos y/o etapas, cada etapa precede a la siguiente y no podemos



“brincar” o eludir pasos. Se inicia con la generación de las preguntas posterior a ellos se establecen hipótesis y determinan variables, junto a ello se determina un plan para probarlas el cual se define como diseño, parte del proceso también consta de la medición de variables, el análisis de mediciones obtenidas utilizando métodos estadísticos, y se obtiene una serie de conclusiones respecto a las hipótesis.

Parte crucial del enfoque cuantitativo es la recolección de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para así establecer modelos de comportamiento y probar teorías. Los análisis cuantitativos se desarrollan a la luz de las predicciones iniciales conocidas como hipótesis y de estudios previos determinado como teoría. La interpretación constituye una explicación de cómo los resultados encajan en el conocimiento existente (Creswell, 2013).

3.4.2 Alcance de la investigación

El presente trabajo de investigación se encuentra dentro del alcance descriptivo, dado que el fin es poder describir el grado de estabilidad de los frentes de talud analizados, Mediante los estudios descriptivos se busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Lo que indica que únicamente pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, esto es, su objetivo no es indicar cómo se relacionan éstas (Hernandez, 2014).

3.4.3 Diseño de investigación

El diseño de investigación del presente trabajo es;



No experimental => Transeccional / Transversal => Descriptivo

Dado que el presente trabajo de investigación busca de manera práctica y concreta de contestar las preguntas de investigación, además de cumplir con los objetivos fijados lo cual implica seleccionar o desarrollar uno o más diseños de investigación y aplicarlos al contexto particular del estudio. Cabe señalar también que el término diseño se enfoca al plan o estrategia concebida para obtener la información que se desea con el fin de responder al planteamiento del problema (Wentz, 2014; McLaren, 2014; Creswell, 2013, Hernández-Sampieri et al., 2013 y Kalaian, 2008). En el enfoque cuantitativo se emplea los diseños para investigar la certeza de las hipótesis planteadas en un contexto en particular o para aportar evidencias respecto de los lineamientos de la investigación (Hernandez, 2014).

3.4.3.1 Diseño No experimental

Este trabajo de investigación se cataloga como no experimental dado que para la elaboración del mismo no se manipulan las variables de forma directa y más bien solo se describió el fenómeno / situación existente en el contexto natural tal como se suscita, tal como lo menciona The SAGE Glossary of the Social and Behavioral Sciences (2009), en el que se indica que se define a este tipo de diseño como la investigación que se realiza sin manipular deliberadamente variables, lo que quiere decir que son estudios en los que no se realiza ninguna variación de forma intencional de las variables independientes para ver su efecto sobre otras variables, denominadas dependientes, es parte también de la definición como la observación de fenómenos tal como se dan en su contexto natural, para analizarlos



Hernandez (2014), en la investigación no experimental las variables independientes ocurren y no es posible manipularlas, no se tiene control directo sobre dichas variables ni se puede influir en ellas, porque ya sucedieron, al igual que sus efectos, es sistemática y empírica en la que las variables independientes no se manipulan porque ya han sucedido, las inferencias sobre las relaciones existentes entre variables se realizan sin la intervención o influencia directa, y dichas relaciones se observan tal como se han dado en su contexto natural. Mertens (2010), señala que la investigación no experimental es apropiada para variables que no pueden o deben ser manipuladas o resulta complicado hacerlo.

- **Investigación transeccional o transversal**

En los diseños no experimentales de carácter trasversal se recolectan datos en un solo momento es decir en un tiempo único (Liu, 2008 y Tucker, 2004). Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado, para el desarrollo de esta investigación se realizó la toma de muestra en un periodo único y determinado, sin el muestreo durante saltos de tiempo y control del mismo, lo cual calza dentro de esta investigación.

Los **diseños transeccionales descriptivos** tienen como objetivo investigar la incidencia de las modalidades o niveles de una o más variables dentro de una población. El procedimiento consta en ubicar en una o más variables a un grupo de personas u otros seres, objetos, situaciones, fenómenos, comunidades, entre otros y proporcionar su descripción. Son, por tanto, estudios puramente descriptivos y cuando



establecen hipótesis, éstas son también descriptivas de pronóstico de una cifra o valores (Hernandez, 2014).

3.4.4 Etapas de desarrollo de la investigación

En las etapas consideradas para poder realizar el trabajo de investigación son las siguientes:

- Búsqueda de información, marco teórico que abale cada proceso realizado desde la toma de muestra, hasta los métodos de obtención del factor de seguridad.
- Muestreo en campo, determinación de calicatas en el talud, con fin de determinar las características propias del suelo.
- Levantamiento de geometría del talud, altura del talud, inclinación para la definición de perfiles topográficos de los taludes
- Procesamiento de muestra de suelos en el laboratorio, logrando obtener las propiedades físicas y resistentes de cada frente analizado, mediante la realización de ensayos.
 - Clasificación del tipo de suelo según AASHTO y SUCS, mediante análisis granulométrico y límites de consistencia.
 - Determinación de propiedades resistentes mediante ensayo de corte directo en suelos, obteniendo parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna.
- Determinación de coeficiente de sismicidad de la zona de estudio, mediante el uso de mapa de Zonificación Sísmica.

- Modelamiento y simulación del análisis de estabilidad en cada uno de los taludes mediante el Software Slide.

3.4.5 Descripción de Métodos por Objetivos Específicos

3.4.5.1 Primer objetivo específico

Precisar los parámetros geotécnicos existentes del suelo, en la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP

Se obtuvo un bloque de suelo mediante muestreo por calicatas, posterior se llevó a laboratorio para el análisis de sus propiedades, se empezó a analizar la propiedad de peso específico, conjuntamente un análisis de clasificación, que nos ayuda a obtener el tipo de suelo que tenemos según las clasificación AASHTO y SUCS, también se llevó a cabo ensayo de resistencia, en específico el ensayo de corte directo mediante el cual se logró obtener los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna del material, todo ello conforma los parámetros geotécnicos del suelo.

a) Muestreo

El muestreo en campo se realizó, por medio de calicatas tomadas en el pie de talud, para lo cual se obtuvo una muestra representativa con dimensiones relativas de un cubo de 30 cm de lado, tal como se muestra en Fotografía 3 en la parte de Anexos, posterior a ello se procedió a parafinar la muestra como muestra la Figura 13 con el fin de mantener sus condiciones de humedad durante su traslado.

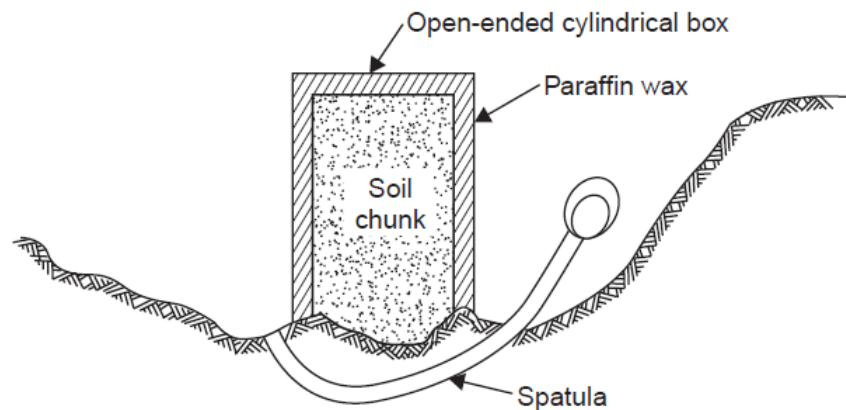


Figura 13. *Obtención de muestra mediante uso de la parafina.*

Fuente: (Venkatramaiah, 2006).

b) Clasificación

Para la clasificación del suelo se empleó la normativa ASTM D6913 (2009), en la que indica que los suelos se conforman en partículas con varias formas y tamaños, el método mencionado en la norma, se utiliza para separar las partículas en rangos de tamaño y para determinar cuantitativamente la masa de partículas en cada rango, los cuales en lo posterior se combinan para determinar la distribución granulométrica (gradación, mediante este procedimiento se emplea tamices de apertura cuadrada para determinar la gradación del suelo entre los tamices de 3 pulgadas (75 mm) y No. 200 (75 μ m), mediante este método se empleara, los siguientes puntos de análisis:

- Eliminación del contenido de humedad, mediante secado de muestra al horno en un periodo de 16 -24 horas con una temperatura de 110° C con variación de 5° C.



- Disgregación de partículas final, y eliminación de partículas por debajo de 75 μm , mediante el lavado de muestra manual.
- Eliminación de saturación por agua, mediante el secado al horno en un periodo de 16 -24 horas con una temperatura de 110° C con variación de 5° C.
- Análisis de gradación mediante tamices, se registrara la masa contenida del material retenido por la malla, posterior a ello se obtendrá los datos mencionados presentados en una curva granulométrica para determinar la distribución.

c) **Parámetros de resistencia**

La normativa ASTM D3080 (2011), indica los procedimientos para determinar esfuerzo de corte dentro de una muestra de suelo, menciona que este método de ensayo abarca la determinación de la resistencia al cizallamiento drenado y consolidado de una muestra de un material de suelo en condiciones de límite de cizallamiento directo. La muestra se deforma a una velocidad controlada en o cerca de un solo plano de corte determinado por la configuración del aparato, las tensiones de cizallamiento y los desplazamientos se distribuyen de manera no uniforme dentro de la muestra, en general, se realizan tres o más pruebas en muestras de una muestra de suelo, cada una bajo una carga normal diferente, para determinar los efectos sobre la resistencia al cizallamiento y el desplazamiento, los resultados de una serie de pruebas se combinan para determinar las propiedades de resistencia, como las envolturas de resistencia de Mohr, el ensayo se desarrolla bajo las siguientes consideraciones:



- Remoldeado de la muestra, con material pasante del tamiz # 40, tratando en lo posible de mantener características de humedad y densidad de muestra inicial, dentro de una caja de muestreo cubica.
- Asentamiento de carga normal o de consolidación, carga que será distribuida de forma uniforme en toda la superficie de la muestra durante el ensayos y variando en 3 a 5 especímenes diferentes, para posterior analizar datos que serán interpolados.
- Se aplica una velocidad mínima de desplazamiento que efectuara un corte horizontal, el cual también lo permite las mismas características de la caja de corte, para cada espécimen con carga normal diferente, se obtendrá datos únicos de corte registrados por un anillo de carga.
- Terminados todos los especímenes a analizar, se podrá obtener parámetros de ángulo de fricción interna y cohesión , parámetros estimados mediante para el criterio de Mohr Coulomb.

Según Bromhead (2005), indica que es convencional medir la resistencia máxima al corte de los suelos en una caja de corte como muestra la Figura 14 o en el aparato triaxial. El primer aparato tiene la ventaja de que es simple en concepto y la prueba es fácil de realizar, aunque es difícil controlar el drenaje durante la prueba, excepto por la elección juiciosa de una tasa de deformación, y las condiciones de tensión en la falla son complejas. El aparato triaxial, por otro lado, es excelente por su control del flujo de agua dentro o fuera de la muestra (drenaje), pero

es relativamente complejo y mucho más sometido a problemas experimentales durante la prueba.

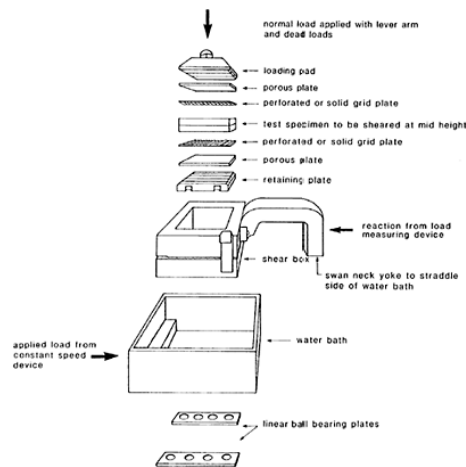


Figura 14. *Secuencia de instrumentos para el corte de suelos.*

Fuente: (Bromhead, 2005).

3.4.5.2 Segundo objetivo específico

Obtener el factor de seguridad en la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP

En este caso se usó la simulación mediante software de la firma Rocscience, con una licencia educativa, el software Slide v 6.0., nos ayuda a realizar el análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite con el desarrollo de varios procedimientos, en los cuales se basó en los parámetros geotécnicos del suelo como data de entrada para el análisis y que proyectando los escenarios más cercanos a la realidad nos brindó un resultado, este expresado en el factor de seguridad F.S., el cual nos indicó las condiciones de estabilidad de los perfiles de los taludes analizados.

a) Procesamiento de datos recolectados



Ortiago & Sayao (2004), Para la el análisis de estabilidad mediante software, se tomó la siguiente secuencia de datos de entrada son:

- A. Geometría: definir el área a analizar y seleccionar algunas secciones transversales críticas o representativas;
- B. Estratigrafía: seleccione diferentes capas de materiales. Los resultados de la investigación del sitio deben proporcionar: perfil de meteorización, coluviales y capas de relleno, contactos litológicos, afloramientos rocosos, juntas y planos de cama;
- C. Parámetros de resistencia del material: Criterio de resistencia de Mohr-Coulomb utilizado en la mayoría de los casos para definir parámetros de resistencia a fallas y corte en términos de tensiones efectivas (c' y ϕ') o totales ($c = S_u$, $\phi = 0$). En la mayoría de los casos se utilizan análisis de estrés efectivos en suelos coluviales y residuales. Las tensiones totales se utilizan para suelos saturados en condiciones no drenadas de falla. Los parámetros de resistencia al corte se pueden obtener a partir de pruebas de laboratorio.
- D. Aguas subterráneas: los niveles de agua y las presiones de los poros deben determinarse a la superficie de deslizamiento. La observación del piezómetro es la mejor manera de observar el régimen de aguas subterráneas durante los períodos secos y húmedos. En tales casos, se recomienda correlacionar las presiones de los poros con el



nivel de precipitación, también para tener en cuenta la precipitación máxima durante el período de tiempo de la vida útil de la estructura;

E. Cargas externas: Se deben tener en cuenta las cargas existentes o posibles futuras, como rellenos, acopios, cimientos, muros, aceleraciones de voladuras y terremotos, conducción de pilotes, etc (Ortiago & Sayao, 2004).

b) Equilibrio Limite

En primer lugar, consideremos la definición común de factor de seguridad, como la relación entre la resistencia al cizallamiento de la unidad disponible y la resistencia al cizallamiento unitario requerida, también conocida como resistencia al cizallamiento movilizada. La resistencia al cizallamiento requerida es, por supuesto, igual a la tensión de cizallamiento in situ real que generalmente se estima a partir de cálculos. La resistencia al cizallamiento disponible depende de las propiedades reales del suelo que se miden a partir de pruebas de laboratorio o de campo. En el caso de terraplenes o presas de tierra u otras estructuras artificiales, es posible hasta cierto punto variar o seleccionar la resistencia al corte disponible, pero esto no es posible en el caso de suelos naturales o depósitos de roca. Supongamos que la resistencia al cizallamiento disponible es tal que el factor de seguridad es F , usando la ecuación de Coulomb (Chowdhury, 1978).

El desarrollo de este método para Cheng & Lau (2008), es muy bien conocido por ser un problema estáticamente indeterminado, y se requieren suposiciones sobre las fuerzas de corte entre cortes para hacer



que el problema sea estáticamente determinado. Sobre la base de los supuestos de las fuerzas internas y el equilibrio de fuerza y / o momento, hay más de diez métodos desarrollados para el análisis de la estabilidad de la pendiente. Los métodos famosos incluyen los de Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1973), Janbu et al. (1956), Lowe y Karafiath (1960), Spencer (1967), Morgenstern y Price (1965) y así sucesivamente.

3.5 MATERIALES Y EQUIPOS DE INVESTIGACIÓN

Para llevar a cabo la presente investigación se realizó el uso de los siguientes equipos y materiales de trabajo, durante la investigación de campo, laboratorio y gabinete.

3.5.1 Instrumentos y herramientas:

- Libreta de campo.
- Ficha de muestreo.
- Caja de muestreo.
- Herramientas de excavación (pico, pala, barreta)
- Kit de impermeabilización (parafina, franela y brocha).
- Wincha métrica.
- Flexómetro.

3.5.2 Equipos.

A. Equipo de campo

- GPS
- Estación total
- Cámara fotográfica



B. Equipo de laboratorio:

- Horno de secado
- Balanza hidrostática
- Kit de tamices
- Tamizador Eléctrico
- Equipo de corte directo
- Plantillas Excel
- Laptop



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1.1 Primer objetivo específico

Precisar los parámetros geotécnicos existentes del suelo, en la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP

Se logro obtener los parámetros geotécnicos del suelo, mediante el análisis directo del suelo por medio de ensayos de laboratorio, se extrajo las muestras mediante el muestreo parafinado para evitar perder la humedad se realizó el traslado se una normativa ASTM D 4220.

Las muestras de suelos enviadas a laboratorio fueron analizadas por medio de ensayos las cuales consiste en:

- Ensayos de propiedades físicas
- Ensayos de clasificación granulométrica (AASTHO, SUCS)
- Ensayos de resistencia, corte directo

Tabla 14

Ensayos estándar.

Descripción del ensayo	Normativa
Contenido de humedad	ASTM D2216
Análisis granulométricos por tamizado	ASTM D422
Límite Líquido	ASTM D4318
Límite e Índice Plástico	ASTM D4318
Clasificación SUCS	ASTM D2487
Clasificación de suelos AASHTO	ASTM D3282
Densidad de Especímenes de Suelos	ASTM D7263

En la Tabla 14 se menciona los ensayos estándar usado en la mecánica de suelos, cabe mencionar que como ensayos estándar son elementales en el análisis de caracterización de una muestra de suelo, generalmente enfocado para su identificación de forma básica en relación su matriz que la conforma, estas a la vez se encuentran regularizadas bajo las Normativas ASTM (American Society for Testing and Materials).

4.1.1.1 Ensayos de propiedades índice.

El desarrollo de propiedades se desarrolló según la normativa internacional ASTM D2216, D7263.

Se analizo las propiedades índices del suelo extraído del pie del talud obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 15*Propiedades índice Calicata N° 01.*

Tara	Peso húmedo (g)	Peso seco (g)	Volumen muestra (cm³)	Densidad seca (g/cm³)	Peso específico aparente (KN/m³)
T-1	348,40	322,40	144,21	2,24	21,92
T-2	310,50	286,70	127,98	2,24	21,97
T-3	320,20	294,60	135,13	2,18	21,38
T-4	279,60	256,90	116,20	2,21	21,68
T-5	377,50	348,00	155,82	2,23	21,90

Tabla 16*Propiedades índices Calicata N° 02.*

Tara	Peso húmedo (g)	Peso seco (g)	Volumen muestra (cm³)	Densidad seca (g/cm³)	Peso específico aparente (KN/m³)
T-1	404,98	377,50	168,34	2,24	21,99
T-2	297,85	280,85	123,97	2,27	22,22
T-3	318,50	305,68	138,94	2,20	21,57
T-4	281,00	279,60	127,05	2,20	21,58
T-5	221,50	215,50	100,59	2,14	21,01

En la Tabla 15 y

Tabla 16, se observa las características físicas del suelo, dentro de ellas el peso específico del suelo, el cual es determinante para poder estimar la carga litostática del talud, para el presente trabajo de investigación el laboratorio de



análisis reporto 5 valores para este parámetro, por lo que se optó por considerar el promedio de estos para poder considerarlo dentro del análisis de la estabilidad por tanto nos resultó $21,7 \text{ kN/m}^3$ para el frente de minado N° 01 , y $21,6 \text{ kN/m}^3$ para el frente de minado N° 02.

4.1.1.2 Ensayo de clasificación

Tabla 17

Análisis granulométrico de Calicata N° 01.

Tamiz	Tamiz	Pesos de muestra retenida	Pasa	Pasante	Retenido parcial	Retenido acumulado
Pulg	(mm)	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
3	75	0,00	100,00	100,00	0,00	0,00
2 1/2	63,5	390,50	84,06	84,06	15,94	15,94
2	50,8	0,00	84,06	84,06	0,00	15,94
1 1/2	37,5	103,10	79,85	79,85	4,21	20,15
1	25	421,10	62,67	62,67	17,19	37,33
3/4	19	61,90	60,14	60,14	2,53	39,86
1/2	12,5	218,30	51,23	51,23	8,91	48,77
3/8	9,5	65,90	48,54	48,54	2,69	51,46
4	4,75	218,10	39,64	39,64	8,90	60,36
10	2	270,80	28,58	28,58	11,05	71,42
20	0,85	236,60	18,93	18,93	9,66	81,07
30	0,6	51,80	16,81	16,81	2,11	83,19
40	0,425	100,70	12,70	12,70	4,11	87,30

60	0,25	97,80	8,71	8,71	3,99	91,29
100	0,15	81,90	5,37	5,37	3,34	94,63
200	0,075	119,60	0,49	0,49	4,88	99,51
BASE		11,90	0,00	0,00	0,49	100,00
TOTAL		2450,00			100,00	

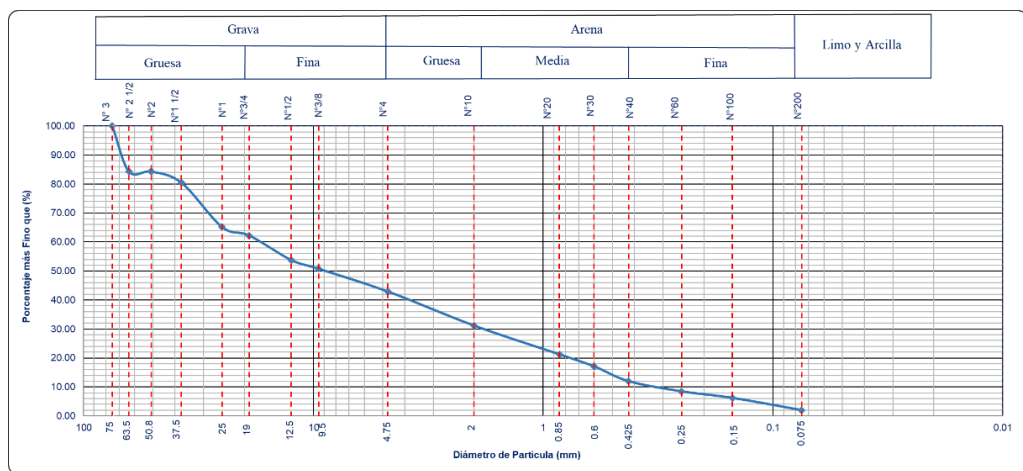


Figura 15. Curva granulométrica Calicata 01.

Tabla 18

Clasificación Calicata N°01.

Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO
Suelo de partículas gruesas.	Material granular
Suelo limpio.	Excelente a bueno como subgrado
Grava mal graduada con Arena con bloques GP	A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa

Tabla 19*Análisis granulométrico de Calicata N°02.*

Tamiz	Tamiz	Pesos de muestra retenida	Pasa	Pasante	Retenido parcial	Retenido acumulado
Pulg	(mm)	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
3	75	0,00	100,00	100,00	0,00	0,00
2 1/2	63,5	400,56	84,31	84,31	15,69	15,69
2	50,8	0,00	84,31	84,31	0,00	15,69
1 1/2	37,5	98,65	80,45	80,45	3,86	19,55
1	25	389,59	65,19	65,19	15,26	34,81
3/4	19	75,85	62,22	62,22	2,97	37,78
1/2	12,5	215,60	53,78	53,78	8,44	46,22
3/8	9,5	76,90	50,77	50,77	3,01	49,23
4	4,75	200,40	42,92	42,92	7,85	57,08
10	2	300,54	31,15	31,15	11,77	68,85
20	0,85	253,89	21,20	21,20	9,94	78,80
30	0,6	105,80	17,06	17,06	4,14	82,94
40	0,425	130,50	11,95	11,95	5,11	88,05
60	0,25	89,50	8,44	8,44	3,51	91,56
100	0,15	58,00	6,17	6,17	2,27	93,83
200	0,075	107,63	1,96	1,96	4,22	98,04
BASE		50,00	0,00	0,00	1,96	100,00
TOTAL		2553,41			100,00	

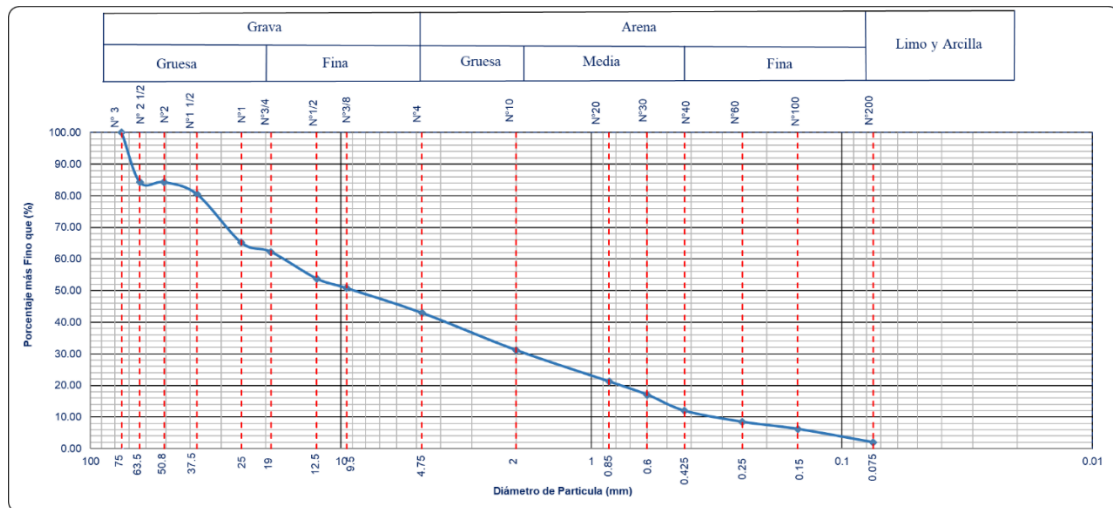


Figura 16. Curva granulométrica calicata N°02.

Tabla 20

Clasificación Calicata N° 02.

Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO
Suelo de partículas gruesas. (nomenclatura con símbolo doble)	Material granular Excelente a bueno como subgrado
Arena mal graduada con arcilla SP SC	A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa

Los resultados mostrados en la Tabla 17 y

Tabla 19 fueron desarrolladas según la normativa ASTM D6913, de lo cual se obtuvo los pesos pasantes y retenidos en cada una de las mallas utilizadas en el ensayo, cada una con un determinado diámetro equivalente de los granos del suelo, posteriormente se obtuvo la gráfica de distribución de curva granulométrica mostradas en las Figura 15 y Figura 16, la cual muestra el porcentaje de peso retenido y el diámetro equivalente de cada tamiz, por lo que se puede interpretar



en ambos ensayos que tiene alto presencia de granos gruesos los cuales están mayormente comprendidos de 0,85 mm hasta 63,5 mm.

En la Tabla 18 y Tabla 20, se puede observar la clasificación final de las muestras de suelos analizadas obteniéndose en clasificación SUCS, teniendo como resultado un suelo de partículas gruesas, el cual es un suelo conformado mayormente por grava mal graduada con arena , como suelo principal para el frente de talud N°01, y por otro lado se observa un suelo de partículas gruesas, con la presencia de arena mal graduada y arcilla, conformado principalmente para el frente de talud N°02, por lo que este resultado indica que los suelos analizados son identificados como suelos de grano grueso muy densos según lo indicado por González de Vallejo (2004).

En la Tabla 18 y Tabla 20, se puede observar la clasificación final de las muestras de suelos analizadas obteniéndose en clasificación AASHTO, del cual se obtuvo un material granular de excelente a bueno con la presencia de grava y arena arcillosa o limosa para el frente de talud N°01, y así también la presencia de material granular de excelente a bueno con la presencia de grava y arena arcillosa o limosa, conformado principalmente para el frente de talud N°02.

Ambos resultados de clasificación descritos en SUCS Y AASHTO, concluyen que el suelo predominante en ambos frentes de talud analizados, tienen la presencia de partículas gruesas dentro de su matriz de suelo, mediante el ensayo de clasificación por tamizado , tal como lo menciona Rivera (2011), indicando que la clasificación de suelos en función del tamaño de sus partículas pueden identificarse a los suelos granulares o suelos de grano grueso, los comprendidos de grano superior a 0,075 mm (malla # 200) y por otro lado los suelos finos compuesto por un 50 % del contenido analizado es igual o inferior a 0,075.

4.1.1.3 Ensayos de corte directo

Los ensayos de resistencia de corte directo se desarrollaron mediante la normativa ASTM D3080, el cual nos permitió obtener los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo.

Tabla 21

Resultados de resistencia del Frente de Minado N° 01.

Clasificación SUCS	Cohesión (Kg/cm²)	Angulo de fricción interno (°)
GP	0,0996	26,92

Tabla 22

Resultados de resistencia del Frente de Minado N° 02.

Clasificación SUCS	Cohesión (Kg/cm²)	Angulo de fricción interno (°)
SP SC	0,1333	29,86

En la Tabla 21 y Tabla 22, se muestran los resultados de parámetros resistentes al corte de suelo, del cual se puede concluir que las propiedades de cohesión de 9.96 kPa y 13.33 kPa respectivamente para cada frente de talud, lo que muestra la matriz que compone el suelo es medianamente cohesivos en ambos casos, así mismo las características de ángulo de fricción de 26,92° y 29,86° respectivamente, muestran suelos de características moderadamente friccionantes.

4.1.2 Segundo objetivo específico

Obtener el factor de seguridad en la estabilidad de taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP

4.1.2.1 Análisis estático

Para determinar factor de seguridad mediante el método de equilibrio límite, se usó el software de análisis Slide 6.0 con licencia educativa, teniendo en consideración los parámetros de resistencia obtenidos mediante el ensayo de corte directo, como también el obtenido mediante el ensayo de propiedades índice, a la vez estos resultados fueron obtenidos mediante la toma de muestra y el desarrollo de ensayos en laboratorio.

Tabla 23

Parámetros de entrada para simulación en frente de Minado N°01

Parámetros	Valor
Peso específico (kN/m ³)	21,7
Cohesión (Kg/cm ²)	0,0996
Angulo de fricción (°)	26,92

En la Tabla 23 se observa los parámetros de entrada que se proporcionara al software para poder realizar la simulación y obtener el factor de seguridad, como un componente crucial del análisis de estabilidad es también el perfil topográfico de los frentes analizados, lo cual también forma parte del trabajo de gabinete, en el cual se eligió los perfiles de talud críticos según el análisis observacional de campo.

Para el análisis del Frente de Minado N° 01 se usó los procedimientos Janbu, Spencer y Morgenstern y Price, los cuales tienen mayor aceptabilidad por sus condiciones de uso, de lo cual se obtuvo el siguiente resultado:

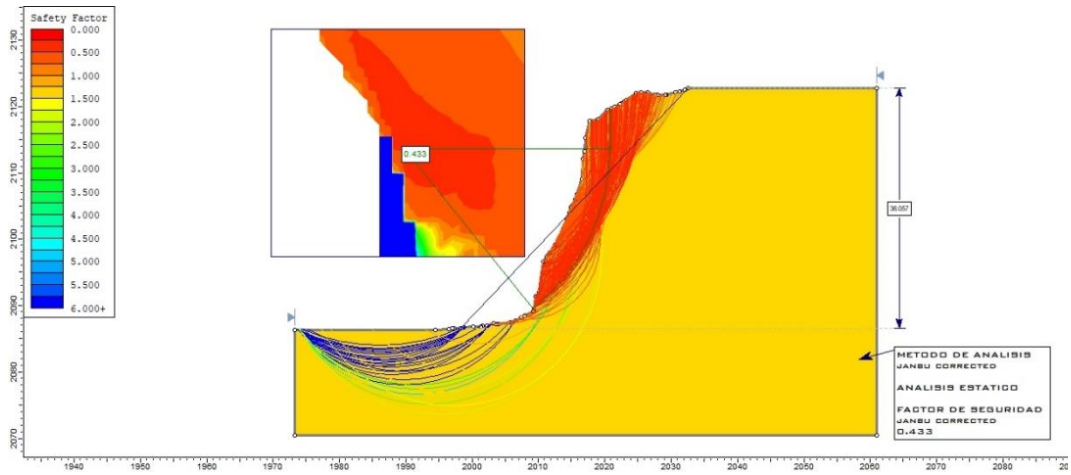


Figura 17. Análisis estático del Frente de minado 01 – Método Janbu.

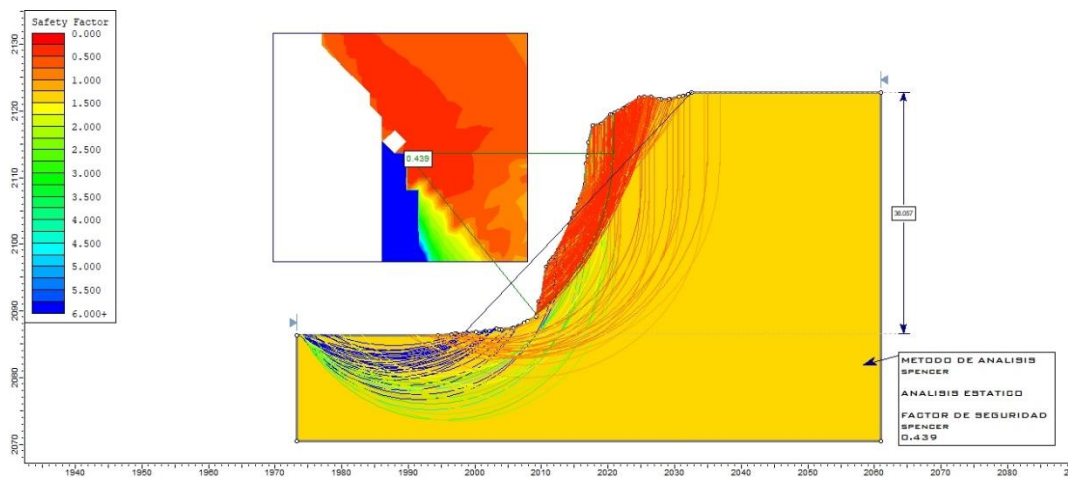


Figura 18. Análisis estático del Frente de minado 01 – Método Spencer.

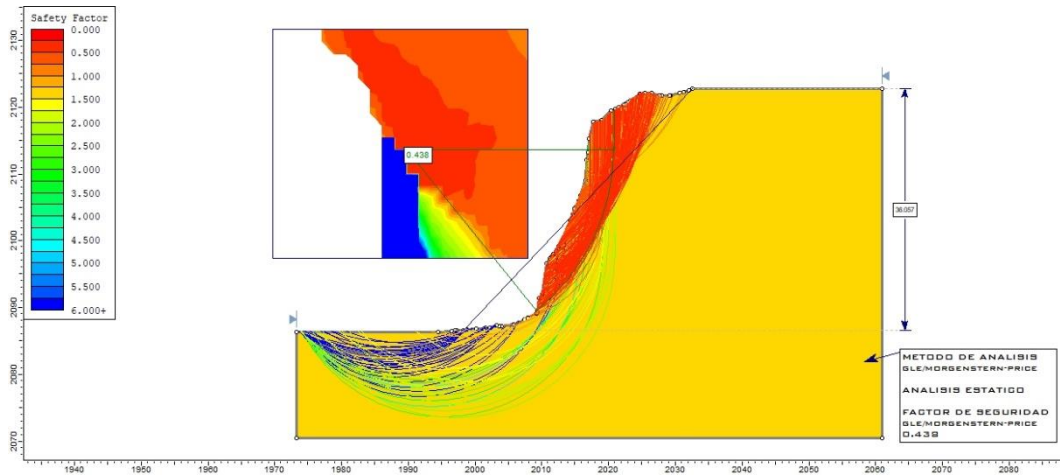


Figura 19. Análisis estático del Frente de minado 01 – Método Morgenstern-price.

En la Figura 17, Figura 18 y Figura 19, muestra los factores de seguridad en relación a los 3 procedimientos de análisis para el frente de análisis N°01, así mismo muestra gráficamente una rotura idealizada para el talud de forma circular que es la que se desarrolla generalmente en taludes, los factores de seguridad obtenidos se resume en la siguiente tabla:

Tabla 24

Factores de seguridad para el Frente de Minado N°01 en condiciones estáticas.

Método de Análisis	Factor de Seguridad
Janbu	0,433
Spencer	0,439
Morgenstern-Price	0,438

Mediante el procedimiento de Janbu corregido, se calcula empleando las fuerzas laterales como horizontales únicamente y así mismo sin el esfuerzo cortante entre las rebanadas, por ello este factor de seguridad resulta muy bajo,

para el caso del frente 01 es de 0,433, en la Figura 18 se muestra los resultados con el procedimiento de Spencer en el que específicamente se emplea las fuerzas entre cortes como paralelas, lo que quiere decir, todos tienen el misma inclinación así también la posición de la normal fuerza (N) sobre la base de se asume la rebanada, generalmente en el centro de la base, obteniendo un factor de seguridad de 0,439, en la Figura 19, se muestra el frente de minado N°01 analizado mediante el procedimiento de Morgenstern and Price, dicho procedimiento emplea la fuerza de cizallamiento entre las rebanadas la cual está relacionada con la fuerza normal entre rebanadas; se asume la posición de la fuerza normal (N) en la base del corte, obteniéndose un factor de seguridad de 0,438, en los 3 procedimiento analizados los factores de seguridad es por debajo de 1,5 el cual es el límite en el que una superficie de talud puede considerarse al límite de lo estable dentro del escenario estático, teniendo en consideración los factores de seguridad obtenidos mediante los 3 métodos, ninguno de ellos cumple ser igual o mayor a 1,5.

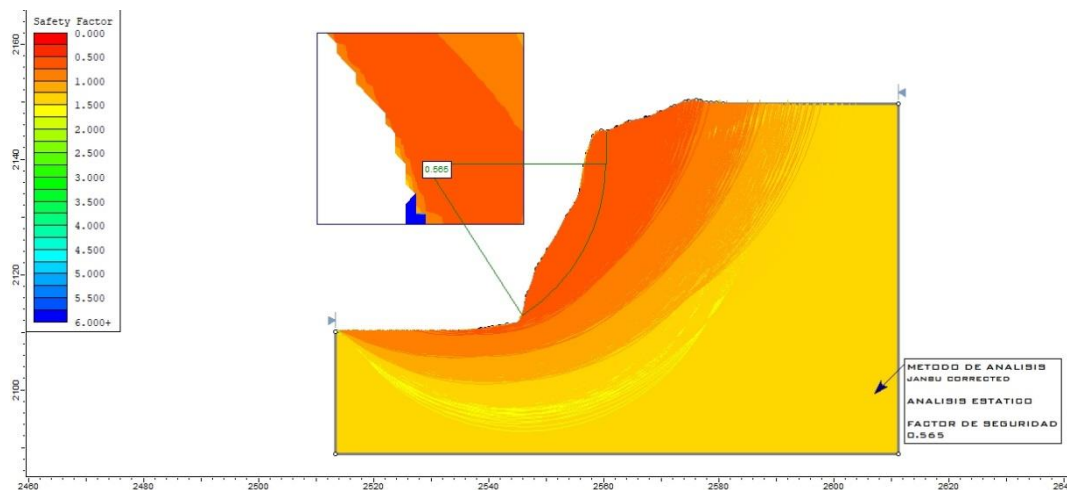


Figura 20. Análisis estático del Frente de Minado 02 – Método Janbu.

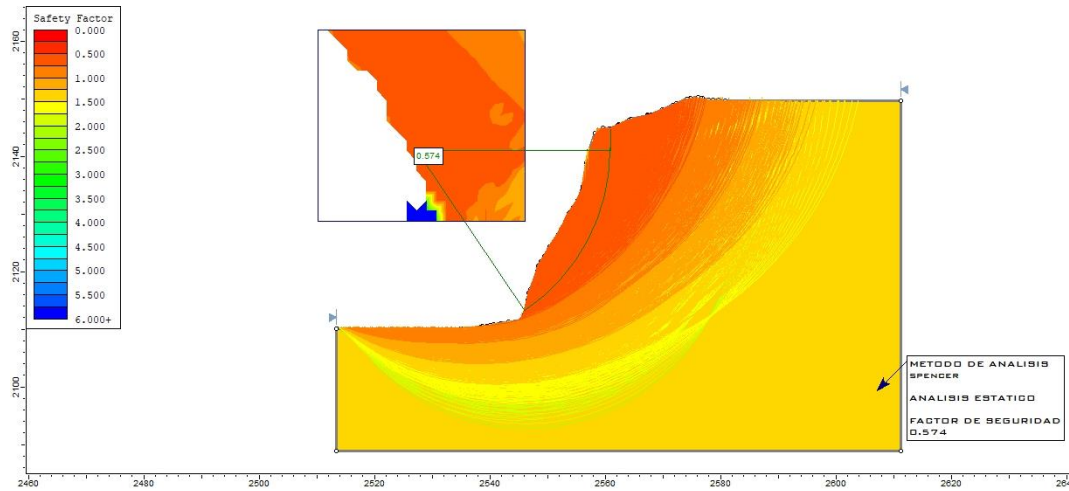


Figura 21. *Análisis estático del Frente de minado 02 – Método Spencer.*

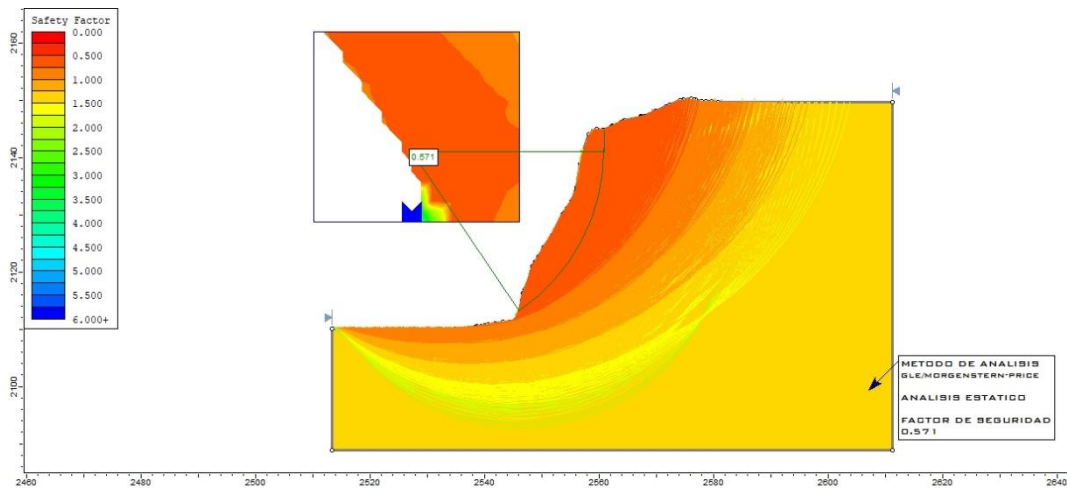


Figura 22. *Análisis estático del Frente de minado 02 – Método Morgensternprice.*

En la Figura 20, Figura 21 y Figura 22, muestra los factores de seguridad en relación a los 3 procedimientos de análisis para el frente de análisis N°02, lo que se resume en la siguiente tabla:

Tabla 25*Factores de seguridad para el frente 02 en condiciones estáticas.*

Método de Análisis	Factor de Seguridad
Janbu	0,574
Spencer	0,571
Morgenstern-Price	0,565

En la Figura 20 se muestra el análisis obtenido mediante el procedimiento de Janbu corregido, se calcula empleando las fuerzas laterales como horizontales únicamente y así mismo sin el esfuerzo cortante entre las rebanadas, por ello este factor de seguridad resulta muy bajo, para el caso del frente 02 es de 0,574, en la Figura 21 se muestra los resultados con el procedimiento de Spencer en el que específicamente se emplea las fuerzas entre cortes como paralelas, lo que quiere decir, todos tienen la misma inclinación así también la posición de la normal fuerza (N) sobre la base de se asume la rebanada, generalmente en el centro de la base, obteniendo un factor de seguridad de 0,571, en la Figura 22 se muestra el Frente 02 analizado mediante el procedimiento de Morgenstern and Price, dicho procedimiento emplea la fuerza de cizallamiento entre las rebanadas la cual está relacionada con la fuerza normal entre rebanadas; se asume la posición de la fuerza normal (N) en la base del corte, obteniéndose un factor de seguridad de 0,565, los gráficos también muestran una superficie ideal de rotura circular para este frente de minado, en los 3 procedimientos analizados los factores de seguridad



es por debajo de 1,5. el cual es el límite en el que una superficie de talud puede considerarse al límite de lo estable.

4.1.2.2 Análisis Pseudoestatico

Para determinar en condición pseudoestatico, se debe de determinar el factor de sismicidad, el cual se extrajo del mapa de zonas sísmicas del Perú (D.S. N° 003-2016-VIVIENDA, 2016) , el cual nos permite simular una escenario con una fuerza sísmica.

A. Determinación del coeficiente de sismicidad

Para el Pseudoestatico, existe una variante partiendo del análisis estático como tal, el cual consiste en determinar el coeficiente de sismicidad propio de la zona de estudio, para ello se obtuvo lo siguiente:

Según Decreto Supremo Que Modifica La Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” Del Reglamento Nacional De Edificaciones (2016), propone un mapa con aceleraciones sísmicas zonificadas, siendo la ubicación de nuestra zona de estudio el departamento de Puno, se logró ubicar dentro de la Zona N° 2 con una aceleración máxima de 0,25, así se puede observar en la Figura 23.



Figura 23. Mapa sísmico del Perú.

Fuente: D.S. N° 003-2016 Ministerio de Vivienda (2016).

Según las consideraciones mencionadas en la Tabla 26, se optó por seleccionar el coeficiente sugerido por Marcuson y Franklin (1983) puesto que este es uno de los métodos mejores adaptados a nuestra región y país.

Tabla 26

Valores de coeficiente k recomendados en el análisis pseudoestático.

Coeficiente Sísmico k	Observaciones
0,10	Sismo importante, FS > 1,0
0,15	Sismo de gran magnitud, FS > 1,0
0,15 a 0,25	Japón FS > 1,0
0,05 a 0,15	Estado de California
0,10 para $\mu = 6,5$	(Seed, 1979) con FS > 1,15)
0,15 para $\mu = 8,5$	

1/3 a 1/2 de la aceleración pico superficial	(Marcuson y Franklin, 1983) FS > 1,0
1/2 de la aceleración pico superficial	(Hynes, Griffin y Franklin, 1984) FS > 1,0 y un 20% de reducción de resistencia

Fuente: (Abramson *et al.*, 2002).

$$Kh = \frac{1}{3} \text{ a } \frac{1}{2} \text{ de Aceleracion Pico} \quad (16)$$

En la formula (16), se optó por escoger 1/2 de la aceleración con el fin de no optar por un coeficiente muy conservador, el cual no represente de manera oportuna el coeficiente Kh, siendo 1/2 de la aceleración un coeficiente más representativo para este tipo de estudio, así mismo se concuerda también con lo indicado por Hynes, Griffin y Franklin (1984).

$$Kh = \frac{1}{2} \cdot 0.25$$

$$Kh = 0.125$$

Según lo obtenido nos muestra un Kh de 0.125, este resultado también entra en el rango según lo indicado por Suárez Díaz (2009) que, para zonas medias, zonas andina y ceja de selva el coeficiente vario de 0,10 a 0,17.

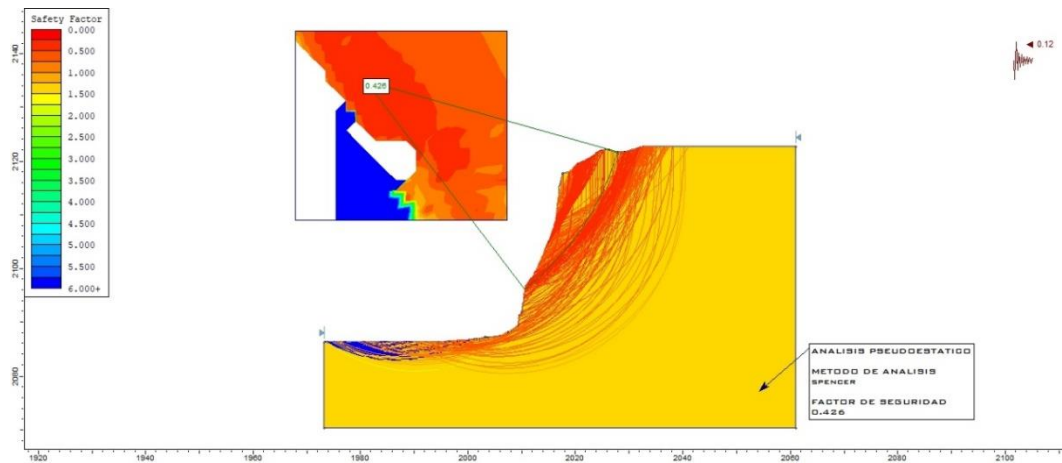


Figura 24. *Análisis Pseudoestatico Frente de Minado 01 – Spencer.*

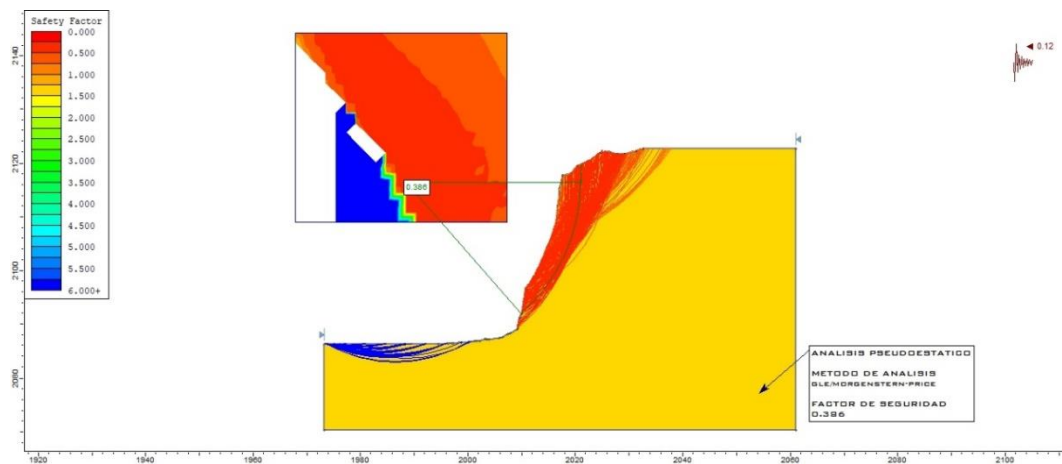


Figura 25. *Análisis Pseudoestatico Frente de Minado 01 – Morgenstern Price.*

En la Figura 24 y Figura 25, se puede apreciar los factores de seguridad para las condiciones pseudoestáticas, analizadas por los procedimientos de Spencer y Morgenstern Price, por medio del método de equilibrio límite, el resultado obtenido de factor de seguridad de 0,426 y 0,386 respectivamente ambos para el frente de talud N°01, ambos están por debajo de 1.25 el cual es límite mínimo de aceptabilidad para condiciones sísmicas, mencionados en la Norma CE.020 (2012), así mismo también se encuentran por debajo de 1,1 el cual es el límite planteado por Read & Stacey (2009).

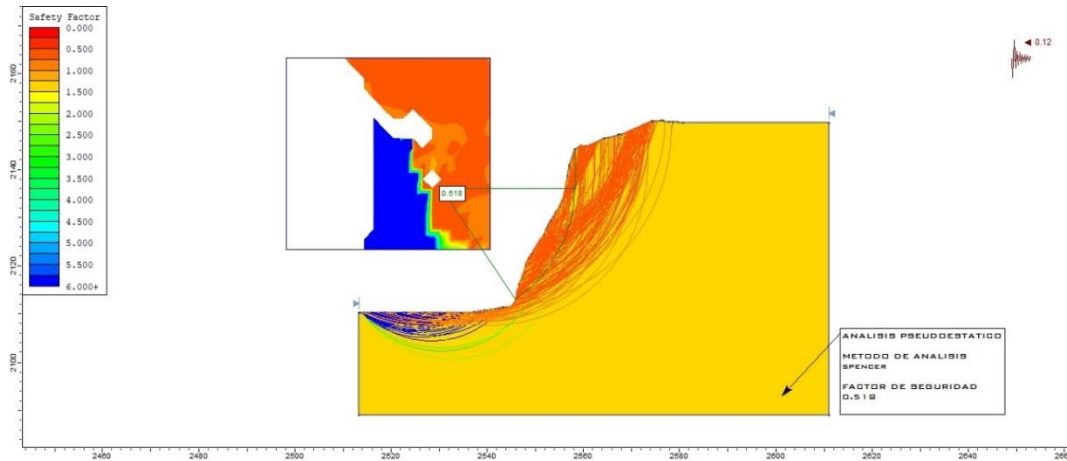


Figura 26. *Análisis Pseudoestatico Frente de Minado 02 – Spencer.*

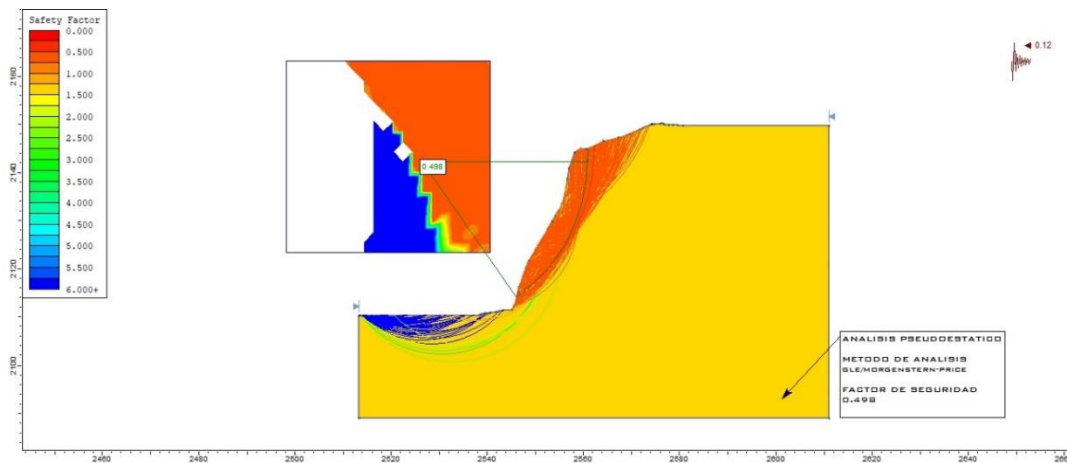


Figura 27. *Análisis Pseudoestatico Frente de Minado 02 – Morgenstern Price.*

En la Figura 26 y Figura 27, se puede apreciar los factores de seguridad para las condiciones pseudoestáticas, analizadas por los procedimientos de Spencer y Morgenstern Price, por medio del método de equilibrio límite, el resultado obtenido de factor de seguridad de 0,518 y 0,498 respectivamente ambos para el frente de talud N°02, ambos están por debajo de 1.25 el cual es límite mínimo de aceptabilidad para condiciones sísmicas, mencionados en la Norma CE.020 (2012), así mismo también se encuentran por debajo de 1,1 el cual es el límite planteado por Read & Stacey (2009).

4.2 RESULTADO OBJETIVO GENERAL

Determinar las condiciones de estabilidad en los taludes de suelo granular del proyecto minero Estela – CECOMSAP.

Tabla 27

Factores de seguridad para los taludes en condiciones estáticas.

MÉTODO DE ANÁLISIS	F.S. F.M 01	F.S. F.M 02	CONDICIÓN
Janbu	0,433	0,565	Inestable
Spencer	0,439	0,574	Inestable
Morgenstern-Price	0,438	0,571	Inestable

La Tabla 27 muestra en resumen los factores de seguridad de ambos frentes de talud analizados, considerándose ambos en condición de inestables, cabe detallar que existe una diferencia entre dichos factores a pesar de poseer similares características de suelo componente y propiedades resistentes para cada frente analizado, por tanto en las figuras mostradas anteriormente se puede apreciar la variación del frente en función a su topografía, en la que el frente N°01 se encuentra con un ángulo de inclinación más elevado aumentando las condiciones desfavorables para la estabilidad, por otro lado el frente N°02 posee un ángulo de inclinación más bajo y por ende aumenta la estabilidad en dicho frente, podemos inducir entonces que parte esencial en la estabilidad de taludes muy independientemente de las condiciones del suelo entra mucho a influir la geometría propia del talud como es el ángulo de inclinación y la altura del mismo.

Dentro de la normativa Nacional CE.020 (2012) menciona que para solicitudes de carácter estático el factor mínimo de seguridad es 1,5 el cual es el límite en el que una superficie de talud puede considerarse al límite de lo estable, también denomina según la norma como talud con insuficiencia de estabilidad, por tanto resulta inestable tomando en relación los parámetros de los factores de seguridad establecidos en esta norma, de la misma forma Read & Stacey (2009), indican que para condiciones estáticas el factor de seguridad está en el rango de 1,1 a 1,5 , por tanto también para lo que indica este autor esta dentro de lo inestable.

Tabla 28

Factores de seguridad para los taludes en condiciones Pseudoestáticas.

MÉTODO DE ANÁLISIS	F.S. F.M 01	F.S. F.M 02	CONDICIÓN
Spencer	0,426	0,518	Inestable
Morgenstern-Price	0,386	0,498	Inestable

En la Tabla 28 se muestran los resultados del análisis de estabilidad en un escenario Pseudoestático, para este análisis en escenario es similar al estático, con la diferencia que existe una variable el cual es el coeficiente de sísmico el cual se determinó según la zona.

Para este escenario los factores obtenidos fueron de 0,426 y 0,386 con procedimientos de Spencer y Morgenstern-Price respectivamente para el frente de minado N° 01 lo cual indica que el frente de minado se encuentra en una condición inestable dado que según lo indicado por la norma CE.020 (2012) señala que para un escenario pseudoestático el factor mínimo de seguridad es de 1,25 teniendo este frente factores de



seguridad muy por debajo, otro lado se obtuvo y 0,518 0,498 para el frente de minado N° 02 este frente al igual se encuentra por debajo del factor mínimo establecido por la norma, dándole así la condición de inestabilidad, por tanto se consideran ambos taludes inestables, esto también concuerda por lo mencionado por Read & Stacey (2009), que señala que el factor de seguridad para un escenario pseudoestático es de 1,0 a 1,1.

4.3 DISCUSIÓN

En un margen general el análisis de estabilidad, resulta en condiciones inestables, dado que los factores de seguridad obtenidos se encuentran por debajo de los límites mínimos aceptables, estos sean presentados tanto en conceptos internacionales y nacionales, en contraste con la investigación realizada por Alva (2016), determino que taludes naturales de similares características de componente de suelo, poseen un grado aceptable dado que varios de los perfiles analizados se encuentran por encima de 1,5 de factor de seguridad, otorgando a la estabilidad global a la zona de estudio. Así mismo teniendo en cuenta la inestabilidad presentada por los frentes analizados en función a las características geotécnicas propias del terreno están son parámetros que no podemos variar para poder garantizar la estabilidad, por otro lado parte de las variables en las que se podría adecuar para garantizar la estabilidad de los taludes es la geometría propia del talud tal como lo son el ángulo de inclinación y la altura de estos, por lo que guarda concordancia con lo descrito por Romero (2011), en su investigación, en la que menciona que el origen de las fallas en los taludes es la variación de condición que sufren los bancos anualmente o derivado de los procesos constructivos, en los que indirectamente origina la variación de estos parámetros de geometría de los taludes. Por otro lado con lo investigado por Sackschewski (2017) en la que menciona que varias de los deslizamientos y la generación de inestabilidad de los taludes esta originado en la forma en la que se realizaban los cortes, en la presente investigación no se hizo un detalle a profundidad de



la forma en que son cortados estos taludes, pero se conoce en ocasiones la actividad de voladura genera sobre excavación que pueda generar agrietamiento en la cara del talud proyectada, pudiendo ser estos futuros posibles planos de falla y permitiendo la filtración de agua, generando el debilitamiento anteriormente comentado.

Los parámetros geotécnicos obtenidos para ambos taludes analizados se encuentran entorno a las propiedades de cohesión de 9,96 kPa y 13,33 kPa, así mismo los parámetros obtenidos de Angulo fricción de $26,92^\circ$ y $29,86^\circ$, ambos datos discrepan con los obtenidos por Portilla (2021), que obtuvo parámetros de Angulo de fricción de $44,54^\circ$ para una cohesión 29.43 KPa, en taludes compuestos por suelos similares al del presente trabajo de investigación. Según lo concluido por Ríos (2019), el suelo analizado presenta arcillas con presencia de arenas siendo este un material de baja plasticidad por tanto poco cohesivo lo cual guarda similitud con el suelo analizado de la presente dado que la presencia de material granular de cierto modo hace que pierda cohesión y sea más un material de características friccionantes. Los parámetros obtenidos mediante ensayos de laboratorios, fueron muestreados dentro del periodo en que existe presencia de lluvias, tomando los cuidados adecuados por lo que se entiende cierto grado de presencia de agua en relación a temporadas secas, es por ende que lo que concluye W. Wang *et al.* (2022) en su investigación en que demuestra que las partículas finas en el suelo de la zona se erosionan y migran con la filtración del agua, por lo que puede que se pierda propiedades de resistencia dentro de sus cualidades guarda relación con el bajo factor de seguridad del suelo, así mismo (Soto, 2017) concluye que por la presencia de las lluvias origino el deslizamiento de 50 metros a lo largo de la carretera Interoceánica en el Tramo 4 en la carretera hacia la ciudad de Ollachea. La parte geológica de toda zona de estudio es parte sustancial para el análisis de su cualidades de resistencia y clasificación, por tanto con lo mencionado por Mendoza (2016), que el análisis a detalle de los estratos existentes



en la conformación de la estructura de un talud, repercute en un análisis más detallado logrando la interacción de la variabilidad de las características de cada uno de los suelos que compone cada uno de los estratos más aun en las condiciones de resistencia, teniendo en consideración lo antes mencionado la zona de estudio presenta taludes que por lo general están compuesto por una sola estratificación, por lo que podría considerar que los componentes son homogéneos al menos en los niveles en que cada talud se extiende, además también podría desarrollarse un análisis mas profundo caracterizando los estratos presentes en la zona.

Los factores de seguridad resultantes de 0,439 y 0,574 en escenarios estáticos, se encuentran fuera de lo permitido, lo que se diferencia lo obtenido por Chavarría (2021), en el que obtuvo factores de seguridad por encima de 1.01 para condiciones estáticas, teniendo factores de seguridad estable. El análisis Pseudoestatico realizado se tomó como parámetro la carga sísmica de 0.12 en función a los cuadros propuestos Suárez Díaz (2009), así mismo teniendo en cuenta el coeficiente de sismicidad planteado en la Norma E 030 de diseño sismorresistente, por lo que lo investigado por Li *et al.*(2021) en el que se plantea el uso del modelo Newmark, el que permite un análisis sísmico de las pendientes de manera más eficaz, el cual se enfoca altamente al interacción con la activación de sismos, para lo cual en esta investigación no se vio por conveniente su uso. Así mismo existe concordancia con Solís (2019) en el que realizo el uso de softwares de Slide y Geoslope, le permitieron realizar una comparación de los factores de seguridad obtenidos independientemente por cada uno de los software, lo que para la presente investigación no fue posible al no tener acceso académico a más de un software de simulación y modelamiento de estabilidad en taludes, así mismo cabe mencionar mediante la investigación realizada por Barboza(2019) menciona la gran influencia del software SLIDE en trabajos relacionados a la geotecnia y que en un porcentaje de 23%



están enfocados directamente a la investigación, por lo que es muy común tenerlo como referente dentro del área del análisis de la estabilidad de taludes. Parte del análisis de estabilidad alberga al modelo de Back Análisis el cual se enfoca a determinar parámetros de resistencia y de geometría que existían en un talud, el cual ya colapso o llegó a la falla, tal como lo menciona Portilla (2021) en su investigación y que le permitió determinar la estabilidad, que para el presente trabajo de investigación no se logró desarrollar al no contar con taludes que hayan entrado en colapso y que sean representativos.



V. CONCLUSIONES

Se concluyo que los taludes existentes en la zona de estudio no presentan condiciones estables en relación al factor de seguridad obtenido, analizándose 2 frente críticos y obteniendo en cada uno los parámetros geotécnicos en cada uno de ellos, y simulando dos escenarios como lo son estáticos y pseudoestáticos. Por ello se concluye que la operatividad del proyecto bajo las condiciones de la investigación analizada resulta de carácter riesgoso pudiendo reproducirse estas mismas condiciones a más de un frente poniendo en condiciones de suscitarse deslizamiento en los taludes que existen en la zona de estudio.

Se logro identificar el material predominante existente en el frente de minado, para una clasificación SUCS suelo de partículas gruesas, grava mal graduada con arena con bloques GP y para una clasificación AASHTO compuesto por grava y arena arcillosa o limosa, en el Frente de minado 01, y clasificación SUCS de Arena mal graduada con arcilla SP SC y clasificación AASHTO grava y arena arcillosa o limosa, en el Frente de minado 02, así mismo se logró identificar que los parámetros de resistencia son de una cohesión 9.96 kPa, un ángulo de fricción interna de 26. 92° y un peso específico de 21.77 KN/m³ en el frente del talud N° 01, y cohesión 13.33 kPa, un ángulo de fricción interna de 29. 86° y un peso específico de 21.67 kN/m³ el frente del talud N° 02, todos ellos parámetros de vital importancia para un análisis certero.

Se logro obtener los factores de seguridad en escenarios estáticos usando en referencia tres procedimiento para estos análisis como los son Janbu, Spencer y Morgenstern Price, de los cuales se obtuvieron factores de 0,433, 0,439 y 0,438 respectivamente para el frente N° 01 y 0,565, 0,574 y 0,571 para el frente N° 02 por tanto se observa que se encuentran muy por debajo de 1.5 considerado lo estable en



condiciones estáticas tal como lo menciona la Norma CE.020 y a su vez se analizó en un escenario Pseudoestático teniendo como referencia los procedimientos de Spencer y Morgenstern Price, obteniéndose factores de 0,426 y 0,386 respectivamente esto para el frente analizado N° 01, así también para el frente analizado N° 02 se obtuvieron factores de 0,518 y 0,498 en procedimientos de Spencer y Morgenstern Price respectivamente, por tanto cabe concluir que ambos frentes se encuentran en condiciones inestables puesto que los factores de seguridad no cumplen lo requerido en la Norma CE.020, que a su vez guarda relación con lo propuesto con Read & Stacey (2009) se concluye también que al momento de analizar mediante el método de equilibrio límite se permite analizar mediante una variedad de procedimientos que han ido variando de acuerdo al transcurso del tiempo, pero se logra observar que en escenarios estáticos no existe mucha variación, a diferencia de un modelo pseudoestático, y que el procedimiento a escoger mucho depende del estudio que se desea realizar y el criterio del que lo realiza.



VI. RECOMENDACIONES

Se sugiere implementar un plan de monitoreo constante en los frentes de talud que permitan observar en tiempo real los movimientos de masa que en condiciones inestables pueden generar deslizamientos riesgosos, como el uso de puntos topográficos fijos.

Se sugiere variar los parámetros geométricos, ángulo de inclinación global del talud y la altura que estos presentan, puesto que son las variables que se pueden alternar para así llegar a un diseño que ofrezca mejores condiciones de seguridad para el proyecto.

Si bien es cierto que los taludes analizados y gran parte del resto de taludes del proyecto están enfocados a ser explotados, existe también taludes que conforman parte de las vías de acceso y/o comunicación dentro del proyecto y entre los frentes, que podrían considerarse taludes permanentes los cuales poseen idénticas características a los analizados en la presente investigación, por tanto se recomienda optar algún sistema de sostenimiento que garantiza la estabilidad de los mismos, como podría ser el uso de gaviones, mallas, muros de contención según sea el caso. Para realizar futuras investigaciones se recomienda realizar un proyecto comparativo entre los procedimientos dentro del método de equilibrio límite, ya que se pudo observar variaciones.

Se sugiere para futuras investigaciones un muestreo más exhaustivo y detallado dentro de los estratos existentes en la zona que permitan obtener un data más enriquecida, así también en lo posible desarrollar una Back Analysis de taludes ya colapsados, para lograr parametrizar las condiciones de falla y anteriores a esta.

Se recomienda un estudio de las pozas o embalses de sedimentación dado que es usar el material insitu para poder realizarlas, y como se mencionó en la presente investigación la presencia de agua reduce propiedades cohesivas del material y al ser este



un material de contenido grueso mucho de esta propiedad se debe al poco contenido fino que pose y mucho más aun en material que ya fue procesado y lavado frecuentemente.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J. (2016). *Análisis de la estabilidad de taludes de la Costa Verde*.
- ASTM. (2011). D2487 - Práctica Estándar para la Clasificación de Suelos para Propósitos de Ingeniería (SUCS). *ASTM INTERNATIONAL*, i(C). <https://doi.org/10.1520/D2487->
- Babitsky, V. I., & Wittenburg, J. (2012). Foundations of Engineering Mechanics; Strength Analysis in Geomechanics. In *Springer*.
- Barboza, A. (2019). Estabilidad de taludes con Slide, una revisión de literatura científica. In *Universidad Privada del Norte*.
- Bell, F. G. (1992). Engineering Properties of Soils and Rocks. In *Engineering Properties of Soils and Rocks*. <https://doi.org/10.1016/c2013-0-01182-6>
- Briaud, J. L. (2013). Geotechnical Engineering Unsaturated and Saturated Soils. In *News.Ge*.
- Bromhead, E. N. (2005). The Stability of Slope. In *Blackie Academic & Professional* (Second Ed). https://doi.org/10.1007/978-3-642-24590-9_17
- Caballero, A. (2016). Inestabilidad de taludes en el sector de Santa Bárbara de la ciudad de Huancavelica. In *Tesis De Calzado*. [http://repositorio.utea.edu.pe/bitstream/handle/utea/44/Tesis-Elaboración de licor de Sauco.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.utea.edu.pe/bitstream/handle/utea/44/Tesis-Elaboración%20de%20licor%20de%20Sauco.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Chavarría, Á. (2021). *Análisis Y Evaluación Del Acanalado De La Costa Verde Para La Estabilización Con Suelo Reforzado En El Distrito De Barranco – Tramo Malecón Paul Harris*.
- Chen, F., Zhang, R., Wang, Y., Liu, H., Böhlke, T., & Zhang, W. (2020). Probabilistic stability analyses of slope reinforced with piles in spatially variable soils. *International Journal of Approximate Reasoning*, 122, 66–79. <https://doi.org/10.1016/j.ijar.2020.04.006>
- Cheng, Y. M., & Lau, C. K. (2008). SLOPE STABILITY ANALYSIS AND STABILIZATION - New Methods and Insight. In *News.Ge*.
- Chowdhury, R., Flentje, P., & Bhattacharya, G. (2010). Geotechnical Engineering Slope Analysis. In *Journal of Chemical Information and Modeling* (Vol. 53, Issue 9).
- Chowdhury, R. N. (1978). *Slope Analysis*.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. (Septima Ed).
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principles of Geotechnical Engineering. In *Cengage Learning*. Cengage Learning.



- Diaz, J. (2008). *Estabilización del talud de la Costa Verde en la zona del distrito de Magdalena*.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2006). Soil strength and Slope Stability. In Wiley (Vol. 1999, Issue December).
- González de Vallejo, L. (2004). Ingeniería Geológica. In *Editorial Pearson Education*.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica* (I. Capella (ed.)). PRENTICE HALL.
- Hearn, G. J. (2013). Slope Engineering for Mountain Roads. In *Environmental & Engineering Geoscience* (Vol. 19, Issue 2).
<https://doi.org/10.2113/gsegeosci.19.2.204>
- Hernandez, R. (2014). Metodología de la Investigación. In *News.Ge*.
- Hunt, R. E. (2006). Characteristics of Geologic Materials and Formations. In *Characteristics of Geologic Materials and Formations*.
<https://doi.org/10.1201/9781420042771>
- IGAC. (2015). *DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA DE LA ACTIVIDAD EN CURSO*.
- INGEMMET. (2021). *Geología de los cuadrángulos de Putina (hojas 30x1, 30x2, 30x3, 30x4) y La Rinconada (30y1, 30y3, 30y4)*.
- Lavado, M. (2021). Análisis de estabilidad de un talud crítico de la Costa Verde en el distrito de San Miguel. *Pontificia Universidad Católica Del Perú*, 55.
- Lepkowski, J. M., Tucker, C., & Brick, J. M. (2008). Advances in Telephone Survey Methodology. In *News.Ge*.
- Li, C., Su, L., Liao, H., Zhang, C., & Xiao, S. (2021). Modeling of rapid evaluation for seismic stability of soil slope by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 133(February), 104074.
<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104074>
- Manrique Zúñiga, E. D. (2010). Geología estructural del neógeno en la cordillera negra, implicancias en el origen y estabilidad de taludes del yacimiento aurífero epitermal de alta sulfuración: Pierina. *Universidad Nacional de Ingeniería*.
<http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/624>
- Mantilla, H. (2005). Geología general. In *Universidad Nacional Mayor de San Marcos*.
- McLean, A. C., & Gribble, C. D. (1979). *Geology for civil engineers*.
<https://doi.org/10.4324/9780203362150>
- Mendoza, J. (2016). Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay. In *Pontificia Universidad Católica del Perú* (Vol. 96).



- Norma CE.020, 30 (2012).
- D.S. N° 003-2016-VIVIENDA, Diario El Peruano 31 (2016).
http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/DS-003-2016-VIVIENDA.pdf
- Ortiago, J. A. R., & Sayao, A. S. F. J. (2004). Handbook of slope stabilisation. In *Springer* (Vol. 42, Issue 03). <https://doi.org/10.5860/choice.42-1578>
- Pacheco Zapata, A. A. (2006). Estabilizacion del talud de la Costa Verde en la zona del distrito de San Isidro. *PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU*, 80.
- Portilla, J. F. (2021). *Propuesta De Estabilización De Los Acantilados De La Costa Verde Entre Los Jirones Leoncio Prado Y Castilla En El Distrito De Magdalena Del Mar Mediante La Ejecución De Banquetas Protegidas Con El Sistema Geoweb*.
- Read, J., & Stacey, P. (2009). Guidelines for Open Pit Slope Design. In *Guidelines for Open Pit Slope Design*. <https://doi.org/10.1071/9780643101104>
- Romero Chojolan, M. V. (2011). Propuesta metodológica para la evaluación de estabilización de taludes y terraplenes en proyectos de carreteras. *Universidad de San Carlos de Guatemala*, July.
- Sackschewski Chapman, C. E. (2017). Soluciones para la estabilidad de taludes de la carretera Canta - Huayllay entre las progresivas del km 102 al km 110. *Universidad Nacional Mayor de San Marcos Universidad*.
- Salazar, A., & Cornejo, A. (2014). *Estabilización de taludes en la Costa Verde-Callao tramo Av. Santa Rosa-Jr. Virú (1.3 Km)*.
- Simons, N., Menzies, B., & Matthews, M. (2001). Soil and Rock Slope Engineering. In *A Short Course in Soil and Rock Slope Engineering*. <https://doi.org/10.1680/ascisarse.28715>
- Solis, M. (2019). *Análisis de suelos para determinar la estabilidad de talud en el servicio de almacenamiento de relaves de la Presa Huachucaja – El Brocal*. UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN FACULTAD.
- Soto Vilca, A. C. (2017). Estudio de la inestabilidad y alternativas de solución del talud del cerro Qoñiunu en el distrito de Ollachea. *UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO*, 1–225.
http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/7104/Molleapaza_Mamani_Joel_Neftali.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Suárez Díaz, J. (2009). *Análisis geotécnico Deslizamientos* (Volumen 1). Universidad Industrial de Santander.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. In *John wiley & sons*.



- Torres, L. (2019). *Estabilidad de Taludes para mejorar la transitabilidad y seguridad en los tramos críticos de la carretera Monteseco , Distrito Catache* . http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/37101/Torres_RL.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Venkatramaiah, C. (2006). Geotechnical Engineering. In *New Age International (P) Ltd.. Publishers*.
- Wang, L., Sun, D., Chen, B., & Li, J. (2019). Three-dimensional seismic stability of unsaturated soil slopes using a semi-analytical method. *Computers and Geotechnics, 110*(January), 296–307. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.02.008>
- Wang, W., Wang, P., & Zhang, Z. (2022). Study on gravel soil strength degradation and its influence on the slope stability in reservoir bank fluctuating zone. *Engineering Failure Analysis, 134*(September 2021), 105980. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105980>
- Wood, D. M. (2004). Geotechnical modelling. In *Geotechnical Modelling*. <https://doi.org/10.1201/9781315273556>
- Zaki, A., Chai, H. K., Razak, H. A., & Shiotani, T. (2014). Monitoring and evaluating the stability of soil slopes: A review on various available methods and feasibility of acoustic emission technique. *Comptes Rendus - Geoscience, 346*(9–10), 223–232. <https://doi.org/10.1016/j.crte.2014.01.003>
- Zhou, X. P., & Cheng, H. (2015). The long-term stability analysis of 3D creeping slopes using the displacement-based rigorous limit equilibrium method. *Engineering Geology, 195*, 292–300. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.06.002>



ANEXOS

ANEXO 01. PANEL FOTOGRÁFICO



Fotografía 1. Perfil de talud N.º 01



Fotografía 2. Perfil de talud N.º 02



Fotografía 3. Toma de muestra en campo – parafinado



Fotografía 4. Muestra para ensayo de propiedades índice



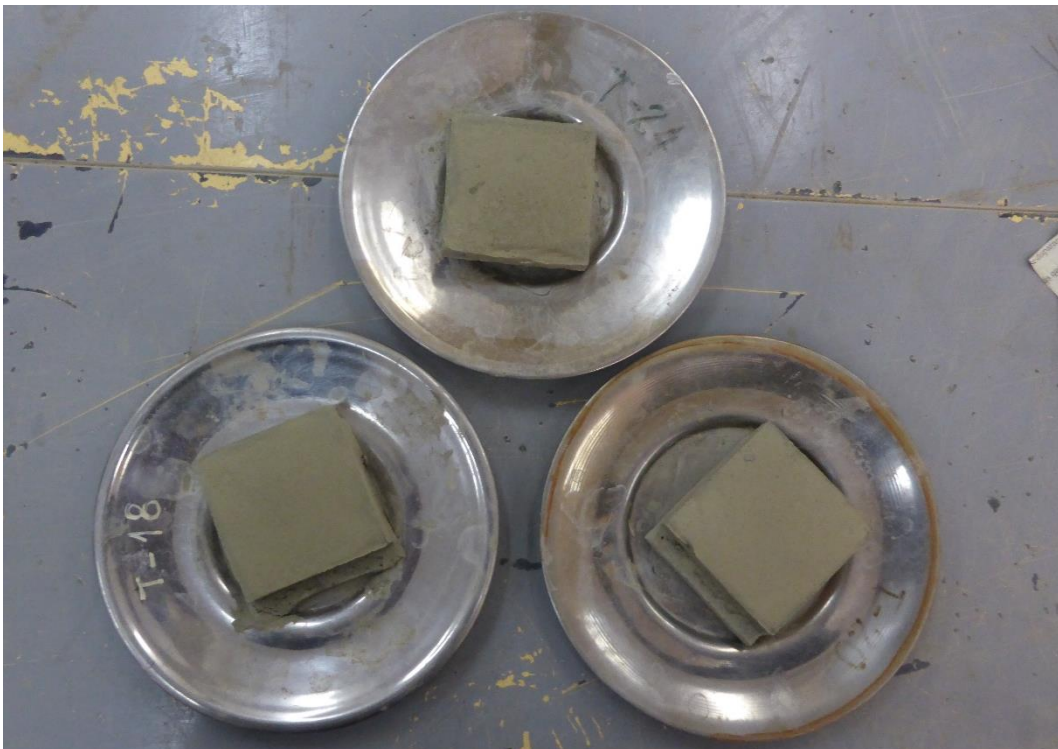
Fotografía 5. Desarrollo de ensayo de propiedades índice- parafinado



Fotografía 6. Desarrollo de ensayo de análisis granulométrico.



Fotografía 7. Distribución granulométrica de suelo en calicata N°. 01 y N°. 02



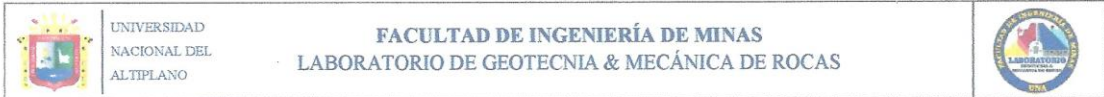
Fotografía 8. Ensayos de corte directo en suelo



Fotografía 9. Desarrollo de ensayo de corte directo.



ANEXO 03. RESULTADOS DE LABORATORIO



INFORME N°006-2021-LG&MR-FIM-UNA-PUNO

*** ENSAYO PROPIEDADES FÍSICAS DE MUESTRAS DE SUELO.**

*** ENSAYO CLASIFICACIÓN DE SUELOS – SUCS & ASSTHO.**

*** ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN SUELOS – CD**

SOLICITADO POR:

Bach. ALEXIS SEBASTIAN TELLO CHARCAHUANA

PROYECTO:

TESIS : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES DE SUELO GRANULAR DEL
PROYECTO MINERO ESTELA

UBICACIÓN:

PUNO – SAN ANTONIO DE PUTINA – ANANEA

MUESTRA:

MUESTRA 01 , MUESTRA 02

FECHA:

30 DE DICIEMBRE DEL 2021.

NOTA:

- El solicitante es completamente responsable del muestreo, y transporte de los especímenes al laboratorio.
- La información correspondiente a las muestras fue proporcionada por el solicitante.
- Condición de la muestra, preparadas según norma vigente.
- Los resultados presentados son válidos únicamente para las muestras ensayadas.
- Prohibida su reproducción total o parcial de este informe sin la autorización escrita del Laboratorio de Geotecnia & Mecánica de Rocas.
- Los resultados no pueden ser utilizados como certificación de conformidad con normas de producto o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce.



M.Sc. Ing. Lucio Queca Gutierrez
JEFE DE LABORATORIO
GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS
JEFE DE LABORATORIO DE GEOTECNIA & MECÁNICA DE ROCAS
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS



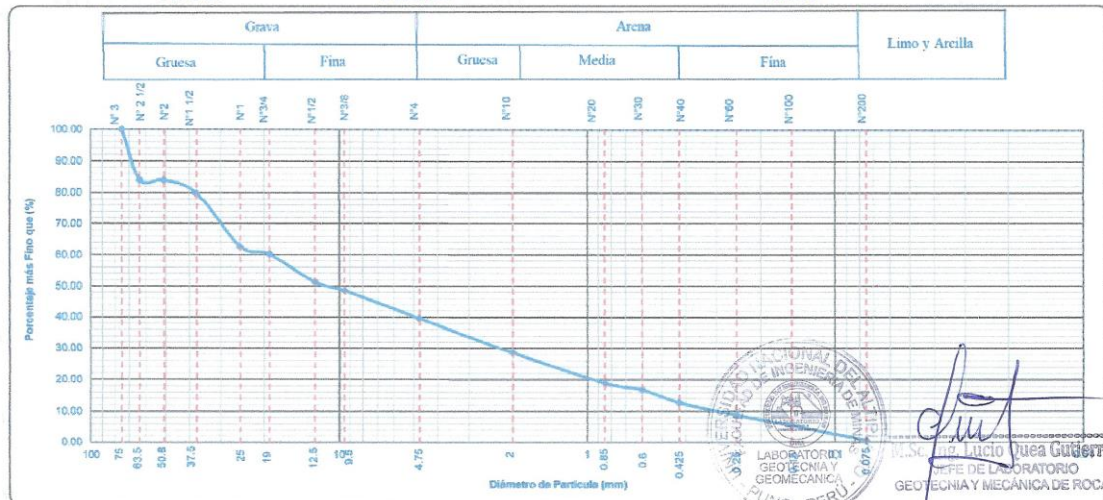
ENSAYO CLASIFICACIÓN DE SUELOS – SUCS & ASSTHO

MUESTRA – 01

INFORME No : 006-2021-LG&MR-FIM-UNA-PUNO.
REFERENCIA : ASTM D 6913 / D6913M-17
FECHA DE EMISIÓN: 30 DE DICIEMBRE DEL 2021.
SOLICITADO POR : Bach. ALEXIS SEBASTIAN TELLO CHARCAHUANA
PROYECTO : TESIS : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES DE SUELO GRANULAR DEL PROYECTO MINERO ESTELA.
UBICACIÓN : PUNO – SAN ANTONIO DE PUTINA – ANANEA.
MUESTRA : MUESTRA – 01
RESPONSABLE : M.SC. ING. LUCIO QUEA GUTIERREZ.

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 6913 / D6913M-17, obteniéndose los siguientes resultados:

TAMIZ	TAMIZ	PESOS DE MUESTRA RETENIDA	PASA	PASANTE	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO
PULG	mm	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
3	75	0.00	100.00	100.00	0.00	0.00
2 1/2	63.5	390.50	84.06	84.06	15.94	15.94
2	50.8	0.00	84.06	84.06	0.00	15.94
1 1/2	37.5	103.10	79.85	79.85	4.21	20.15
1	25	421.10	62.67	62.67	17.19	37.33
3/4	19	61.90	60.14	60.14	2.53	39.86
1/2	12.5	218.30	51.23	51.23	8.91	48.77
3/8	9.5	65.90	48.54	48.54	2.69	51.46
4	4.75	218.10	39.64	39.64	8.90	60.36
10	2	270.80	28.58	28.58	11.05	71.42
20	0.85	236.60	18.93	18.93	9.66	81.07
30	0.6	51.80	16.81	16.81	2.11	83.19
40	0.425	100.70	12.70	12.70	4.11	87.30
60	0.25	97.80	8.71	8.71	3.99	91.29
100	0.15	81.90	5.37	5.37	3.34	94.63
200	0.075	119.60	0.49	0.49	4.88	99.51
BASE		11.90	0.00	0.00	0.49	100.00
TOTAL		2450.00				





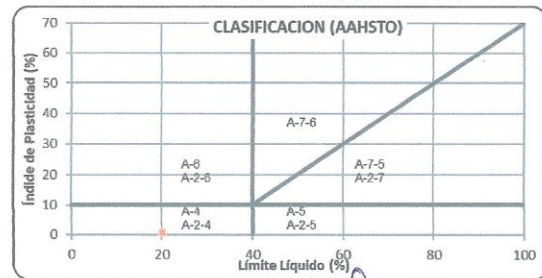
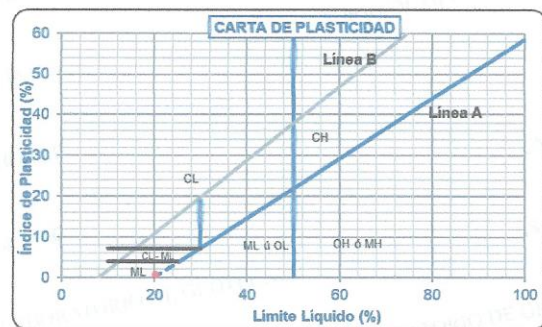
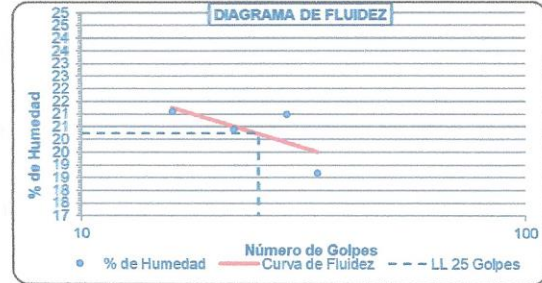
DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

GRÁFICOS

LÍMITE LIQUIDO (ASTM-D4318 00)				
N° de Tara	T-1	T-2	T-3	T-4
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	42.30	60.50	63.90	52.00
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	38.10	53.30	55.90	46.60
Peso de Tara (g)	18.20	18.00	17.80	17.70
Peso de Suelo Seco (g)	19.90	35.30	38.10	28.90
Peso de Agua (g)	4.20	7.20	8.00	5.40
Contenido de Humedad (%)	21.11	20.40	21.00	18.69
Número de Golpes	16	22	29	34

LÍMITE PLASTICO (ASTM-D4318 00)			
N° de Tara	M-1	M-2	M-3
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	8.10	7.90	8.20
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	7.90	7.80	8.00
Peso de Tara (g)	7.00	7.10	7.10
Peso de Suelo Seco (g)	0.90	0.70	0.90
Peso de Agua (g)	0.20	0.10	0.20
Contenido de Humedad (%)	22.22	14.29	22.22

Límite Líquido (L.L. %)	20.23
Límite Plástico (L.P. %)	19.58
Índice de Plasticidad (I.P. %)	0.65
Pasa tamiz N° 4 (5mm) %	39.64
Pasa tamiz N° 200 (0,080 mm) %	0.49
D60 (mm.)	18.90
D30 (mm.)	2.35
D10 (diámetro efectivo) (mm.)	0.31
Coefficiente de uniformidad (Cu):	61.65
Grado de curvatura (Cc):	341.16



Clasificación SUCS
Suelo de partículas gruesas. Suelo limpio.
Grava mal graduada con Arena con bloques GP

Clasificación AASTHO
Material granular
Excelente a bueno como subgrado
A-1-a Fragmentos de roca, grava y arena

INDICE DE GRUPO 0



M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutiérrez
JEFE DE LABORATORIO
GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN SUELOS - CD

MUESTRA - 01

INFORME No : 006-2021-LG&MR-FIM-UNA-PUNO.
REFERENCIA : ASTM D 3080 / D3080M-11
FECHA DE EMISIÓN: 30 DE DICIEMBRE DEL 2021.
SOLICITADO POR : Bach. ALEXIS SEBASTIAN TELLO CHARCAHUANA
PROYECTO : TESIS : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES DE SUELO GRANULAR DEL PROYECTO MINERO ESTELA.
UBICACIÓN : PUNO - SAN ANTONIO DE PUTINA - ANANEA.
MUESTRA : MUESTRA - 01
RESPONSABLE : M.SC. ING. LUCIO QUEA GUTIERREZ.

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 3080 / D3080M-11, obteniéndose los siguientes resultados:

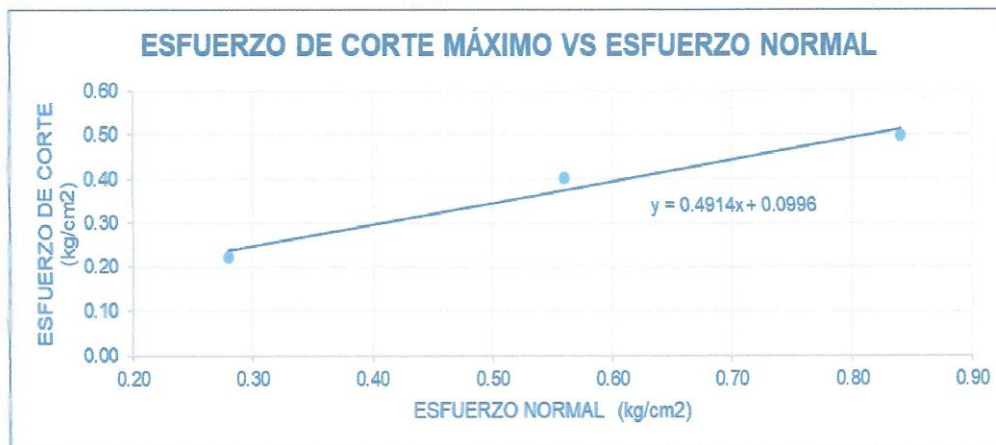
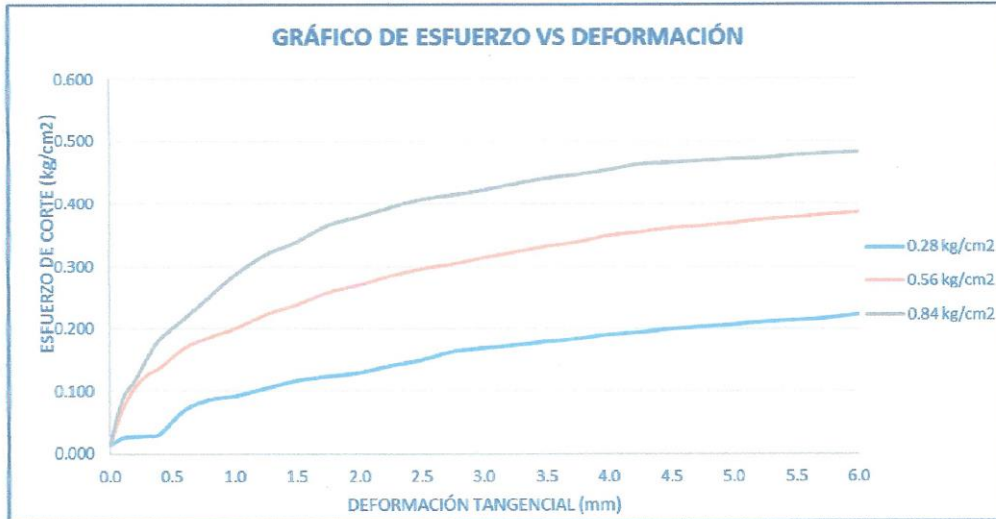
DATOS	ESPECIMEN 01				ESPECIMEN 02				ESPECIMEN 03			
ANCHO (cm)	5.98				5.98				5.98			
LARGO (cm)	5.97				5.97				5.97			
ALTURA (cm)	1.99				1.99				1.99			
AREA (cm ²)	35.70				35.70				35.70			
VOLUMEN (cm ³)	71.04				71.04				71.04			
Peso del Molde (g)	157.27				157.27				157.27			
Peso Tara (g)	0.00				0.00				0.00			
Peso colocada (Kg)	1.00				2.00				3.00			
Esfuerzo Norma aplicadol (Kg)	10.00				20.00				30.00			
- Peso Muestra Humeda Natural +	287.20				283.90				278.90			
- Peso Muestra Saturada (g)+tara (g)	139.50				134.60				122.80			
- Peso muestra seca + tara (g)	114.20				112.50				101.90			
Peso Muestra Humeda Natural (g)	129.93				126.63				121.63			
Peso Muestra Saturada (g)	139.50				134.60				122.80			
Peso Muestra Seca (g)	114.20				112.50				101.90			
Contenido de Humedad (%)	W% natural		13.77		W% natural		12.56		W% natural		19.36	
	W% saturada		22.15		W% saturada		19.64		W% saturada		20.51	
Densidad Humeda (gr/cm ³)	Natural		1.83		Natural		1.78		Natural		1.71	
	Saturada		1.96		Saturada		1.89		Saturada		1.73	
Densidad Seca (gr/cm ³)	1.61				1.58				1.43			
	ESPECIMEN 01				ESPECIMEN 02				ESPECIMEN 03			
	0.280				0.560				0.840			
ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN SUELOS	Def. Tangencial (mm)	Dial de carga	Fuerza cortante (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Def. Tangencial (mm)	Dial de carga	Fuerza cortante (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Def. Tangencial (mm)	Dial de carga	Fuerza cortante (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
	0.00	0.00	0.467	0.013	0.00	0.00	0.467	0.013	0.00	0.00	0.467	0.013
	0.10	1.00	0.872	0.024	0.10	5.00	2.490	0.070	0.10	6.50	3.096	0.087
	0.20	1.20	0.953	0.027	0.20	8.20	3.784	0.106	0.20	9.20	4.188	0.117
	0.30	1.30	0.993	0.028	0.30	10.00	4.512	0.126	0.30	12.40	5.483	0.154
	0.40	1.60	1.114	0.031	0.40	11.00	4.916	0.138	0.40	15.00	6.534	0.183
	0.60	5.00	2.490	0.070	0.60	13.80	6.049	0.169	0.60	18.00	7.748	0.217
	0.80	6.50	3.096	0.087	0.80	15.30	6.656	0.186	0.80	21.00	8.961	0.251
	1.00	7.00	3.298	0.092	1.00	16.50	7.141	0.200	1.00	24.10	10.215	0.286
	1.25	8.10	3.743	0.105	1.25	18.50	7.990	0.223	1.25	27.00	11.388	0.319
	1.50	9.20	4.188	0.117	1.50	19.90	8.516	0.239	1.50	28.80	12.116	0.339
	1.75	9.80	4.431	0.124	1.75	21.60	9.204	0.258	1.75	31.10	13.046	0.365
	2.00	10.30	4.633	0.130	2.00	22.70	9.649	0.270	2.00	32.30	13.531	0.379
	2.25	11.30	5.038	0.141	2.25	24.00	10.174	0.285	2.25	33.60	14.057	0.394
	2.50	12.10	5.361	0.150	2.50	25.00	10.579	0.296	2.50	34.80	14.542	0.407
	2.75	13.30	5.847	0.164	2.75	25.70	10.862	0.304	2.75	35.40	14.785	0.414
	3.00	13.80	6.049	0.169	3.00	26.60	11.226	0.314	3.00	36.10	15.068	0.422
	3.25	14.20	6.211	0.174	3.25	27.40	11.549	0.324	3.25	37.00	15.432	0.432
	3.50	14.70	6.413	0.180	3.50	28.20	11.873	0.333	3.50	37.80	15.756	0.441
	3.75	15.10	6.575	0.184	3.75	28.80	12.116	0.339	3.75	38.30	15.958	0.447
4.00	15.70	6.817	0.191	4.00	29.70	12.480	0.350	4.00	39.00	16.241	0.455	
4.25	16.00	6.939	0.194	4.25	30.20	12.682	0.355	4.25	39.80	16.565	0.464	
4.50	16.50	7.141	0.200	4.50	30.80	12.925	0.362	4.50	40.00	16.646	0.466	
4.75	16.80	7.262	0.203	4.75	31.10	13.046	0.365	4.75	40.30	16.767	0.470	
5.00	17.10	7.384	0.207	5.00	31.50	13.208	0.370	5.00	40.50	16.848	0.472	
5.25	17.50	7.545	0.211	5.25	32.00	13.410	0.376	5.25	40.70	16.929	0.474	
5.50	17.70	7.626	0.214	5.50	32.30	13.531	0.379	5.50	41.10	17.091	0.479	
5.75	18.00	7.748	0.217	5.75	32.70	13.693	0.384	5.75	41.30	17.171	0.481	
6.00	18.50	7.950	0.223	6.00	33.00	13.814	0.387	6.00	41.50	17.252	0.483	
6.25	18.50	7.950	0.223	6.25	33.20	13.895	0.389	6.25	41.80	17.374	0.487	
6.50	18.50	7.950	0.223	6.50	33.50	14.017	0.393	6.50	42.00	17.455	0.489	
6.75				6.75	33.70	14.098	0.395	6.75	42.20	17.535	0.491	
7.00				7.00	33.90	14.178	0.397	7.00	42.40	17.615	0.493	
7.25				7.25	34.00	14.219	0.398	7.25	42.50	17.657	0.495	
7.50				7.50	34.20	14.300	0.401	7.50	42.60	17.697	0.496	
7.75				7.75	34.50	14.421	0.404	7.75	42.80	17.778	0.498	
8.00				8.00	34.50	14.421	0.404	8.00	42.80	17.778	0.498	
8.25				8.25	34.50	14.421	0.404	8.25	42.80	17.778	0.498	

Prohibida la reproducción total o parcial de este informe sin la autorización del Laboratorio de Geotecnia & Mecánica de Rocas

LABORATORIO DE GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS
M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutierrez
JEFE DE LABORATORIO
PUNO PERU



Especimen	DENSIDAD SECA			Humedad Natural	Esfuerzo de Corte τ	Humedad Saturada	DENSIDAD HUMEDA	
	Peso Volumétrico gr/cm^3	Esfuerzo Normal σ	Proporción de Esfuerzos				Peso volumétrico Natural gr/cm^3	Peso volumétrico Saturado gr/cm^3
1	1.61	0.28	0.79	13.77	0.22	22.15	1.83	1.96
2	1.58	0.56	0.72	12.56	0.40	19.64	1.78	1.89
3	1.43	0.84	0.59	19.36	0.50	20.51	1.71	1.73



COHESIÓN	C
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	ϕ

0.0996 kg/cm^2
26.92



[Signature]
M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutierrez
JEFE DEL LABORATORIO
GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS
LABORATORIO DE GEOTECNIA & MECÁNICA DE ROCAS



ENSAYO PROPIEDADES FÍSICAS DE MUESTRAS DE SUELO

MUESTRA - 02

INFORME No : 006-2021-LG&MR-FIM-UNA-PUNO.
REFERENCIA : ASTM D 2216-19, D7263-09
FECHA DE EMISIÓN: 30 DE DICIEMBRE DEL 2021.
SOLICITADO POR : Bach. ALEXIS SEBASTIAN TELLO CHARCAHUANA
PROYECTO : TESIS : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES DE SUELO GRANULAR DEL PROYECTO MINERO ESTELA.
UBICACIÓN : PUNO – SAN ANTONIO DE PUTINA – ANÁNEA.
MUESTRA : MUESTRA - 02
RESPONSABLE : M.SC. ING. LUCIO QUEA GUTIERREZ.

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM, obteniéndose los siguientes resultados:

Tara	Peso humedo	Peso seco	Peso seco + parafina	Peso parafina	Peso sumergido	Densidad parafina	Volumen parafina	Volumen muestra	Densidad seca	Porosidad aparente	Peso específico aparente
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g/cm ³)	(cm ³)	(cm ³)	(g/cm ³)	(%)	(KN/m ³)
T-1	404.98	377.50	389.70	12.20	207.50	0.88	13.86	168.34	2.24	46.26	21.99
T-2	297.85	280.85	293.20	12.35	155.20	0.88	14.03	123.97	2.27	21.07	22.22
T-3	318.50	305.68	310.40	4.72	166.10	0.88	5.36	138.94	2.20	17.81	21.57
T-4	281.00	279.60	279.20	-0.40	152.60	0.88	-0.45	127.05	2.20	1.78	21.58
T-5	221.50	215.50	217.80	2.30	114.60	0.88	2.61	100.59	2.14	6.04	21.01
Número de resultados									5	5	5
Valor máximo, MAX									2.27	46.26	22.22
Valor mínimo, MIN									2.14	1.78	21.01
Mediana, MED									2.20	17.81	21.58
Valor promedio, MEAN									2.21	18.59	21.67
Desviación estándar, SDEV									0.05	17.41	0.46
Coeficiente de variación, CV									-0.44	1.14	-0.44



M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutierrez
JEFE DE LABORATORIO
GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS



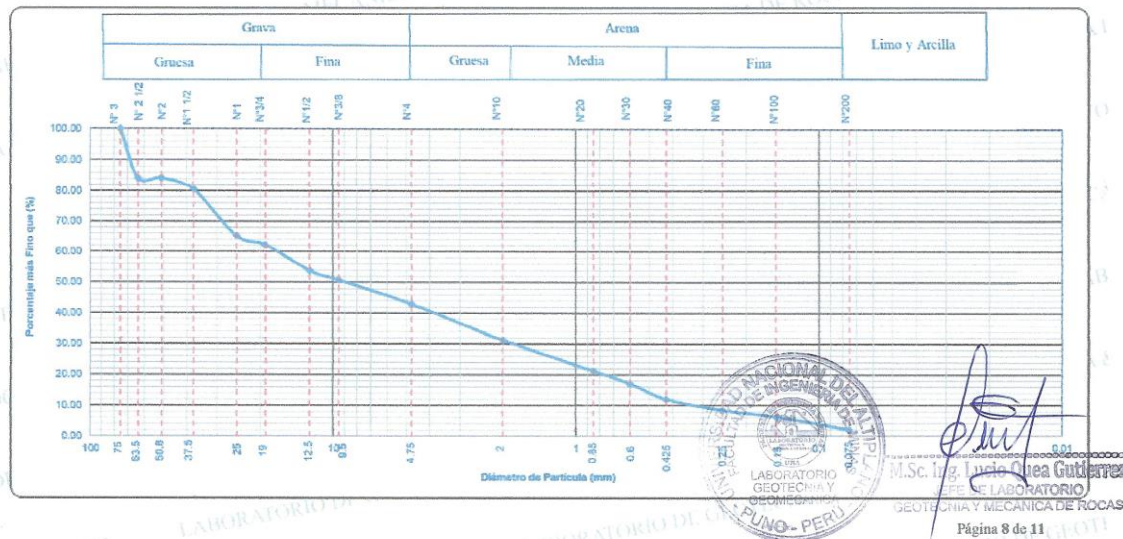
ENSAYO CLASIFICACIÓN DE SUELOS – SUCS & ASSTHO

MUESTRA - 02

INFORME No : 006-2021-LG&MR-FIM-UNA-PUNO.
 REFERENCIA : ASTM D 6913 / D6913M-17
 FECHA DE EMISIÓN: 30 DE DICIEMBRE DEL 2021.
 SOLICITADO POR : Bach. ALEXIS SEBASTIAN TELLO CHARCAHUANA
 PROYECTO : TESIS : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES DE SUELO GRANULAR DEL PROYECTO MINERO ESTELA.
 UBICACIÓN : PUNO – SAN ANTONIO DE PUTINA – ANANEA.
 MUESTRA : MUESTRA - 02
 RESPONSABLE : M.SC. ING. LUCIO QUEA GUTIERREZ.

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 6913 / D6913M-17, obteniéndose los siguientes resultados:

TAMIZ	TAMIZ	PESOS DE MUESTRA RETENIDA	PASA	PASANTE	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO
PULG	mm	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
3	75	0.00	100.00	100.00	0.00	0.00
2 1/2	63.5	400.56	84.31	84.31	15.69	15.69
2	50.8	0.00	84.31	84.31	0.00	15.69
1 1/2	37.5	98.65	80.45	80.45	3.86	19.55
1	25	389.59	65.19	65.19	15.26	34.81
3/4	19	75.85	62.22	62.22	2.97	37.78
1/2	12.5	215.60	53.78	53.78	8.44	46.22
3/8	9.5	76.90	50.77	50.77	3.01	49.23
4	4.75	200.40	42.92	42.92	7.85	57.08
10	2	300.54	31.15	31.15	11.77	68.85
20	0.85	253.89	21.20	21.20	9.94	78.80
30	0.6	105.80	17.06	17.06	4.14	82.94
40	0.425	130.50	11.95	11.95	5.11	88.05
60	0.25	89.50	8.44	8.44	3.51	91.56
100	0.15	58.00	6.17	6.17	2.27	93.83
200	0.075	107.63	1.96	1.96	4.22	98.04
BASE		50.00	0.00	0.00	1.96	100.00
TOTAL		2553.41			100.00	





DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

LÍMITE LIQUIDO (ASTM-D4318 00)

N° de Tara	T-1	T-2	T-3	T-4
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	43.50	44.20	44.50	45.90
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	36.80	38.50	40.20	43.60
Peso de Tara (g)	18.20	18.00	17.80	17.70
Peso de Suelo Seco (g)	18.60	20.50	22.40	25.90
Peso de Agua (g)	6.70	5.70	4.30	2.30
Contenido de Humedad (%)	36.02	27.80	19.20	8.88
Número de Golpes	18	23	27	32

LÍMITE PLASTICO (ASTM-D4318 00)

N° de Tara	M-1	M-2	M-3
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	8.00	7.85	8.15
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	7.90	7.80	8.00
Peso de Tara (g)	7.00	7.10	7.10
Peso de Suelo Seco (g)	0.90	0.70	0.90
Peso de Agua (g)	0.10	0.05	0.15
Contenido de Humedad (%)	11.11	7.14	16.67

Límite Líquido (L.L. %)	21.94
Límite Plástico (L.P. %)	11.64
Índice de Plasticidad (I.P. %)	10.30
Pasa tamiz N° 4 (5mm) %	42.92
Pasa tamiz N° 200 (0,080 mm) %	1.96
D60 (mm.)	17.29
D30 (mm.)	1.87
D10 (diámetro efectivo) (mm.)	0.33
Coefficiente de uniformidad (Cu):	52.77
Grado de curvatura (Cc):	184.00

Clasificación SUCS

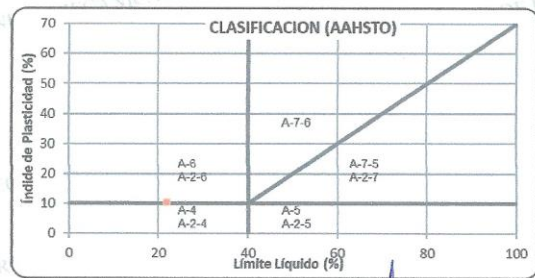
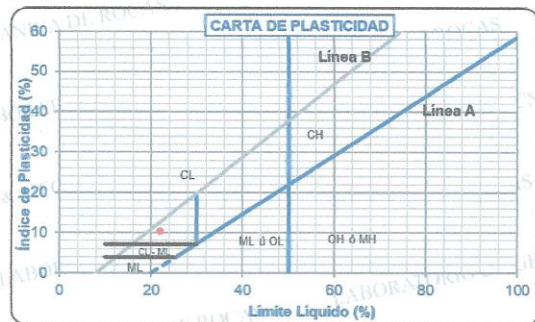
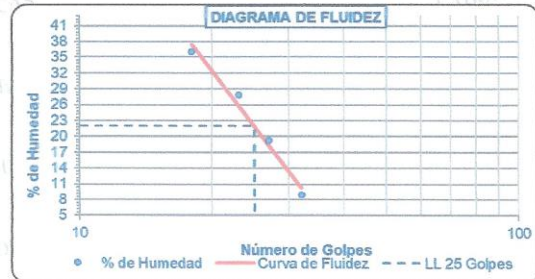
Suelo de partículas gruesas
Arena mal graduada con arcilla con grava

Clasificación AASTHO

Material granular
Excelente a bueno como subgrado
A-2-6 Grava y arena arcillosa o limosa

INDICE DE GRUPO

GRÁFICOS



M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutierrez
JEFE DE LABORATORIO
GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN SUELOS – CD

MUESTRA - 02

INFORME No : 006-2021-LG&MR-FIM-UNA-PUNO.
 REFERENCIA : ASTM D 3080 / D3080M-11
 FECHA DE EMISIÓN: 30 DE DICIEMBRE DEL 2021.
 SOLICITADO POR : Bach. ALEXIS SEBASTIAN TELLO CHARCAHUANA
 PROYECTO : TESIS : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES DE SUELO GRANULAR DEL PROYECTO MINERO ESTELA.
 UBICACIÓN : PUNO – SAN ANTONIO DE PUTINA – ANANEA.
 MUESTRA : MUESTRA - 02
 RESPONSABLE : M.SC. ING. LUCIO QUEA GUTIERREZ.

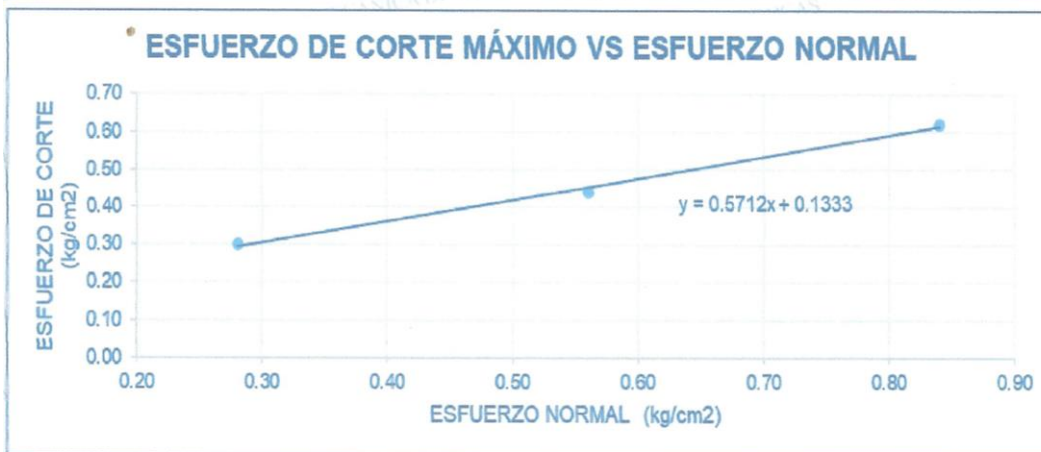
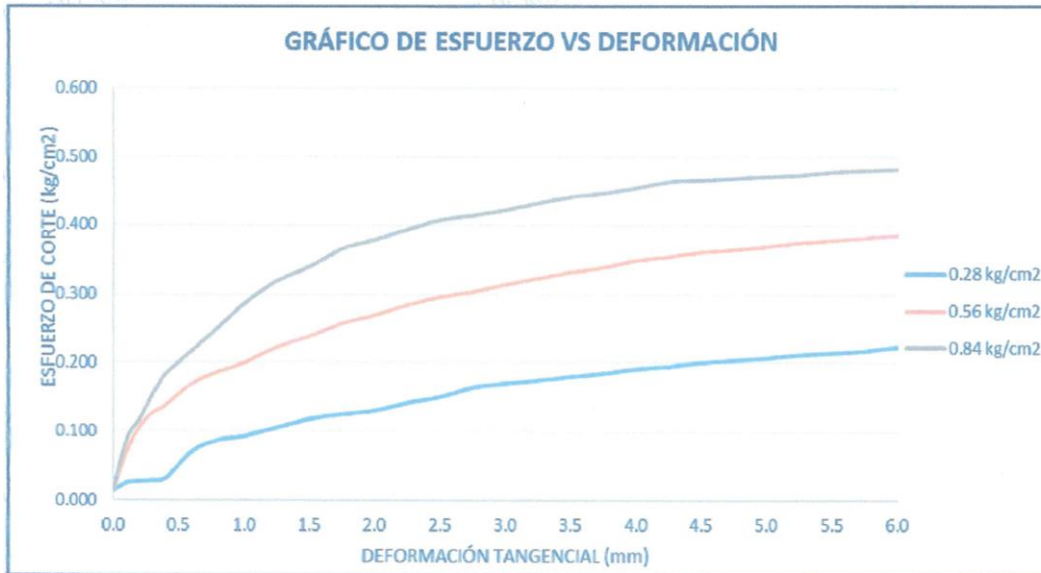
Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 3080 / D3080M-11, obteniéndose los siguientes resultados:

DATOS	ESPECIMEN 01				ESPECIMEN 02				ESPECIMEN 03			
ANCHO (cm)	5.98				5.98				5.98			
ARGO (cm)	5.97				5.97				5.97			
ALJURA (cm)	1.99				1.99				1.99			
AREA (cm ²)	35.70				35.70				35.70			
VOLUMEN (cm ³)	71.04				71.04				71.04			
Peso del Molde (g)	157.27				157.27				157.27			
Peso Tara (g)	0.00				0.00				0.00			
Peso colocada (Kg)	1.00				2.00				3.00			
Esfuerzo Norma aplicado (Kg)	10.00				20.00				30.00			
Peso Muestra Humeda Natural +	287.20				283.90				278.90			
Peso Muestra Saturada (g)+tara (g)	139.50				134.60				122.80			
Peso muestra seca + tara (g)	114.20				112.50				101.90			
Peso Muestra Humeda Natural (g)	129.93				126.63				121.63			
Peso Muestra Saturada (g)	139.50				134.60				122.80			
Peso Muestra Seca (g)	114.20				112.50				101.90			
Contenido de Humedad (%)	W% natural		13.77		W% natural		12.56		W% natural		19.36	
	W% saturada		22.15		W% saturada		19.64		W% saturada		20.51	
Densidad Humeda (gr/cm ³)	Natural		1.83		Natural		1.78		Natural		1.71	
	Saturada		1.96		Saturada		1.89		Saturada		1.73	
Densidad Seca (gr/cm ³)	1.61				1.58				1.43			
	Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)				Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)				Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)			
	0.280				0.560				0.840			
ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN SUELOS	Def. Tangencial (mm)	Dial de carga	Fuerza cortante (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Def. Tangencial (mm)	Dial de carga	Fuerza cortante (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Def. Tangencial (mm)	Dial de carga	Fuerza cortante (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
	0.00	0.00	0.467	0.013	0.00	0.00	0.467	0.013	0.00	0.00	0.467	0.013
	0.10	1.00	0.872	0.024	0.10	5.00	2.490	0.070	0.10	6.50	3.096	0.087
	0.20	1.20	0.953	0.027	0.20	8.20	3.784	0.106	0.20	9.20	4.188	0.117
	0.30	1.30	0.993	0.028	0.30	10.00	4.512	0.126	0.30	12.40	5.483	0.154
	0.40	1.60	1.114	0.031	0.40	11.00	4.916	0.138	0.40	15.00	6.534	0.183
	0.60	5.00	2.490	0.070	0.60	13.80	6.049	0.169	0.60	18.00	7.748	0.217
	0.80	6.50	3.096	0.087	0.80	15.30	6.656	0.186	0.80	21.00	8.961	0.251
	1.00	7.00	3.298	0.092	1.00	16.50	7.141	0.200	1.00	24.10	10.215	0.286
	1.25	8.10	3.743	0.105	1.25	18.50	7.950	0.223	1.25	27.00	11.388	0.319
	1.50	9.20	4.188	0.117	1.50	19.90	8.516	0.239	1.50	28.80	12.116	0.339
	1.75	9.80	4.431	0.124	1.75	21.60	9.204	0.258	1.75	31.10	13.046	0.365
	2.00	10.30	4.633	0.130	2.00	22.70	9.649	0.270	2.00	32.30	13.531	0.379
	2.25	11.30	5.038	0.141	2.25	24.00	10.174	0.285	2.25	33.60	14.057	0.394
	2.50	12.10	5.361	0.150	2.50	25.00	10.579	0.296	2.50	34.80	14.542	0.407
	2.75	13.30	5.847	0.164	2.75	25.70	10.862	0.304	2.75	35.40	14.785	0.414
	3.00	13.80	6.049	0.169	3.00	26.60	11.226	0.314	3.00	36.10	15.068	0.422
	3.25	14.20	6.211	0.174	3.25	27.40	11.549	0.324	3.25	37.00	15.432	0.432
	3.50	14.70	6.413	0.180	3.50	28.20	11.873	0.333	3.50	37.80	15.756	0.441
	3.75	15.10	6.575	0.184	3.75	28.80	12.116	0.339	3.75	38.30	15.958	0.447
4.00	15.70	6.817	0.191	4.00	29.70	12.480	0.350	4.00	39.00	16.241	0.455	
4.25	16.00	6.939	0.194	4.25	30.20	12.682	0.355	4.25	39.80	16.565	0.464	
4.50	16.50	7.141	0.200	4.50	30.80	12.925	0.362	4.50	40.00	16.646	0.466	
4.75	16.80	7.262	0.203	4.75	31.10	13.046	0.365	4.75	40.30	16.767	0.470	
5.00	17.10	7.384	0.207	5.00	31.50	13.208	0.370	5.00	40.50	16.848	0.472	
5.25	17.50	7.545	0.211	5.25	32.00	13.410	0.376	5.25	40.70	16.929	0.474	
5.50	17.70	7.626	0.214	5.50	32.30	13.531	0.379	5.50	41.00	17.091	0.479	
5.75	18.00	7.748	0.217	5.75	32.70	13.693	0.384	5.75	41.30	17.171	0.481	
6.00	18.50	7.950	0.223	6.00	33.00	13.814	0.387	6.00	41.50	17.252	0.483	
6.25	18.50	7.950	0.223	6.25	33.20	13.895	0.389	6.25	41.80	17.374	0.487	
6.50	18.50	7.950	0.223	6.50	33.50	14.017	0.393	6.50	42.00	17.455	0.489	
6.75				6.75	33.70	14.098	0.395	6.75		17.535	0.491	
7.00				7.00	33.90	14.178	0.397	7.00		17.615	0.493	
7.25				7.25	34.00	14.219	0.398	7.25		17.695	0.495	
7.50				7.50	34.20	14.300	0.401	7.50		17.775	0.497	
7.75				7.75	34.50	14.421	0.404	7.75		17.775	0.498	
8.00				8.00	34.50	14.421	0.404	8.00		17.775	0.498	
8.25				8.25	34.50	14.421	0.404	8.25		17.775	0.498	

JEFE DE LABORATORIO
 M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutiérrez
 Página 10 de 11



Especimen	DENSIDAD SECA				Humedad Natural	Esfuerzo de Corte τ	Humedad Saturada	DENSIDAD HUMEDA	
	Peso Volumétrico gr/cm^3	Esfuerzo Normal σ	Proporción de Esfuerzos	Peso volumétrico Natural gr/cm^3				Peso volumétrico Saturado gr/cm^3	
1	1.66	0.28	1.07	7.76	0.30	22.69	1.78	2.03	
2	1.62	0.56	0.78	9.50	0.44	21.96	1.78	1.98	
3	1.61	0.84	0.74	9.45	0.62	21.67	1.76	1.95	



COHESIÓN	C
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	ϕ

0.1333 kg/cm²
29.86°



[Signature]

M.Sc. Ing. Orlando Gutiérrez
JEFE DE LABORATORIO
GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS

Prohibida la reproducción total o parcial de este informe sin la autorización del Laboratorio de Geotecnia & Mecánica de Rocas