

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



TESIS

**DISEÑO DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EL NIVEL DE RESISTENCIA
AL CORTE EN EL FRENTE DE MINADO DEL PROYECTO SAN ANTONIO Y
MARÍA – ANANEA**

PRESENTADA POR:

LUCIO QUEA GUTIERREZ

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE:

MAGISTER SCIENTIAE EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

PUNO - PERÚ

2016

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

**DISEÑO DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EL NIVEL DE RESISTENCIA
AL CORTE EN EL FRENTE DE MINADO DEL PROYECTO SAN ANTONIO Y
MARÍA – ANANEA**

PRESENTADA POR:

LUCIO QUEA GUTIERREZ

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE:

MAGISTER SCIENTIAE EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

APROBADA POR EL SIGUIENTE JURADO:

PRESIDENTE DEL JURADO


.....
DR. EUGENIO ALFREDO CÁMAC TORRES

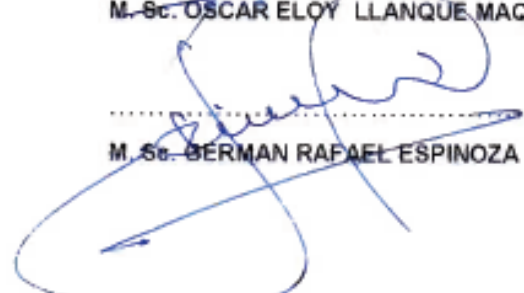
PRIMER MIEMBRO

.....
DR. ROLANDO APAZA CAMPOS

SEGUNDO MIEMBRO


.....
M. Sc. OSCAR ELOY LLANQUE MAQUERA

ASESOR DE TESIS


.....
M. Sc. GERMAN RAFAEL ESPINOZA RIVAS

ÁREA: Especialidad

TEMA: Geotecnia

LÍNEA: Estabilidad de taludes y ladera

Puno, 30 de Diciembre del 2016

DEDICATORIA

A Dios por su infinita bondad, por su protección y por el perdón que siempre me da.

La presente tesis, está dedicada con mucho cariño a mi querido padre (QEPD), que durante toda su vida estuvo siempre a nuestro lado dándonos fuerza, valor y dedicación para salir adelante.

Asimismo a mí querida madre, que día tras día nunca perdió la fe en nosotros, inculcándonos los valores y principios con el fin de ser útiles en esta sociedad, para dar lo máximo de nosotros a los demás.

Dedico también a mi querida familia, que con tanto cariño y afecto nunca dudaron de mi crecimiento personal, dándome la motivación necesaria para que nunca desfallezca en el camino del éxito.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Universidad Nacional del Altiplano - Puno por permitirme seguir creciendo académicamente y en mi carrera profesional.

Primeramente agradezco a Dios sobre todas las cosas, que siempre me protegió e ilumino en los momentos más difíciles dándome fuerza para salir adelante, por permitirme seguir estando con vida y disfrutar de mis seres amados.

A los docentes que me formaron en este proceso, compartiendo sus conocimientos y sus experiencias Vividas en el campo profesional y laboral.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS.....	ii
ÍNDICE DE CUADROS.....	viii
INDICE DE FIGURAS	x
INDICE DE ANEXOS.....	xi
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCION	1

CAPÍTULO I**PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	4
1.2.1 Problema general.....	4
1.2.2 Problemas específicos.....	4
1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	5
1.3.1 Objetivo general.....	5
1.3.2 Objetivos específicos	5
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	5
1.5 LIMITACIONES DEL ESTUDIO.....	6
1.6 VIABILIDAD DEL ESTUDIO	6

CAPÍTULO II**MARCO TEÓRICO**

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
2.2 BASES TEÓRICAS.....	15
2.2.1 Estabilidad de taludes.....	15

2.2.1.1 El problema de la estabilidad de taludes	15
2.2.1.2 Definición de talud	16
2.2.1.3 Estabilidad de taludes.....	16
2.2.1.4 Obtención del factor de seguridad	17
2.2.1.5 Modificaciones en la geometría del talud.....	18
2.2.1.6 Definición de estabilidad.....	18
2.2.1.7 Procedimientos de análisis de estabilidad	19
2.2.1.8 Modelos de deslizamientos.....	20
2.2.1.9 Deslizamientos	20
2.2.1.10 Deslizamientos superficiales (creep)	21
2.2.1.11 Criterios para el diseño de los taludes.....	21
2.2.1.12 Teoría de los deslizamientos	22
2.2.1.13 Modelos de deslizamiento	22
2.2.1.14 Rotura planar	23
2.2.1.15 Deslizamiento plano o falla plana	24
2.2.1.16 Deslizamiento traslacional	25
2.2.1.17 Deslizamiento rotacional.....	25
2.2.1.18 Deslizamiento de escombros.....	26
2.2.1.19 Deslizamiento por bloques.....	27
2.2.2.1 Tipo por falla por deslizamiento superficial	27
2.2.2.2 Tipo de falla preexistente.....	28
2.2.2.3 Tipo de falla por movimiento del cuerpo del talud.....	28
2.2.2.4 Tipo de falla por flujo	29
2.2.2.5 Tipo de falla por erosión	29
2.2.2.6 Tipo de falla por licuación	30
2.2.2.7 Tipo de falla rotacional.....	30

2.2.2.8 Tipo de falla traslacional	33
2.2.2.9 Tipo de falla por superficies compuestas.....	34
2.2.2.10 Tipo de falla múltiple	34
2.2.3.1 Flujo de agua no paralelo a la superficie	34
2.3 GEOLOGÍA	36
2.3.1 Geología regional.....	36
2.3.2 Geología Local.....	37
2.4 FORMULACIÓN DE LAS HIPÓTESIS.....	40
2.4.1 Hipótesis principal.....	40
2.4.2 Hipótesis específicas	40
2.4.2 Variables a ser analizadas.....	41
2.4.2.1 Variable independiente (V.I.)	41
2.4.2.2 Variable dependiente (V.D.).....	41
2.4.3 Operacionalización de variables.	41
CAPÍTULO III	
METODOLOGÍA	
3.1 METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	42
3.1.1 Tipo de investigación	42
3.1.2 Diseño de la investigación	42
3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA	43
3.2.1 Población	43
3.2.2 Muestra.....	44
3.2.3 Fuente de recolección de datos.....	44
3.2.4 Media aritmética.....	44
3.2.5 La varianza y la desviación típica	45
3.2.6 Análisis de datos.....	45

3.3 ÁMBITO Y LUGAR DE ESTUDIO.....	45
3.3.1 Ubicación política.....	46
3.3.2 Ubicación geográfica	46
3.3.3 Accesibilidad.....	46
CAPITULO IV	
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	
4.1 CRITERIOS DE DISEÑO.....	48
4.2 ESTUDIO DE SUELOS.....	48
4.2.1 Investigación geotécnicas de campo y laboratorio.....	48
4.2.1.1 Prospección de campo	48
4.2.1.2 Trabajos de laboratorio.....	49
4.2.1.3 Perfil estratigráfico y consideraciones geotécnicas	50
4.2.2 Análisis y resultados de la toma de muestras.....	52
4.2.2.1 Análisis y resultados de la toma de la muestra C-01 morrena superior.....	52
4.2.2.2 Análisis y resultados de la toma de la muestra C-02 morrena media.....	58
4.2.2.3 Análisis y resultados de la toma de la muestra C-03 morrena inferior.....	63
4.3 DISEÑO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS BANCOS.....	68
4.3.1 Análisis y resultados de la toma de muestras.....	68
4.4 DISEÑO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS BANCOS.....	69
4.4.1 Análisis de los resultados para el diseño de bancos.....	69
4.4.2 Estabilidad de terrenos.	69
4.4.3 Metodología de análisis.	72
4.4.2 Plan de monitoreo de estabilidad física.	74
CONCLUSIONES	76

RECOMENDACIONES	77
BIBLIOGRAFÍA	78
ANEXOS	81

ÍNDICE DE CUADROS

1. Operacionalización de variables.....	41
2. Acceso a la concesión minera.....	47
3. Análisis granulométrico C-01.....	52
4. Límite líquido C-01	53
5. Límite plástico C-01.....	54
6. Índice de plasticidad (IP) C-01	54
7. Clasificación (S.U.C.S.) C-01	55
8. Clasificación de (AASHTO) ASTM-D3282 C-01	55
9. Contenido de humedad C-01	55
10. Gravedad específica C-01.....	56
11. Corte directo C-01	56
12. Resultados C-01.....	56
13. Análisis granulométrico C-02.....	58
14. Límite líquido C-02	59
15. Limite Plástico C-02	59
16. Índice de plasticidad (IP) C-02	59
17. Clasificación (S.U.C.S.) C-02	60
18. Clasificación de (AASHTO) ASTM-D3282 C-02.....	60
19. Contenido de humedad C-02	61
20. Gravedad específica C-02.....	61
21. Corte directo C-02.....	61
22. Resultados C-02.....	62
23. Análisis granulométrico C-03.....	63
24. Límite líquido C-03	64
25. Limite plástico C-03.....	64

26. Límite plástico C-03.....	64
27. Clasificación (S.U.C.S.) C-03	65
28. Clasificación de (AASHTO) ASTM-D3282 C-03.....	65
29. Contenido de humedad C-03	66
30. Gravedad específica C-03.....	66
31. Corte directo C-03	66
32. Resultados C-03.....	67
33. Resultados de análisis de estabilidad de taludes	71

INDICE DE FIGURAS

1. Rotura planar.....	24
2. Deslizamiento traslacional en suelo (a) y Deslizamiento traslacional en el contacto suelo-roca (b).....	25
3. Esquema que muestra la modalidad de deslizamiento rotacional.....	26
4. Cuña directa con grieta de tracción.....	27
5. Esquema que muestra la modalidad de deslizamiento de bloques.....	27
6. Ilustración del régimen de filtración a lo largo de un talud.....	35
7. Dirección arbitraria de flujo en las inmediaciones de un talud indefinido	35
8. Columna estratigráfica local de la zona del proyecto	40
9. Curva granulométrica C-01	53
10. Diagrama de fluidez C-01	54
11. Deformación tangencial C-01	57
12. Esfuerzo normal C-01	57
13. Curva granulométrica C-02	58
14. Diagrama de fluidez C-02.....	60
15. Deformación tangencial C-02.....	62
16. Esfuerzo normal C-02	62
17. Curva granulométrica C-03	63
18. Diagrama de fluidez C-03.....	65
19. Deformación tangencial C-03.....	67
20. Esfuerzo normal C-03	67
21. Datos obtenidos del análisis de estabilidad de taludes	70
22. Análisis de estabilidad de taludes	70
23. Datos obtenidos del análisis de estabilidad de taludes	71

INDICE DE ANEXOS

1. Las muestras tomadas en el laboratorio	82
2. Las muestras preparando la muestra para su análisis correspondiente	83
3. Muestras preparando la muestra para su análisis del contenido de humedad, límite plástico y límite líquido.....	84
4. Muestras preparando la muestra para su análisis al corte directo y gravedad específica	85
5. Cuando lo bancos eran mayores a 70 metros y después cuando los bancos tiene alturas de 10 y 12 metros	86
6. Resultados del laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería de Minas.....	87

RESUMEN

La presente investigación permitió identificar el fallamiento de los taludes del Proyecto San Antonio – María, ubicado en la zona de Vizcachani del Distrito de Ananea. De acuerdo a los antecedentes, debido a la inestabilidad año tras año viene causando interrupciones en el proceso de explotación como consecuencia de las precipitaciones que implica costos operativos. La existencia del potencial de fallamiento impuesta por las condiciones naturales como el relieve, precipitaciones y la calidad del terreno, detectó utilizando los criterios de la geotecnia. Se tomaron muestra de los suelos para determinar sus capacidades portantes, y de este modo se determinaron la altura de banco y los ángulos de talud que deben tener convenientes. Con los datos obtenidos se procesó con la ayuda del software especializado, dando como resultado una altura de banco de 10 metros con ángulo de talud de 75° y para altura de banco de 12 metros con ángulo de talud de 65° y con un factor de seguridad de 1.1, que lo consideramos aceptable.

Palabras clave: Estabilidad, Resistencia al corte, Suelos y Taludes.

ABSTRACT

The present research has allowed to identify the slopes faults of San Antonio - Maria Project, located in the Vizcachani of Ananea district. According to the background, instability, year after year, had caused interruptions in the exploitation process as a consequence of the precipitations, this implies arase in operating costs. The existence of potential faulting, which is imposed by natural conditions, such as tophografic profile, precipitation and terrain quality, was detected using the geotechnical criteria. Soils were sampled to determine their load bearing capacities, thus determining the bank height and slope angles that should be suitable. The obtained data was processed with the help of the specialized software, resulting in a bench height of 10 meters with slope angle of 75 ° and bench height of 12 meters with slope angle of 65 ° and with a Security factor of 1.1, which we consider acceptable.

Keywords: Resistance to cutting, Soils, Stability and Slopes.

INTRODUCCION

En la actualidad nuestro país es potencialmente minero y dentro de ella las minas de Ananea está administrada a cargo de las cooperativas mineras de la zona, las cuales, forman parte de del proyecto minero San Antonio y María y se encuentran representadas por la Central de Cooperativas Mineras de Ananea.

Las operaciones mineras en el proyecto minero San Antonio y María se realiza por varias etapas, una de ellas es la excavación del material morrénico con maquinarias pesadas en los tajos, en la cual se desarrolla en la mayoría de los casos. Para la extracción del material se hace uso de excavadoras y para el transporte se usan volquetes de 15 m³ de capacidad. En el tratamiento para la recuperación del mineral se usa monitores con altas presiones de agua.

En vista de que han ocurrido varios accidentes por deslizamiento y rotura de bancos, en muchas zonas del proyecto se trabajan con poca o sin una planificación adecuada, se ha visto por conveniente realizar una evaluación y un estudio geotécnico de los tajos del proyecto San Antonio y María. El trabajo consta de varios capítulos, los cuales se describen muy sucintamente.

El Capítulo I, comprende el planteamiento del problema, donde se hace hincapié de la necesidad de un diseño de banco con criterios geotécnicos, precisando los objetivos del trabajo.

El Capítulo II, comprende el marco teórico, donde se considera los antecedentes, las teorías referentes a la geotecnia, deslizamientos, aspectos geológicos, que nos permita plantear la hipótesis pertinente.

En el Capítulo III, trata sobre la metodología a seguir en el trabajo, tipo de investigación, aplicación de las técnicas estadísticas, los trabajos de campo.

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

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

Toma de muestra de material morrénico para su respectivo análisis en los laboratorios de mecánica de suelos, análisis de los resultados, resistencia al corte y diseño de los bancos.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En los procesos de explotación de los recursos mineros, en este caso, año tras año se vienen presentando problemas de inestabilidad de taludes en los frentes de minado, especialmente en la época de lluvias (enero, febrero y marzo), también por la altura de bancos que exceden los cuarenta metros de altura y por no contar con un ángulo de talud adecuado. Como consecuencia se genera inestabilidad de los taludes por efecto del proceso de explotación de los cortes y excavaciones, que traen consecuencias graves como deslizamiento de los taludes con consecuencias de pérdidas económicas, de tiempo en el proceso de explotación, daños a las maquinarias y al personal, todo esto por la falta de un estudio geotécnico y un mejor diseño de los bancos de las zonas potenciales de riesgo de inestabilidad del terreno.

El planteamiento en el contexto de la realidad es importante tener en cuenta en los tipos de suelos y su correcta clasificación, el estudio de inestabilidad provocada por el deslizamiento (traslación) sobre los frentes de minado, sin embargo los problemas generales se presentan por roturas globales , total o

parcialmente en bloques, entendiéndose por estas, aquellas cuya franjas o superficies de rotura tienen forma de curva, es frecuente encontrar en la zona de ángulos de taludes fuertes que sufren desestabilización por efecto del corte en los frentes de minado y aun siendo esta forma de deslizamiento lo encontramos como un problema importante en la práctica de la ingeniería de suelos y se encuentra todavía en sus primeras etapas de resolución lo que constituye un desafío para la investigación y es posible estudiar con los principios, métodos e hipótesis que se emplean en los suelos como por el método de equilibrio de límite o métodos tenso - deformaciones y con el criterio de Mohr - Coulomb, el recientemente uso de los programas informáticos han ayudado a mejorar los diseños de los bancos, dando un mejor factor de seguridad para los taludes.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Problema general

¿Cuál es el diseño adecuado de estabilidad de taludes para el nivel de resistencia al corte en el frente de minado del proyecto San Antonio y María-Ananea?

1.2.2 Problemas específicos

¿Cuál es el nivel de resistencia al corte en el frente de minado de los taludes en el proyecto San Antonio y María - Ananea?

¿Cuál es el factor de seguridad de los taludes en el frente de minado del proyecto San Antonio y María - Ananea?

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 Objetivo general

Determinar el diseño adecuado de estabilidad de taludes para el nivel de resistencia al corte en el frente de minado del proyecto San Antonio y María – Ananea.

1.3.2 Objetivos específicos

Identificar el nivel de resistencia de los taludes en el frente de minado del proyecto San Antonio y María – Ananea.

Determinar el factor de seguridad de los taludes en el frente de minado del proyecto San Antonio y María – Ananea.

1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La estabilidad de los taludes resultará ser una aproximación del estudio de grandes taludes en la zona de Vizcachani, a través de una correcta interpretación de los datos geológicos y geotécnicos que nos permita conocer la situación y característica de los distintos materiales para la interpretación y presentación de los resultados obtenidos, y así mismo la clasificación de suelos por el método SUCS que evalúan a qué tipo de suelos pertenecen, los distintos parámetros como son la resistencia a la compresión simple, compresión triaxial y el efecto del agua sobre los diferentes tipos de suelos.

En la aplicación del modelo geológico y geotécnico es muy importante en la zona detectar los accidentes principales, como el control de la estabilidad, las formas en las cuales se produce la rotura, el cual no soporta los esfuerzos a los que se encuentra sometidos, debido inicialmente a su propia debilidad por la filtración de aguas, intensa fracturación por efecto del peso y la voladura

realizada en la zona de estudio y lo que se asocia a deslizamientos menores y luego generalizándose en fallamiento a favor de superficies curvas atendiendo a la mecánica de modelo discontinuo o estado elástico del material .

1.5 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

El presente trabajo de investigación tiene algunas limitaciones como en temporadas de precipitación fluvial que influyen en los resultados de la investigación que no afectan su desarrollo; por lo cual consideramos que cumple los objetivos propuestos.

1.6 VIABILIDAD DEL ESTUDIO

El presente trabajo de investigación es viable en primer lugar porque hay necesidad de solucionar la estabilidad de los taludes de trabajo y por otro lado, por contar con los recursos económicos, conocimiento necesario, materiales, equipos y personal, tanto en campo como en gabinete, para la realización del proyecto de investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

En el caso del estudio de taludes, el corte está sujeto a fuerzas naturales que tienden a que las porciones de terreno sean próximos al deslizamiento, esto hace referencia al fallamiento como un proceso más o menos continuo y por lo general es lento el desplazamiento hacia la parte inferior que se presenta en la zona de Vizcachani.

El fenómeno de dinámica denominado *creep* suele involucrar grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transmisión brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles profundas y esto se puede observar en la zona indicada por saturación del terreno.

El desplazamiento probablemente se produzca por la combinación estacional de los antecedentes de falla en la zona Vizcachani, se puede indicar que el movimiento del cuerpo del talud ocurre con movimientos bruscos y que afectan a masas considerables de terreno probablemente por efecto de resistencia al corte del terreno produciéndose un fallamiento.

El propósito de la antecedencia es el cálculo de la estabilidad en las condiciones "ínsitu" que se presenta en primer lugar de conocer la resistencia media a corte a partir de los resultados de deslizamientos producidos y la otra condición es la de determinar el factor de seguridad que define la estabilidad del talud de acuerdo a la zona de su ubicación en la zona de estudio.

Según Da Costa (2004) Los fenómenos de inestabilidad superficial de taludes en suelos están asociados a degradación de las propiedades mecánicas de los suelos partir de la superficie por procesos (meteorización, etc). Y se plantea realizar un análisis numérico que consiste en simular la degradación del terreno mediante la formulación de elementos finitos.

Por otro lado, deben contemplarse los distintos sistemas de prevención y corrección de las inestabilidades que van desde la revegetación y el empleo de sistemas flexibles anclados que deben ser analizados en la investigación, también se debe caracterizar a la malla de refuerzo presentado especial atención a su comportamiento tensión – deformación y a su anisotropía.

Realizar el estudio de estabilidad global del talud a través de un sistema como el *soil – nailing* u otros favoreciendo la estabilidad superficial.

Caracterizar el comportamiento mecánico de la malla de refuerzo. Intentar llegar a definir el dimensionamiento de los sistemas mediante los análisis que se plantean (inclinación del talud, altura del talud, espesor de la zona superficial inestable, cohesión, ángulo de rozamiento interno, inclinación de los anclajes, separación entre anclajes, otros.).

Según Romero (2011) El origen de las fallas en los taludes es la variación de condición que sufren los bancos anualmente o derivado de los procesos constructivos.

Otros factores que contribuyeron a la falla de taludes son el riesgo de cultivos en la cresta de taludes, tuberías rotas, la ubicación de pozos de absorción los cuales producen infiltración creando presiones intersticiales.

Se puede decir que en el año 2008, particularmente en el tramo: Tecpán – Los Encuentros, el comportamiento de lluvia fue casi parejo, con la particularidad que los cortes en los taludes se acaban de llevar a cabo, lo que trajo consigo que los materiales que habían quedado sueltos derivados de los cortes y con las lluvias de ese año, se produjeran deslizamientos y derrumbes.

Si se evalúa la estabilidad de taludes para cualquier proyecto ya sea este de cualquier magnitud, una manera de trabajar es mediante la sectorización de la vía en zonas homogéneas, pero es un trabajo dispendioso que requiere contar con la participación de al menos un geólogo y un geotecnista experimentados.

Según Da Costa (2004) El estudio del tipo de suelos que se encuentra en la zona, requiere de la estabilización del talud, que permitirá determinar los parámetros necesarios para verificar la estabilidad con el fin de establecer medidas de control que garanticen el óptimo funcionamiento de las diferentes obras que se realizan durante su periodo de vida útil.

Debido a la cantidad y variedad de deslizamiento existentes en las diferentes zonas deslizamientos del talud, esto ocasiona pérdidas económicas, el deslizamientos de los taludes provoca el colapso total o parcial de la obra y es

necesario realizar una evaluación de los deslizamientos producidos en la zona con el fin de emprender una serie de análisis que nos permitan determinar soluciones viables e inmediatas que garanticen la estabilidad de los taludes.

Demostrar cuál es el estado de arte de la ingeniería geotécnica ante un problema relacionado con esta norma como es el deslizamiento de taludes y estabilización de los mismos.

Según Savedra (1999) El diseño del talud es una etapa muy importante, en la elaboración de un plano de explotación y de la vida misma de la mina, ya que da los límites con los cuales se debe trabajar, evitando accidentes y gastos por deslizamientos.

Dentro de los cálculos un factor muy importante es el correcto muestreo que se debe tener de la mina en la etapa de exploración, para no caer en errores, lo que produce gastos no programados, y conforme se avanza en la explotación se debe continuar con el muestreo y adicionalmente al conjunto de datos de la etapa de exploración.

Es más económico tener un sistema de drenaje y bombeamiento para trabajar con un talud sin agua, debido a la seguridad y disminución de estéril a retirar para estabilizar el talud. Sobre todo porque los mecanismos de ruptura se activan o incrementan su movimiento con la presencia de agua.

Según Baeza (1994) La existencia de peligros respecto a la rotura y movilidad, que ayudan a la mejor caracterización de las condiciones de estabilidad de las laderas y de este modo la peligrosidad potencial de la determinación de la peligrosidad de deslizamiento.

Establecer tipologías morfológicas y geométricas de los movimientos en masa de una amplia zona del Perineo Oriental utilizando como una base de datos para el análisis estadístico de los factores relativos a la estabilidad y evolución de las laderas como la preparación posterior de los mapas de susceptibilidad.

Implementar el análisis de la estabilidad y la estimación de la susceptibilidad a escala regional y los metodológicamente diferentes a los de un estado local.

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

Según Manrique (2010) La estabilidad de taludes del yacimiento aurífero epitermal de alta sulfuración: Pierina, menciona:

- Los deslizamientos preexistentes se reactivan, son dinámicas e inestables, producen constantes deslizamientos durante las operaciones mineras.
- La potencia promedio del material deslizado alcanza más de 100 m.
- La falla Roxana y las estructuras de cizalla buzcan hacia el lado sur, por lo tanto los fluidos mineralizantes provienen del lado sur, restringido por rocas de composición andesítica y flujos dómicos QFP, alcanza su máxima mineralización y diseminación en tobos de composición ácida.
- Todo material ubicado sobre la paleo superficie Lupe, tiene un comportamiento de roca blanda o suelo, por lo tanto los estudios y análisis posterior debe ser como tal; por ejemplo, un análisis estructural o micro tectónico no sería aplicable, porque todo el material está movido por deslizamientos formaciones de talud y actuales provocados por las

operaciones mineras; mientras tanto, para los materiales ubicados debajo de la paleo superficie, debe ser considerado para rocas muy fracturadas.

Según Romero (2011) El origen de las fallas en los taludes es la variación de condición que sufren los bancos anualmente o derivado de los procesos constructivos de las vías y accesos.

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 puede decir que en el año 2008, particularmente el comportamiento de lluvia fue casi parejo, con la particularidad que los cortes en los taludes se acaban de llevar a cabo, lo que trajo consigo que los materiales que habían quedado sueltos derivados de los cortes y con las lluvias de ese año, se produjeran deslizamientos y derrumbes.

Si se evalúa la estabilidad de taludes para cualquier proyecto ya sea este de cualquier magnitud, una manera de trabajar es mediante la sectorización de la vía en zonas homogéneas, pero es un trabajo dispendioso que requiere contar con la participación de al menos un geólogo y un geotecnista experimentados.

Según De León (1988) La experiencia ha demostrado que durante el periodo de 1ra construcción la probabilidad de fallas es menor que al terminar las construcciones de vías, accesos, bancos y desde luego, las primeras son de carácter mucho menos catastrófico; sin embargo, es común que las presiones neutrales alcancen en la construcción valores mayores que en el inicio o subsecuente. Por la primera razón, en esta etapa del análisis cabe ser

relativamente altas; por la segunda, el análisis debe realizarse siempre. Este tipo de análisis ha demostrado ser especialmente necesario en los terrenos de suelos blandos.

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

Según Romero (2011) En el país no se cuenta con métodos estandarizados para evaluar la inestabilidad de los taludes.

Debido a la poca experiencia que se tiene en el país sobre fallas en taludes, rellenos, laderas, etc., y al cambio significativo del clima, se notó un aumento en los problemas de inestabilidad de taludes, en el proyecto en mención, en virtud de tal situación, se implementó empíricamente un procedimiento para identificar las posibles causas de fallas de los taludes y así realizar trabajos tanto preventivos como correctivos adecuados a cada talud.

Según Espinoza (2013) El contenido de agua presente en la masa del suelo contribuye a la disminución de la estabilidad de taludes, ya que saturan los

suelos disminuyendo la cohesión de sus partículas. Esto es observable en la marcada diferencia del factor de seguridad entre el estado de carga final de construcción y operación. En el primer caso, donde no hay incremento de humedad en el cuerpo del terraplén se tiene taludes más seguros debido a que la cohesión del cuerpo de la presa no se ve afectada.

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

Según Granados (2006), la solución adoptada en este proyecto propone una solución integral al problema de estabilidad global y vegetación de la Costa Verde; sin embargo, soluciones de este tipo representan montos elevados, por lo que se estimó necesario realizar el presupuesto del proyecto para poder tener un orden de magnitud del costo en caso se realicen obras de este tipo. En el siguiente capítulo se calcula el presupuesto.

Luego de ejecutar el movimiento de tierras será necesario la colocación de tierra vegetal para favorecer el crecimiento de césped que controle la estabilidad local (caída eventual de piedras) y represente una solución paisajísticamente atractiva. Según el análisis realizado, una solución para estabilizar la capa de 0.15m de terreno vegetal será la aplicación de geomallas y geomantas para la mejor adaptación del césped.

Según Candela (2012) Para poder obtener una interpretación más certera de ambos sistemas constructivos en el aspecto económico, es recomendable

realizar una comparación en términos de costos totales cuando hay variabilidad en la altura del muro.

En el tercio inferior de la altura para un muro de contención, se recomienda colocar una mayor densidad de refuerzos. Para tierra armada, colocando escamas (cinco arranques para plenita). Para Terramesh System, colocando cestas de 0,5 m de altura.

Cuando se trate de obras en las que se exijan que los tiempos de ejecución sean cortos, se recomienda tierra armada por su alto rendimiento respecto al Terramesh System.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 Estabilidad de taludes

2.2.1.1 El problema de la estabilidad de taludes

Según Moller (2011), el problema de la inestabilidad de taludes puede ser abordado desde distintos aspectos. Cuando se habla de estabilidad, se trata de encontrar la altura crítica del talud o la carga de colapso aplicada sobre una porción del talud, para una geometría y características de suelo dados. Evaluar la estabilidad de un talud implica un estudio en el cual se debe considerar el tipo de suelo que se tienen y otros eventos: caracterizar la resistencia del suelo, establecer el perfil del talud así como las condiciones de filtración y agua, seleccionar una superficie de deslizamiento o falla y calcular su factor de seguridad, finalmente, a partir de este factor de seguridad (el cual se elige en base al destino del talud) se deberá determinar la superficie de falla crítica.

2.2.1.2 Definición de talud

Según De Matteis (2003), se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda que el talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coinciden los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural (desmontes), en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.

2.2.1.3 Estabilidad de taludes

El principal problema que se plantea a la hora de proyectar cualquier tipo de explanación es asegurar la estabilidad de sus taludes, ya que las características resistentes de ese suelo de nada servirán si se producen continuos deslizamientos que pongan en peligro la funcionalidad de la carretera a la que sirven de soporte.

Parece claro que la estabilidad de un talud depende tanto de su geometría pendiente y altura como de las características Intrínsecas del propio suelo que conforma el ángulo de rozamiento interno y cohesión y que definen su resistencia a cizalla.

En este sentido, un suelo sin cohesión por ejemplo, una arena limpia y seca será estable siempre y cuando su ángulo de rozamiento Interno (q) sea superior al ángulo que forma el talud con la horizontal (P). En suelos cohesivos este valor aumenta, dado que a la fuerza de rozamiento interno que se opone al movimiento se suma la producida por la cohesión entre las partículas del suelo. (Bañon, 2000).

2.2.1.4 Obtención del factor de seguridad

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

El factor de seguridad general se define en concordancia con el método de elementos finitos para estabilidad de taludes descrito por Kulhawy (1969), y se expresa como la relación entre la suma de la resistencia incremental de la fuerza cortante S_r , y la suma de la fuerza movilizadora al corte, S_m , a lo largo de la superficie de falla: (Beneyto, Gutierrez, Mroginska, Di Radoa y Awruchb, 2011)

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

2.2.1.5 Modificaciones en la geometría del talud

Esta es una de las actuaciones más económicas en la estabilización de taludes, cuando es posible, ya que al fin y al cabo, una vez producido el movimiento, es muy frecuente tener que acudir con maquinaria de movimiento de tierras para retirar el terreno deslizado.

Suavización de pendiente. Es un principio básico y casi intuitivo que, en un terreno homogéneo con cohesión, el coeficiente de seguridad disminuye a medida que aumentan la pendiente o la altura del talud. Por lo tanto, cuando se desea aumentar el grado de seguridad, se intenta diseñar taludes menos altos y más suaves.

El efecto de la suavización de pendiente se complica en cierta medida cuando se trata de excavar un desmonte en una ladera de fuerte pendiente. En estas circunstancias el retaluzado, que tiende a aumentar el coeficiente de seguridad, implica directamente un aumento de la altura del talud, que a su vez tiende a reducirlo. (Ortuño, 2004)

2.2.1.6 Definición de estabilidad

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la ruptura del material o deslizamiento del material. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se

sostenga el tiempo necesario sin caerse. Este es el centro del problema y la razón de estudio.

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en “problemas de estabilidad de taludes”, pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquél al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más empinado. (De Matteis, 2003)

2.2.1.7 Procedimientos de análisis de estabilidad

El estudio de la estabilidad de un talud considera la determinación de un factor de seguridad al deslizamiento. Para esto es necesario conocer los parámetros tanto geométricos del talud, como geotécnicos del material que compone el talud. Una vez determinada la cinemática de falla del talud, el siguiente paso es realizar un análisis de estabilidad utilizando el método del equilibrio límite para comparar las fuerzas resistentes, con las fuerzas que actúan a favor del movimiento. Conocido el rango o diferencia entre estos dos grupos de fuerzas se podrá establecer el factor de seguridad para la estabilidad del talud. (Sobarzo, Villalobos y King, 2011).

2.2.1.8 Modelos de deslizamientos

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

El ingeniero sueco Pettersson, tras estudiar con detenimiento este problema, concluyo que el deslizamiento de un suelo se produce a lo largo de una superficie de curvatura variable, que posteriormente asimilo a un arco de circunferencia dada su mayor simplicidad de cálculo, En honor a la nacionalidad de su descubridor, estas superficies de rotura reciben el nombre de círculos suecos. (Bañon, 2000).

2.2.1.9 Deslizamientos

Se denomina deslizamiento a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia fuera de toda la masa que participa del mismo.

Los deslizamientos pueden producirse de distintas maneras, es decir en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente, etc. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud. Sin embargo existen otros casos donde la falla se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales debido a filtraciones de agua, etc. (Muelas, 2005)

Los tipos de fallas más comunes en taludes son:

- Deslizamientos superficiales (*creep*).
- Movimiento del cuerpo del talud.
- Flujos.

2.2.1.10 Deslizamientos superficiales (*creep*)

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo. Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo, y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales.

Según De Matteis (2003). Existen dos clases de deslizamientos: el estacional, que afecta solo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones terminas o por humedecimiento y secado, y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, solo se puede atribuir el efecto gravitacional. El primero en mayor o menor grado siempre existe, variando su intensidad según la época del año; en cambio el segundo los movimientos son prácticamente constantes.

2.2.1.11 Criterios para el diseño de los taludes

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

Los aspectos más importantes que afectan la seguridad en los frentes y operaciones son los siguientes: (Santamarta, 2003)

Caída o deslizamiento de rocas sueltas.

- Colapso parcial de un banco.
- Colapso general de un bordo de la cantera.

2.2.1.12 Teoría de los deslizamientos

En la actividad de construcción de obras viales tal como es el proyecto (Tecpán, Los Encuentros), regularmente se enfrenta el problema de experimentar deslizamientos de laderas o taludes; ya sea en formaciones naturales o, en partes de obras construidas; de tal forma que, se puede argumentar que los deslizamientos en general, pueden ocurrir en formaciones topográficas naturales y las provocadas por la acción de construcción de proyectos de infraestructura.

Es importante entonces, definir un marco de referencia lógico que sirva a los profesionales que desarrollan actividades en el ámbito vial de la República de Guatemala; considerando que la base teórica para el análisis de ingeniería de los deslizamientos es conocida y practicada por el sector profesional mencionado. (Escobar, Valencia, 2012)

2.2.1.13 Modelos de deslizamiento

El deslizamiento de un talud se produce por la rotura y posterior desplazamiento de una cuña de suelo a lo largo de un plano de debilidad, lo que ocasiona un desmoronamiento total o parcial de dicho talud. Las causas que producen este deslizamiento son muy

diversas filtraciones de agua, vibraciones, socavaciones 1o que hace difícil su encuadre analítico.

El ingeniero sueco Pettersson, tras estudiar con detenimiento este problema, concluye que el deslizamiento de un suelo se produce a lo largo de una superficie de curvatura variable, que posteriormente asimilo a un arco de circunferencia dada su mayor simplicidad de cálculo, en honor a la nacionalidad de su descubridor, estas superficies de rotura reciben el nombre de óculos suecos. (Bañon, 2000)

2.2.1.14 Rotura planar

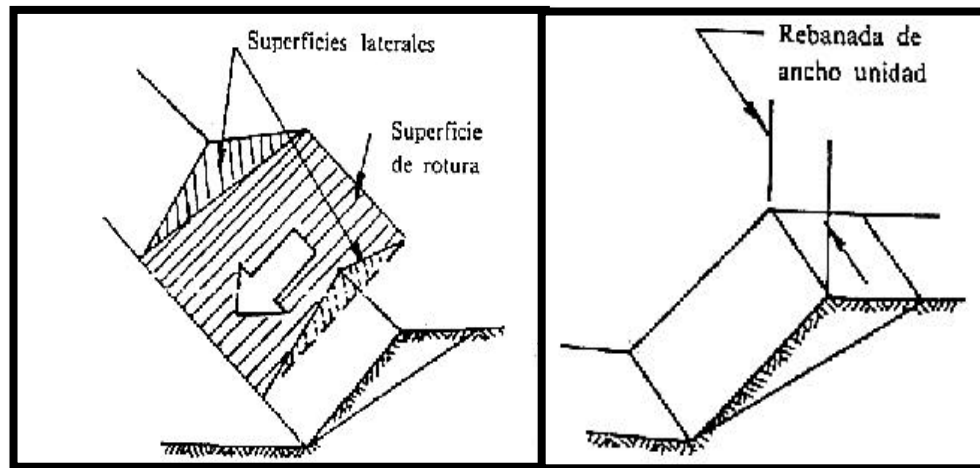
Se llama rotura planar o plana a aquella en la que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana.

Es la más sencilla de las formas de rotura posibles y se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud. Frecuentemente se trata de fallas que interceptan al talud.

También puede producirse en terrenos granulares en los que, entre dos terrenos de buenas características resistentes, se intercala un estrato de poco espesor de material con menos resistencia.

Este tipo de rotura no es muy frecuente, ya que deben darse las dos condiciones siguientes:

Los rumbos o trazas horizontales del plano del talud y del plano de deslizamiento deben ser paralelos o casi paralelos, formando entre sí un ángulo máximo de 20°. (Herrera, 2000). Ver Figura 1.

Figura 1. Rotura planar

Fuente: Herrera (2000).

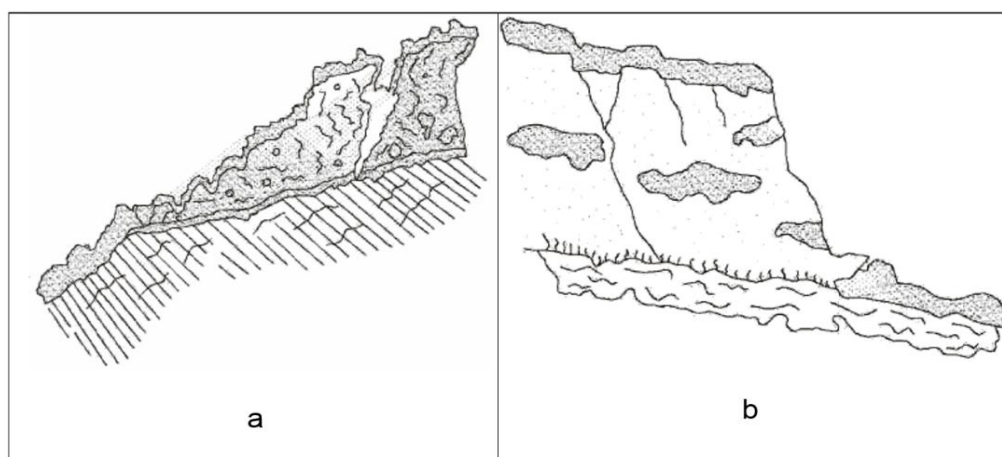
2.2.1.15 Deslizamiento plano o falla plana

La falla plana se produce a favor de la superficie preexistente, que puede ser una estratificación, una junta tectónica, una falla u otro tipo de discontinuidad. Este deslizamiento se puede producir a lo largo de una superficie plana. Hoek & Bray (1981) establecen las condiciones cinemáticas y mecánicas que deben cumplirse para que se produzca este tipo de falla. Primero, la superficie de falla corresponde a un plano continuo que debe tener un rumbo paralelo o casi paralelo a la superficie del talud, sin diferir en más de $\pm 20^\circ$. Segundo, la superficie de falla debe buzarse hacia el exterior del talud, es decir, el buzamiento de la superficie de falla ψ , debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud ϕ . Tercero, el buzamiento de la superficie de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción en este plano, en el caso de no haber cohesión. Y cuarto, las superficies laterales que separan el plano deslizante deben tener una resistencia despreciable frente al conjunto talud y plano de falla. (Perez, 2005)

2.2.1.16 Deslizamiento traslacional

En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia fuera y abajo, a lo largo de una superficie plana o suavemente ondulada, con pequeños movimientos de rotación. Ver Figura 2.

Figura 2. Deslizamiento traslacional en suelo (a) y Deslizamiento traslacional en el contacto suelo-roca (b)



Fuente: Villalobos et al (2011).

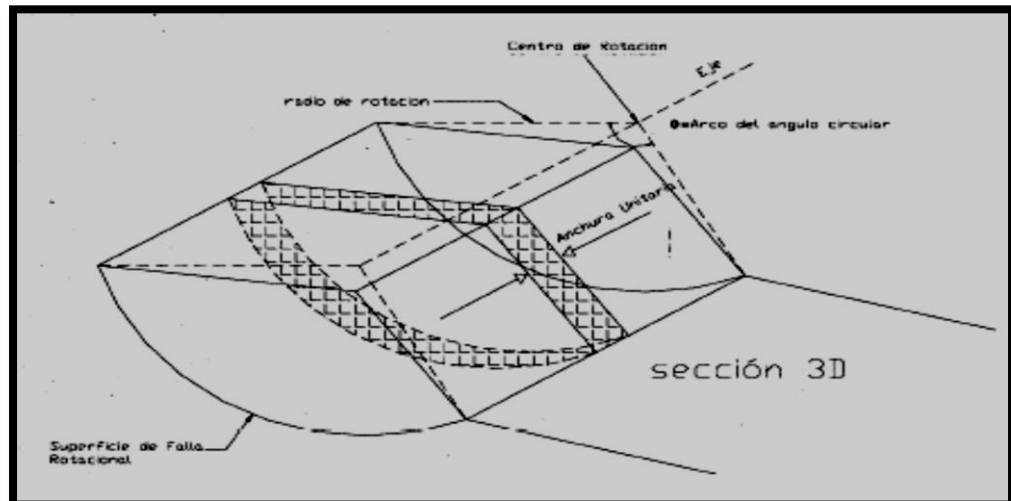
Según Riaños (2012) Comúnmente el movimiento de la masa (material) deslizada hace que ésta quede sobre la superficie original del terreno. Los deslizamientos traslacionales están controlados por discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasas, fallas, etc.), influyendo la variación de la resistencia al corte entre estratos de diferentes naturaleza, diferente grado de meteorización, distintos tipos de relleno en discontinuidades, etc. Generalmente se desarrollan en macizos rocosos, con discontinuidades bien marcadas.

2.2.1.17 Deslizamiento rotacional

El caso más común de deslizamiento rotacional, se da en taludes de suelos arcillosos homogéneos o de roca finamente triturada. En este

tipo de material, se forman grietas de tensión que generan planos de deslizamiento en forma de cuchara con superficie cóncava hacia arriba (Ver Figura 3). En los deslizamientos, el movimiento es más o menos rotacional sobre un eje que es paralelo al talud. (Herrera, 2000).

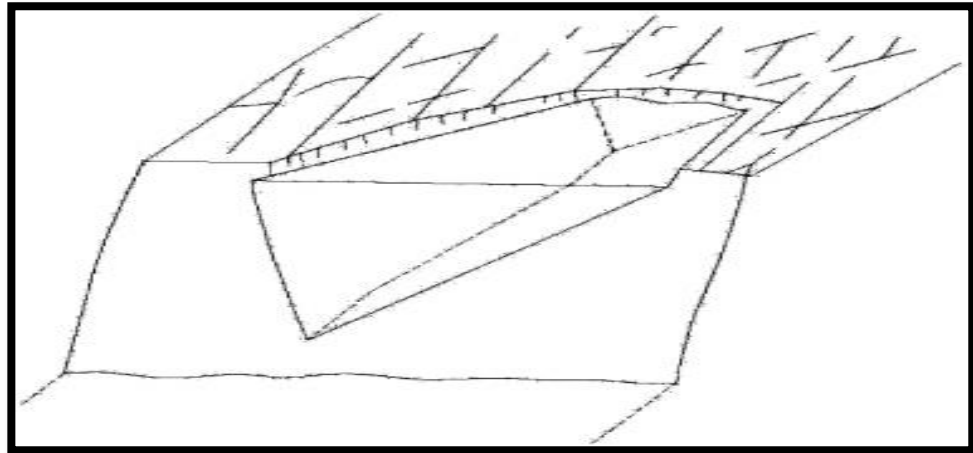
Figura 3. Esquema que muestra la modalidad de deslizamiento rotacional



Fuente: Herrera (2000).

2.2.1.18 Deslizamiento de escombros

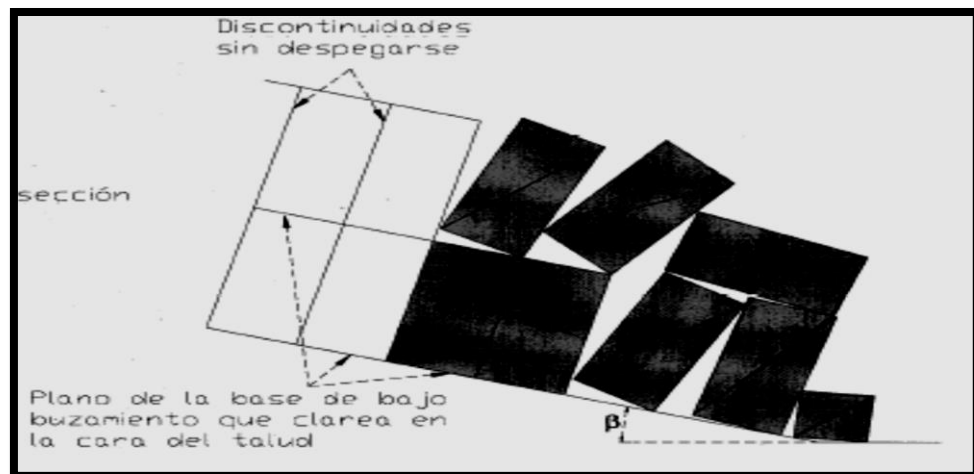
En los deslizamientos de escombros, una masa de suelo o mezcla de suelo y fragmentos de roca se mueven como una unidad a lo largo de superficies planas con alta inclinación. Estos deslizamientos ocurren de manera progresiva y pueden convertirse en avalanchas o flujos (Ver Figura 4). Las principales causas de deslizamientos de escombros son el incremento de las fuerzas de filtración y la inclinación del talud. Así como lo demuestran los controles de lluvia que se llevan de acuerdo a registros y a la ocurrencia de este tipo de deslizamiento es común en suelos residuales y depósitos coluviales que reposan sobre una superficie de roca. (Romero, 2011).

Figura 4. Cuña directa con grieta de tracción

Fuente: Romero (2011).

2.2.1.19 Deslizamiento por bloques

El deslizamiento por bloques ocurre cuando el vector de peso de un bloque de roca que descansa en un plano inclinado cae afuera de la base del bloque. Herrera (2000) Ver Figura 5.

Figura 5. Esquema que muestra la modalidad de deslizamiento de bloques

Fuente: Herrera (2000).

2.2.2.1 Tipo por falla por deslizamiento superficial

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie

inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe.

Según Watson (2005) El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero por una serie de efectos notables, tales como inclinación de los árboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraízan, movimientos relativos y rupturas de bardas, muros etc.; acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas.

2.2.2.2 Tipo de falla preexistente

En muchos taludes naturales se encuentra en movimiento hacia abajo una costa importante del material; producido por un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, que llega muchas veces a producir una verdadera superficie de falla.

Estos movimientos, a veces son tan lentos que pasan inadvertidos.

2.2.2.3 Tipo de falla por movimiento del cuerpo del talud

En contraste con los movimientos superficiales lentos, pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo.

Estos fenómenos reciben comúnmente de deslizamiento de tierras. Dentro de estos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; estas son las

fallas llamadas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo de talud o en su terreno de cimentación. Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie. (Flores, 2003)

2.2.2.4 Tipo de falla por flujo

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso. La superficie de deslizamiento o no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente breve; es también frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

Según Watson (2005) El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas; son frecuentes los flujos en lodo.

2.2.2.5 Tipo de falla por erosión

Estas también son fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuando más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme. Desde el punto de

vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atenúan grandemente si se las aplica con cuidado. (Sobarzo, et al 2011)

2.2.2.6 Tipo de falla por licuación

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante.

Según Gavilanes (2003) Estas fallas ocurren en arcillas extra sensitivas y arenas poco compactas, las cuales, al ser perturbadas, pasan rápidamente de una condición más o menos estable o una suspensión, con la pérdida casi-total de la resistencia al esfuerzo cortante. Las dos causas que puede atribuirse esa pérdida de resistencia son: incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y desarrollo de la presión de poros correspondiente, y por el desarrollo de presiones elevadas en el agua intersticial, quizás como consecuencia de un sismo, una explosión, etc. En Venezuela existen arenas con estas características al sur del Lago de Valencia, en Guigue

2.2.2.7 Tipo de falla rotacional

Se describe ahora los movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo de talud,

interesando o no al terreno de cimentación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan material. La resistencia que se debe considerar en cada caso particular es una cuestión importante que se tratará por separado en páginas subsecuentes de este capítulo; por el momento, basta decir que la resistencia que se supone superada al producirse falla rotacional es generalmente la resistencia máxima.

Así pues, en el interior del talud existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla. Estos movimientos son típicos de los cortes y los terraplenes de una vía terrestre.

Las fallas del tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de fallas identificables con superficies cilíndricas o conoidales cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia por lo menos con razonable aproximación; la cual, como se verá, resulta muy conveniente en el momento en que se desee establecer algún modelo matemático de falla que permita un cálculo numérico, o pueden adoptar formas algo diferentes, en la que por lo general influyen la secuencia geológica local, el perfil estratégico y la naturaleza de los materiales.

Desde luego las fallas rotaciones de formas circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo

comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor (hablando sólo lo mismo, sin considerar el terreno de cimentación), cuanto más escarpado sea aquél.

Las fallas rotacionales circulares pueden ser de cuerpo de talud o de base; las primeras se desarrollan sin interesar al terreno de cimentación en tanto que las segundas se desarrollan parcialmente en él.

Al ocurrir las fallas circulares pueden afectar a masas muy anchas, en comparación con las dimensiones generales superficies cilíndricas, o pueden ocurrir en forma conoidal, con un ancho pequeño comparado. Con su longitud.

Las fallas rotacionales de forma distintas a la circular típica parecen estar asociadas sobre todo a arcillas sobre consolidadas, que se presentan en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, por influencia de la estratificación o por otras causas que se reflejan en discontinuidades o en desorden estructural en el talud. Son, por lo tanto, típicas de cortes. Ocurren siempre acompañadas de gran fragmentación de los materiales involucrados.

La forma de la superficie de falla, que es siempre curva en estos casos, solo idealizada mentalmente se puede considerar circular o formada por lo menos en parte por arcos de circunferencias.

En realidad está influida por fallas, juntas, contactos y otras discontinuidades de los materiales. Este hecho es especialmente notable en suelos residuales. (Candela, 2012)

2.2.2.8 Tipo de falla traslacional

Estas fallas por lo general consisten en movimientos trasnacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de fallas básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos pocos resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por dos cantiles, por lo general formados por agrietamientos.

Los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poros en el agua contenidas en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (Acuíferos). En este sentido las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias en la región.

Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos productos de meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobre carga impuesta por un terraplén construidos sobre la ladera. En esta falla el movimiento ocurre casi sin distorsión.

Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación dando lugar a superficies de fallas compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares. (Reynares, 2004)

2.2.2.9 Tipo de falla por superficies compuestas

En general, estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud.

En general es el predominio de las partes circulares o planas el que sirve para clasificar la falla como rotacional o traslacional, quedando la categoría de fallas compuestas para los casos en que ambas curvas se reparten más o menos por igual.

Las fallas compuestas suelen producir la distorsión de los materiales, que es típica de las fallas circulares. (Alva, 2005)

2.2.2.10 Tipo de falla múltiple

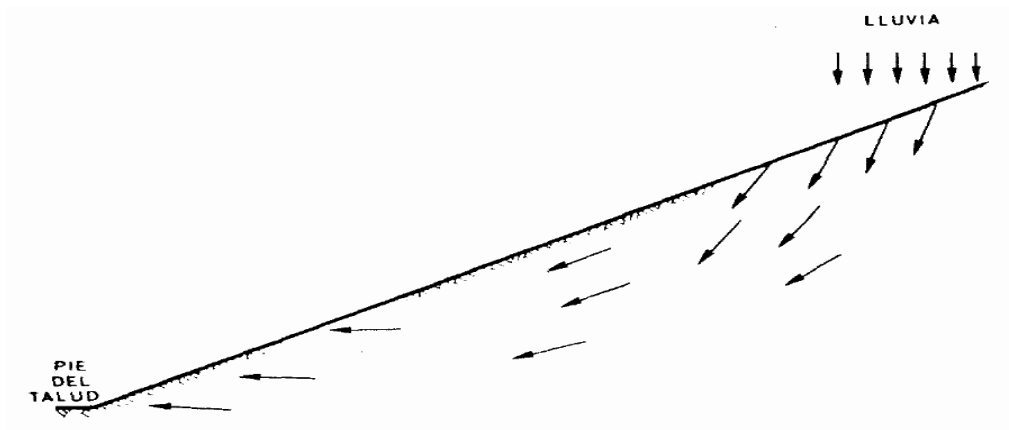
Se trata ahora de estudiar aquellas fallas que se producen con varias superficies de deslizamientos, sean simultáneas o en rápida sucesión. Conviene distinguir las fallas sucesivas y las regresivas. Ambas son comunes en los taludes naturales en las que se practica un corte. (Alfaya, 2012)

2.2.3.1 Flujo de agua no paralelo a la superficie

El flujo que se pueda establecer en un talud o ladera no es necesariamente paralelo a la superficie. Puede ocurrir que en determinadas zonas, sometidas a infiltración, el flujo se dirija hacia el

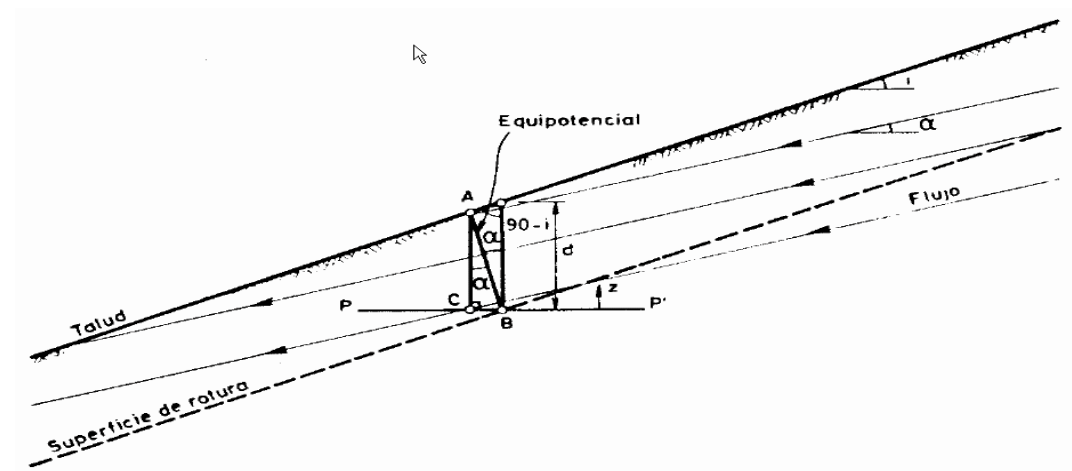
interior del terreno. Por el contrario, en el pie del talud el flujo emerge hacia la superficie, dándose de nuevo componentes no nulas de la velocidad de filtración perpendiculares a la ladera (Ver Figura 6 y 7). El caso de flujo paralelo a la superficie, ya analizado, puede corresponder a zonas intermedias del talud. Interesa conocer el efecto de flujos no paralelos a la superficie sobre el coeficiente de seguridad. (Herrea, 2000)

Figura 6. Ilustración del régimen de filtración a lo largo de un talud



Fuente: Herrera (2000).

Figura 7. Dirección arbitraria de flujo en las inmediaciones de un talud indefinido



Fuente: Herrera (2000).

2.3 GEOLOGÍA

2.3.1 Geología regional

Regionalmente las estructuras más sobresalientes corresponden a rocas Pelíticas - Pizarrosas más antiguas constituidas por Pizarras y Cuarcitas de coloraciones Gris Blanquecinas, del Paleozoico Inferior (SD-Sa), Suprayaciendo a esta y en contacto fallado inversamente, se encuentran Areniscas Cuarzosas muy subordinadas y Pizarras de textura Criptocristalina con coloraciones Gris Azuladas (Formación. Ananea) marcadas por un metamorfismo Epizonal, como resultado de la superposición de tres cadenas, Eohercínica (Paleozoico inferior) Tardihercínica (paleozoico superior) y Andina (Cretáceo) en general forman aureolas de contacto con cuerpos intrusivos Pérmico- Triásicos. (Proyecto San Antonio y María IGAC 2014)

Más al sur se encuentran suprayaciendo en continuidad, afloramientos del Paleozoico Superior, caracterizados por una secuencia Clástica, Samítica – Pelítica 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 Pelíticas-Samíticas- Calcáreas, con coloraciones verde- grisáceos de morfología suave y abrupta (Grupo Tarma) Newell (1946). Al oeste y al sur se presentan algunos afloramientos escarpados de secuencias Calcáreo- Pelíticas de superficie Kárstica que está dada por calizas con coloraciones gris clara a gris oscuras. Calizas Silicificadas y Dolomítizadas, Limoarcillitas calcáreas de color gris correspondientes al grupo Copacabana del Pérmico Inferior. (Proyecto San Antonio y María IGAC 2014)

El paleozoico superior está caracterizado por una secuencia sedimentaria-vulcano clástica de origen continental que ha dado lugar a morfologías muy abruptas de dos litofacies una conglomerádica a brecha sedimentaria y otra volcánica de carácter Ígneo Efusivo de coloraciones rojizas , violáceas que tipifican las capas rojas correspondiente al grupo Mitu.

El Mesozoico está representado por secuencias continentales y marinas cuyos afloramientos se caracterizan mayormente por areniscas de grano medio a fino de coloración blanquecina con algunos niveles rosáceos en capas rojas bien estratificados además de la presencia de calizas bituminosas de coloración gris blanquecinas del Grupo Moho.

Durante el Mioceno y Plioceno se presentaron eventos volcánicos efusivos de carácter Acido correspondientes a la formación Quenamari y relacionados a la formación Picotani, de periodos relativamente cortos

Mientras que en periodos Plioceno y Pleistoceno se formaron depósitos poco consolidados polimícticos sub angulosos a sub redondeados mal clasificados con presencia de matriz limosa, y caracterizados por Lodolitas y Areniscas gruesas de rasgos heterogéneos de diferentes etapas de glaciación cuaternaria que forman lenticulos en algunos casos durante sus direcciones de flujo glaciario a esta formación se le denomina como formación Arcoaja. Que junto a sus depósitos glaciares y fluvioglaciares ocupan en gran parte la depresión longitudinal de Cojata, Ananea y Crucero.

2.3.2 Geología Local

Ananea se encuentra dentro de una subunidad morfo estructural denominada depresión de Crucero-Ananea, la cual forma parte de la unidad

morfo estructural del altiplano y se encuentra ubicada entre la cordillera oriental y la pre cordillera de Carabaya. La depresión originada por un juego de fallas longitudinales de rumbo nor oeste, de edad post Miocénica y rellenada posteriormente por depósitos glaciares, fluvioglaciares, aluvionales y fluviales.

Localmente el área de influencia comprende las siguientes unidades litoestratigráficas.

Formación Ananea (SD-a).- Esta unidad corresponde al basamento Paleozoico de la zona, está caracterizada por la presencia de estructuras de trama pizarrosa y filitas las cuales se evidencian como producto de una esquistosidad de flujo; son de coloración negra a gris con presencia de FeO_3 . Las cuarcitas de coloraciones gris blanquecinas a rosáceas están compuesta por silice debido a su alta dureza. La estructura más sobresaliente es el cerro Chosicanipata de trama pizarrosa cuya superficie expuesta a la intensa meteorización de la zona se encuentra escarpada y cubierta de till en algunas superficies de laderas del distrito de Ananea. Esta formación constituye el límite de mineralización glaciofluvial.

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; su litología está compuesta de areniscas arcósicas feldespáticas de coloraciones rosáceas no se ha evidenciado presencia de algún tipo de mineralización en las zonas sin embargo existe la

presencia de cuarzo blanquecino relleno en sus microfracturas además de FeO_3 .

Formación Arco-Aja. (Q- aj).- constituida por un miembro inferior de sedimentos palustres caracterizados por estratos de coloración gris amarillenta intercalados de sedimentos gruesos y finos y un miembro superior aluvial y conglomerádico posiblemente de facie lacustre. Localmente se encuentra supra yaciendo a la formación Ananea bajo una discordancia Cuaternaria limitado por fallas con escalonamiento hacia el Oeste.

Esta formación en gran mayoría se encuentra emplazada en la parte este de la cuenca Ananea su altura máxima es 4900 m.s.n.m. La superficie que presenta es ondulada producto de la abrasión y flujo glaciar.

Su litología presenta cuatro etapas de flujo y sedimentación las cuales son:

Una secuencia inferior de coloración gris oscuro que se componen de sedimentos (agregados de meta sedimentos pizarrosos, y limos, cuya potencia es variable de acuerdo a sus corrientes de flujo, esta se encuentra en el piso final la hipótesis es que se trata de la roca madre ya alterada cuyo interés económico es en algunos casos importante.

La segunda secuencia trata de sedimentos pardo amarillentos a grisáceos. Los sedimentos son cuarcitas, pizarras, intercalados de material fino loess, lodolitas de potencia variable de alto interés económico.

La tercera secuencia trata de material grisáceo con altos contenidos de *drumlim* o barro glacial su importancia económica es relativa debido a que además se presenta una pequeña capa de FeO₃. Ver Figura 8.

La cuarta etapa presenta potentes secuencias de *drumlims*, intercalados de lodolitas cuya coloración es gris clara no presenta importancia económica.

Figura 8. Columna estratigráfica local de la zona del proyecto

COLUMNA ESTRATIGRAFICA			
ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOSTRATIGRAFICAS
CENOZOICA	Cuaternario	Holoceno	Aluviales Q - al Morrenas Q - m
		Plioceno	Fm. Arco Aja Np - aj
PALEOZOICO	Carbonífero	Pensilvaniano	Gpo. Tarma Cs - t
		Misisipiano	Gpo. Ambo Ci - a
	Siluriano	Devoniano	Fm. Ananea SD - a
	Ordoviciano	Caradociano	Fm. Sandia Os - s

Fuente: Proyecto San Antonio y María IGAC (2014)

2.4 FORMULACIÓN DE LAS HIPÓTESIS

2.4.1 Hipótesis principal.

Conociendo el nivel de resistencia al corte en el frente de minado del proyecto San Antonio y María – Ananea nos permitirá hacer un diseño de talud estable.

2.4.2 Hipótesis específicas

Determinando el nivel resistencia al corte del material morrénico, permitirá diseñar la altura y ángulo del talud.

Conociendo las variables de diseño para el talud, nos permitirá determinar el factor de seguridad del talud en el frente de minado.

2.4.2 Variables a ser analizadas

2.4.2.1 Variable independiente (V.I.)

Nivel de resistencia al corte en el frente de minado del proyecto San Antonio y María - Ananea.

2.4.2.2 Variable dependiente (V.D.)

Diseño de talud estable de en el frente de minado del proyecto San Antonio - Maria – Ananea.

2.4.3 Operacionalización de variables.

Cuadro 1. Operacionalización de variables

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	CATEGORÍAS	ÍNDICES	INSTRUMENTOS
V.I. Nivel de resistencia al corte en el frente de minado del proyecto san Antonio y Maria - Ananea.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Resistencia al corte. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Fricción. ▪ Fricción residual y fricción máxima. ▪ Compresión simple. ▪ Cohesión. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Causas geológicas. ▪ Causas morfológicas. ▪ Causas físicas. ▪ Causas humanas. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ kN/m². ▪ kg/m³. ▪ TM/m³ 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Trabajos de laboratorio. ▪ Trabajos de gabinete.
V.D. Diseño de talud estable de en el frente de minado del proyecto San Antonio - Maria – Ananea.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Estabilidad de taludes. ▪ Elementos del talud 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Coeficiente de seguridad. ▪ Base. ▪ Corona. ▪ Talud. ▪ Pie. ▪ Base firme. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Buena ▪ Regular ▪ Mala 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Resistencia al corte ▪ FS 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Equilibrio ecuaciones. ▪ Trabajos de laboratorio.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA.

3.1 METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1.1 Tipo de investigación

El tipo de investigación es descriptivo explicativo, en razón a que persigue la hipótesis planteada, y a su vez se realizara experimentos en la zona de estudio, el tema de investigación que se efectúa corresponde en la determinación de zonas del proyecto de investigación, es el riesgo de fallamiento de taludes y correspondiente a cortes de vía utilizando métodos de deslizamiento y rotura del terreno de la geotecnia , que se utilizara el método descriptivo en cuanto al fenómeno de fallamiento pero para la determinación de la siniestralidad y la posible determinación del factor de seguridad se explicara a través de los métodos de modelos de simulación correspondiente.

3.1.2 Diseño de la investigación

El diseño de la investigación es adaptable al estudio de la estabilidad de taludes en el proyecto de investigación especialmente en las zonas de mayor inestabilidad especialmente en las épocas de avenidas de aguas por

precipitación pluvial, que tiene una estructuración de tipo que describe con minuciosidad el fenómeno del deslizamiento en cada una de sus fases, tratando de explicar convenientemente la mecánica del fallamiento del talud natural como la combinación del talud realizado por el corte de accesos y vías adicionando para ello la resistencia de talud a corte del terreno asociado a la determinación del factor de seguridad o factor de trabajo del talud en las condiciones impuesta por el relieve topográfico y la geodinámica interna y externa, para ello se tomara en referencia el siguiente esquema :

$$O1-----X(t)-----O2-----X(e)$$

Donde:

O1=Observación escalonada que se realizara en las condiciones más seguras en la zona impuesta a las características geológicas.

O2=Observación progresiva que se realiza en las condiciones más desfavorables que está asociado a las inclemencias de la naturaleza de carácter hidrológico y geodinámica.

X (t)=Fenómeno de investigación asociado a las propiedades estáticas y dinámicas del terreno acompañado del modelo geológico y geotécnico.

X (e)=Simulación realizada utilizando programa apropiado a las características del fenómeno a observarse.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1 Población

Para el trabajo de investigación la población está considerada la totalidad de las unidades que se encuentran en el proyecto San Antonio y María, que abarca un área 640 ha.

3.2.2 Muestra

La muestra se relaciona de manera puntual a los sitios donde últimamente sea producido deslizamientos que abarcaron linealmente zonas que comprometieron a la estabilidad de la acceso y vías, de este modo comprometiendo a la seguridad de las unidades que transportan el material de a ser procesado.

3.2.3 Fuente de recolección de datos

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

- Muestreo en superficie del suelo para determinar propiedades.
- calicatas a partir de superficie y dentro del tajo de los estratos conformantes en su constitución interna del talud.
- Prospección de carácter sísmico tipo SEV.
- Instalación de plataformas de observación del sobre corrimiento o fenómeno de *creep*.

3.2.4 Media aritmética

Número calculado mediante ciertas operaciones a partir de los elementos de un conjunto de números, x_1, x_2, \dots, x_n , y que sirve para representar a éste. Hay distintos tipos de medias: media aritmética, media geométrica y media armónica.

$$\text{media aritmética} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n}$$

La media aritmética es el resultado de sumar todos los elementos del conjunto y dividir por el número de ellos.

3.2.5 La varianza y la desviación típica

Sea la serie de datos estadísticos de tamaño o dimensión n siguiente:

La media de X es:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} (f_1 x_1 + f_2 x_2 + \dots + f_p x_p)$$

Llamamos:

a) **varianza** del conjunto de datos X , al número:

$$V(X) = \frac{1}{n} (f_1 (x_1 - \bar{X})^2 + f_2 (x_2 - \bar{X})^2 + \dots + f_p (x_p - \bar{X})^2)$$

También podemos escribir esta expresión como:

$$V(X) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^p f_i (x_i - \bar{X})^2$$

b) **La desviación típica**

Es el número: $\sigma(X) = \sqrt{V(X)}$. Cuando, en vez de tener un valor discreto x_i , lo que tenemos es un intervalo, las fórmulas son las mismas, pero sustituimos x_i por el valor central del intervalo, o marca de clase.

3.2.6 Análisis de datos

a) Técnica de presentación de resultados

Datos cuantitativos: análisis, evolución de datos, comparación.

Datos cuantitativos: cuadros y gráficos.

3.3 ÁMBITO Y LUGAR DE ESTUDIO

Para efectuar el estudio de caracterización geológica se hace a través de secciones que abarca el perfil natural de la fisiografía local que va desde la cima hasta la parte más baja después de la vía, describiendo el perfil del terreno que es un común denominador en la zona. El ámbito está relacionado con referente a que se toma como una sola unidad el perfil resultante del terreno que tiene el

papel de encerrar la discontinuidad, la filtración por circulación de agua intersticial y el fenómeno de sobre corrimiento.

3.3.1 Ubicación política

El Proyecto Minero San Antonio y María Se encuentran dentro Paraje de Vizcachani del distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno, República del Perú. Que se encuentra a una altitud de 4648 m.s.n.m.

3.3.2 Ubicación geográfica

Geográficamente el ámbito del estudio que se realizó que está entre las coordenadas geográficas de: 14° 41' 37" S y 69° 32' 00" N. El estudio se realizó exclusivamente con el fin de su diseño de estabilidad de taludes para el nivel de resistencia al corte en el proyecto san Antonio y María – Ananea.

3.3.3 Accesibilidad

El acceso al proyecto desde la ciudad de Puno es aproximadamente 4 horas; por carretera asfaltada, pasando por JULIACA, hasta el desvío Huancané y luego por carretera afirmada pasando por los distritos de Huatasani, Putina, Quilca Punco llegando a Ananea. En épocas de avenidas, el tránsito vehicular es muy peligroso; en el siguiente Cuadro 2, se presenta el itinerario de las vías de acceso.

Cuadro 2. Acceso a la concesión minera

Distancias de acceso al Proyecto Minero San Antonio y María			
DE:	HACIA:	km	CONDICIÓN
Puno	Juliaca	45 km	Asfaltado
Juliaca	Taraco	32.9 km	Asfaltado
Taraco	Desvio Putina	17.1 km	Asfaltado
desvio Putina	Huatasani	21.6 km	Asfaltado
Huatasani	Putina	20.2 km	Asfaltado
Putina	Quilcapuncu	15.2 km	Asfaltado
Quilcapuncu	Toco Toco	23. km	Asfaltado
Toco Toco	Pampilla	16.1 km	Asfaltado
Pampilla	Ananea	10.9 km	Trocha
Ananea	Proyecto Minero San Antonio y María	1.5 km	Trocha
Distancia total		203.5 km	
Tiempo Aproximado de viaje		4 horas	

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 CRITERIOS DE DISEÑO

Para el diseño de bancos y definir el ángulo de talud, así como su emplazamiento y/o ubicación se ha tomado en cuenta lo siguiente:

Estudios topográficos de la zona del proyecto, ubicación de las fuentes de abastecimiento de agua, ubicación de frente minado, vías de acceso para transporte de material de mineral, la capacidad de descarga de relaves gruesos y medianos, la capacidad de descarga de relaves finos, disponibilidad de área para la ubicación de canchas previa evaluación de las condiciones económicas y geológicas de la zona y el tiempo de jornada de trabajo. En base a estas consideraciones se ha diseñado las pozas de sedimentación y tratamiento y el manejo de efluentes líquidos.

4.2 ESTUDIO DE SUELOS

4.2.1 Investigación geotécnicas de campo y laboratorio

4.2.1.1 Prospección de campo

La exploración de campo se realizó mediante la excavación de 03 calicatas cuyas profundidades superan los 3,00 metros de profundidad,

tal como se detalla en los registros correspondientes. La profundidad de estas calicatas se determinó en función de las obras a ejecutar. A las calicatas se les dio la denominación C-01morrena superior, C-02 morrena media y C-03 morrena inferior.

Se registró el perfil del suelo en cada una de las calicatas, habiéndose hecho la clasificación de campo de los suelos encontrados de acuerdo con los lineamientos de la Norma ASTM D 2488 Práctica Recomendada para la Identificación y Descripción de Suelos (Procedimiento Visual Manual).

También se obtuvieron muestras representativas de los suelos, todas alteradas, las que fueron enviadas al laboratorio para los análisis correspondientes, adecuadamente acondicionadas e identificadas.

4.2.1.2 Trabajos de laboratorio

a) Ensayos estándar de mecánica de suelos

Con las muestras alteradas obtenidas de las calicatas se efectuaron los siguientes ensayos:

- Análisis granulométrico : ASTM D C136-05
- Límite líquido : ASTM D 4318-00
- Límite plástico : ASTM D 4318-00
- Clasificación SUCS : ASTM D 2487
- Clasificación AASHTO : ASTM D 3282
- Contenido de humedad natural: ASTM D 2216-05
- Gravedad específica : ASTM D 845-00
- Ensayo al corte directo : ASTM D 3080-98

4.2.1.3 Perfil estratigráfico y consideraciones geotécnicas

Conocidos los resultados de los ensayos de laboratorio se compararon éstos con las características de los suelos observadas en el campo, habiéndose realizado las respectivas compatibilizaciones en los casos necesarios. En base a estos resultados se han elaborado los registros definitivos de suelos de los sondeos: calicatas, así mismo, se han obtenido los perfiles estratigráficos del terreno.

De acuerdo con los perfiles estratigráficos se pueden establecer que el terreno de fundación que servirán de apoyo a las estructuras están conformados por una secuencia de: Gravas limosas y gravas arcillosas. "El nivel freático no fue encontrado a una profundidad de 3,00 m.

b) Cálculos de capacidades portante del suelo(q_u)

Los suelos en que se cimentarán las estructuras de la cámara de bombeo y el puente acueducto, están constituidos por los depósitos de terraza del río ananea, que se caracterizan por ser una mezcla heterométrica de grava, arena, que carecen de cohesión y que solo están unidos por presión y contacto.

Estos suelos basan su comportamiento geotécnico en el grado de acomodo de sus elementos que determinan su densidad relativa y grado de compacidad, del cual se deriva el ángulo de fricción interna que es el parámetro geotécnico que va a regir su capacidad portante. En base a las excavaciones efectuadas y ensayos in situ de densidad natural, se determinó que estos suelos presentan una capacidad media con tendencia a incrementar los valores en profundidad (mayor de 3.00

m). Así se calculó un ángulo de fricción interna de C-01 morrena superior 38.56° , C-02 morrena media 28.5° y C-03 morrena inferior 41.28° , que permite asegurar que constituyen un aceptable terreno de fundación.

Una de las características de estos suelos es que le corresponde una textura granular gruesa carente de cohesión, los coeficientes de permeabilidad alcanzan rangos de 0,09 - 0,3 cm/s., que tipifican a suelos permeables. Así mismo por presentar un alto porcentaje de gravas con pesos específicos superiores a 2.65, las densidades naturales están entre 1,60 a 1,64 g/cm³.

La ejecución de ensayos SPT, que se suele recomendar preferentemente, se ha obviado en este caso debido a que el material gravoso de los estribos, es esencialmente grueso (> a $V/2$ de diámetro), y teniendo en cuenta las características de la barra muestreadora del equipo de SPT que se tiene disponible, la cual tiene un diámetro de $V/4$; existe la posibilidad de que no logre penetrar en el material ni mucho menos obtener muestras.

Para el cálculo se ha evaluado la expresión de la teoría de Terzagui:

La teoría de Terzaghi, plantea la siguiente relación:

$$q_u = 0,867cN_c + \gamma D_r N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$$

Donde:

c= Cohesión del suelo

γ = Peso unitario del suelo

D_r = Profundidad de la cimentación.

B = Ancho de la zapata de cimentación.

N_c, N_q, N_7 = Factores de capacidad de carga.

Las variaciones de los factores de capacidad de carga están en función del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ)

4.2.2 Análisis y resultados de la toma de muestras

4.2.2.1 Análisis y resultados de la toma de la muestra

C-01 morrena superior. Ver Cuadro 3 y Figura 9.

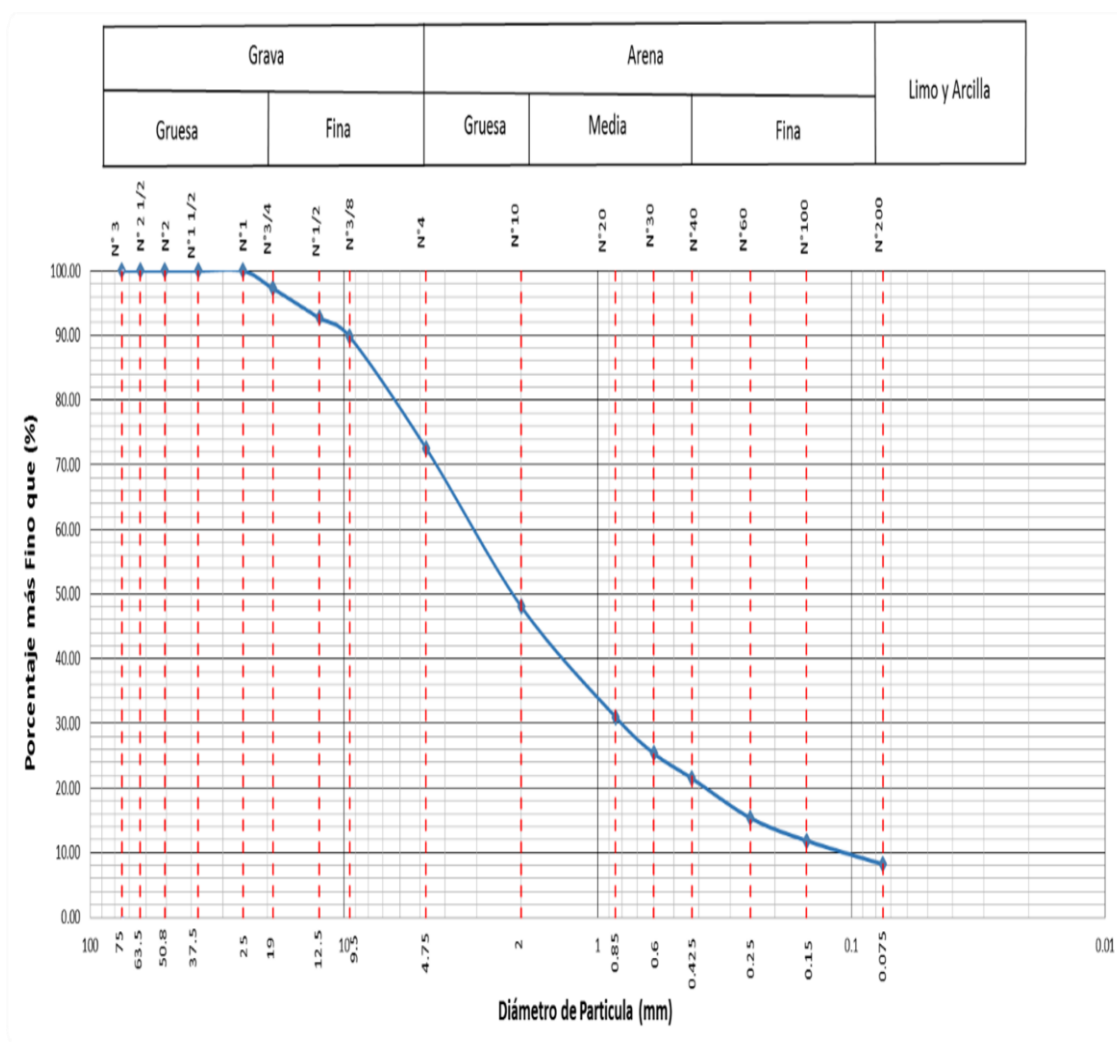
a) Análisis granulométrico integral por tamizado (ASTM D C136-05).

Cuadro 3. Análisis granulométrico C-01

TAMIZ	TAMIZ	PESOS DE MUESTRA RETENIDA	PASA	PASANTE	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO
Pulg	mm	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	25	0.00	100.00	100.00	0.00	0.00
3/4	19	55.59	97.24	97.24	2.76	2.76
1/2	12.5	91.54	92.70	92.70	4.54	7.30
3/8	9.5	57.92	89.83	89.83	2.87	10.17
4	4.75	347.03	72.62	72.62	17.21	27.38
10	2	494.68	48.09	48.09	24.53	51.91
20	0.85	344.52	31.01	31.01	17.08	68.99
30	0.6	113.70	25.37	25.37	5.64	74.63
40	0.425	77.95	21.50	21.50	3.87	78.50
60	0.25	123.25	15.39	15.39	6.11	84.61
100	0.15	70.94	11.87	11.87	3.52	88.13
200	0.075	73.78	8.21	8.21	3.66	91.79
BASE		165.62	0.00	0.00	8.21	100.00
TOTAL		2016.52			100.00	

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 9. Curva granulométrica C-01



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

- b) Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de una muestra de suelo.

Cuadro 4. Límite líquido C-01

LÍMITE LIQUIDO (ASTM-D4318 00)				
Nº de Tara	TB-5	TB-6	TB-7	TB-8
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	49.80	46.50	41.30	46.90
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	43.70	41.00	36.70	41.40
Peso de Tara (g)	18.20	17.90	17.90	18.20
Peso de Suelo Seco (g)	25.50	23.10	18.80	23.20
Peso de Agua (g)	6.10	5.50	4.60	5.50
Contenido de Humedad (%)	23.92	23.81	24.47	23.71
Numero de Golpes	35	22	17	28

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 5. Límite plástico C-01

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM-D4318 00)			
Nº de Tara	T-T-4	T-T-5	T-T-6
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	8.00	8.10	8.50
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	7.90	8.00	8.40
Peso de Tara (g)	7.10	7.00	7.10
Peso de Suelo Seco (g)	0.80	1.00	1.30
Peso de Agua (g)	0.10	0.10	0.10
Contenido de Humedad (%)	12.50	10.00	7.69

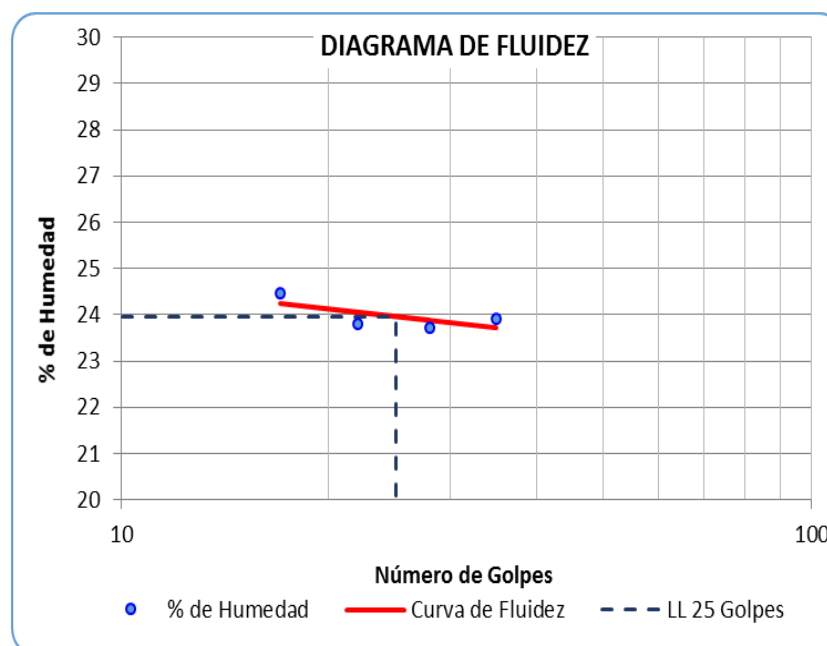
Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 6. Índice de plasticidad (IP) C-01

Límite líquido (%)	23.96
Límite plástico (%)	10.06
Índice de plasticidad (IP)	13.90
Pasa tamiz Nº 4 (%):	72.62
Pasa tamiz Nº 200 (%):	8.21
D60 (mm):	3.34
D30 (mm):	0.81
D10 (diámetro efectivo mm):	0.11
Coficiente de uniformidad (Cu):	29.88
Grado de curvatura (Cc):	19.38

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 10. Diagrama de fluidez C-01



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

- c) Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D 2487 y de (AASHTO) ASTM-D3282

Cuadro 7. Clasificación (S.U.C.S.) C-01

SP - SC	Suelo de partículas gruesas Arena mal graduada con arcilla con grava
---------	---

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 8. Clasificación de (AASHTO) ASTM-D3282 C-01

A-2-6	Material granular Excelente a bueno como sub grado Grava y arena arcillosa o limosa.
Índice de Grupo	4

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

- d) Contenido de humedad

Cuadro 9. Contenido de humedad C-01

CONTENIDO DE HUMEDAD	
MUESTRA	T-1
Peso tara (g)	286.00
Peso muestra húmeda + tara (g)	3817.00
Peso muestra seca + tara (g)	3774.00
Peso agua (g)	43.00
Peso muestra húmeda (g)	3531.00
Peso muestra seca (g)	3488.00
ω (%)	1.23

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

- e) Gravedad específica

Cuadro 10. Gravedad específica C-01

GRAVEDAD ESPECIFICA	
MUESTRA	01
Capacidad del picnómetro	500
Peso muestra seca	121.8
Peso de picnómetro + suelo seco + agua	748.3
Temperatura	16
Peso de picnómetro +agua	672.4
Corrección por temperatura (K)	0.9998
Gs	2.65

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

f) Ensayo al corte directo

Cuadro 11. Corte directo C-01

Especimen Nº	DENSIDAD SECA			Humedad Natural: W % Natural:	Esfuerzo de Corte Kg/cm ²	Humedad Saturada W. % Saturada	DENSIDAD HUMEDA	
	Peso Volumétrico Seco gr/cm ³	Esfuerzo Normal σ Kg/cm ²	Proporción de Esfuerzos τ/σ				Peso volumétrico Natural gr/cm ³	Peso volumétrico Saturado gr/cm ³
1	1.80	0.28	1.47	1.25%	0.41	20.53%	1.82	2.13
2	1.80	0.56	0.96	1.25%	0.54	18.01%	1.83	2.12
3	1.77	0.84	0.85	1.35%	0.71	20.93%	1.80	2.08

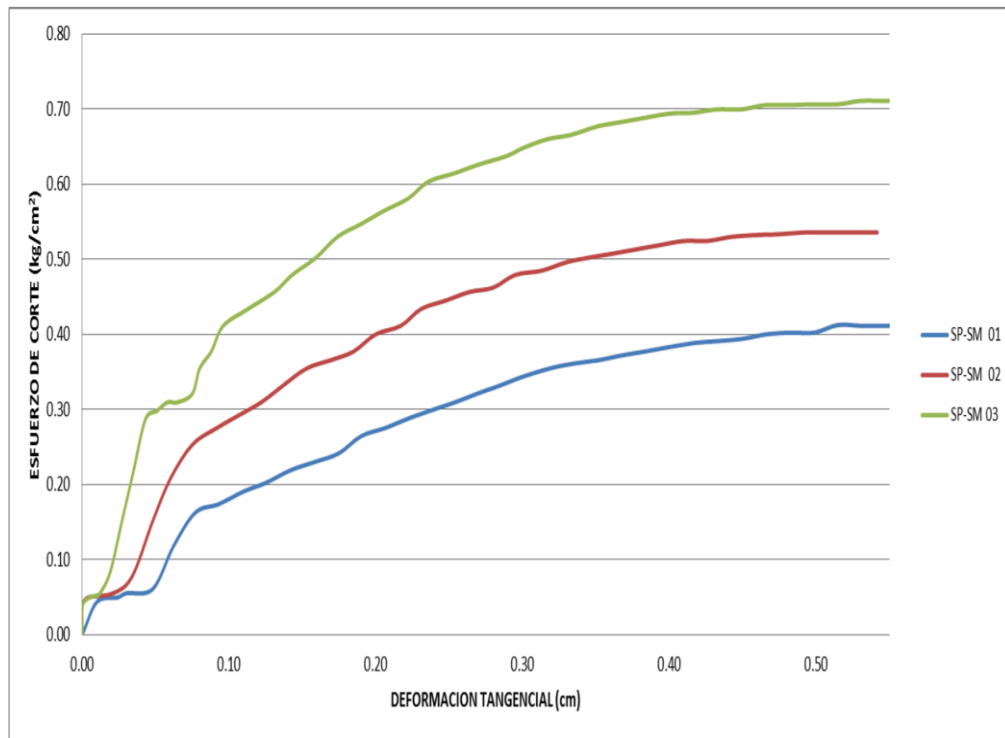
Fuente: laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 12. Resultados C-01

Clasificación S.U.C.S.	SP - SM
Cohesión (kg/cm²)	0.25
Ángulo de fricción interno (°)	28.05

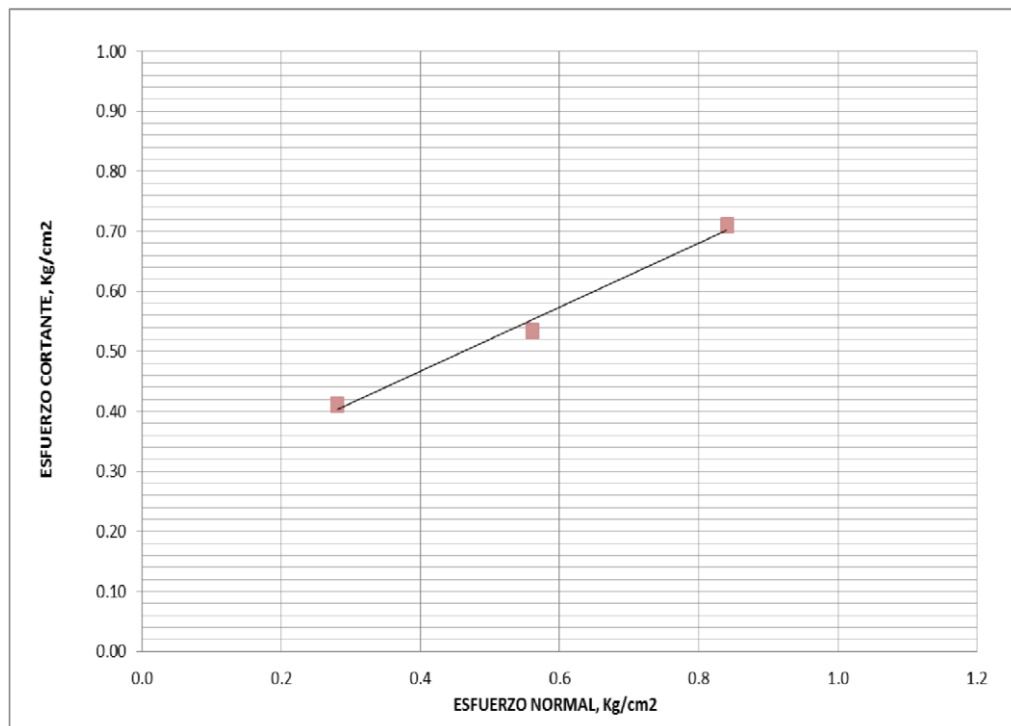
Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 11. Deformación tangencial C-01



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 12 Esfuerzo normal C-01



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

4.2.2.2 Análisis y resultados de la toma de la muestra

C-02 morrena media

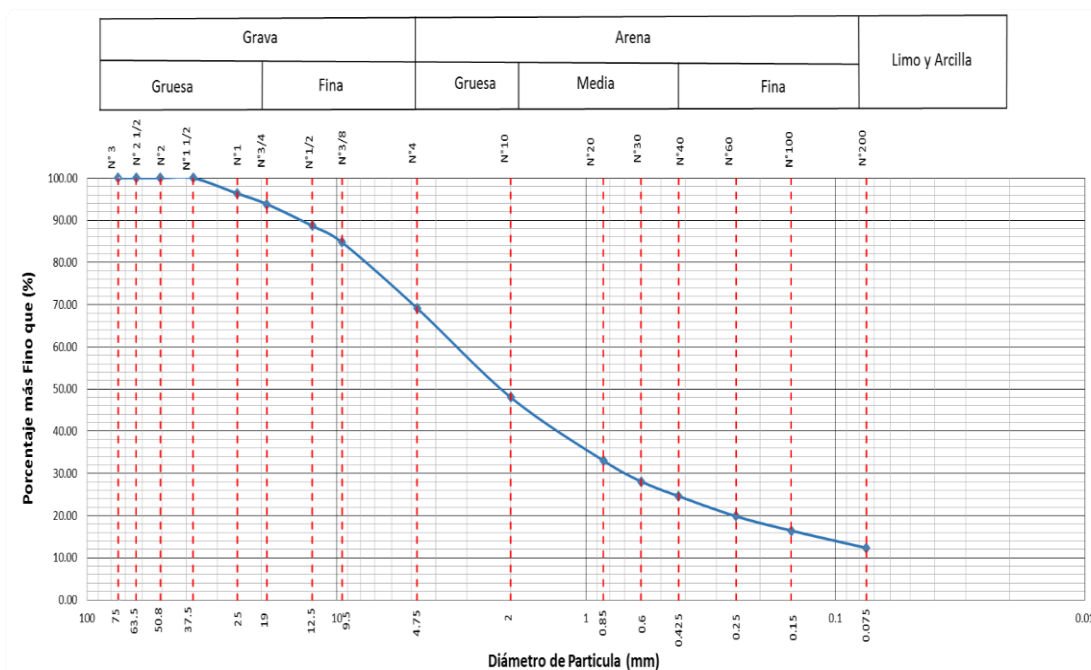
a) Análisis granulométrico integral por tamizado (ASTM D C136-05)

Cuadro 13. Análisis granulométrico C-02

TAMIZ	TAMIZ	PESOS DE MUESTRA RETENIDA	PASA	PASANTE	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO
PULG	mm	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	25	78.16	96.36	96.36	3.64	3.64
3/4	19	54.11	93.84	93.84	2.52	6.16
1/2	12.5	110.90	88.67	88.67	5.17	11.33
3/8	9.5	83.59	84.77	84.77	3.90	15.23
4	4.75	334.48	69.18	69.18	15.59	30.82
10	2	453.95	48.03	48.03	21.16	51.97
20	0.85	321.82	33.03	33.03	15.00	66.97
30	0.6	105.95	28.09	28.09	4.94	71.91
40	0.425	74.50	24.62	24.62	3.47	75.38
60	0.25	102.40	19.84	19.84	4.77	80.16
100	0.15	73.13	16.44	16.44	3.41	83.56
200	0.075	88.07	12.33	12.33	4.10	87.67
BASE		264.59	0.00	0.00	12.33	100.00
TOTAL		2145.65				

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 13. Curva granulométrica C-02



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

b) Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de una muestra de suelo.

c)

Cuadro 14. Límite líquido C-02

LÍMITE LIQUIDO (ASTM-D4318 00)				
N° de tara	M-09	M-10	M-11	M-12
Peso suelo húmedo + tara (g)	42.50	39.80	39.00	40.70
Peso de suelo seco + tara (g)	37.90	35.60	35.10	36.60
Peso de tara (g)	18.20	17.70	17.90	17.90
Peso de suelo seco (g)	19.70	17.90	17.20	18.70
Peso de agua (g)	4.60	4.20	3.90	4.10
Contenido de humedad (%)	23.35	23.46	22.67	21.93
Numero de golpes	22	18	30	25

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 15. Limite Plástico C-02

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM-D4318 00)			
N° de tara	M-7	M-8	M-9
Peso suelo húmedo + tara (g)	8.00	8.20	8.20
Peso de suelo seco + tara (g)	7.80	8.00	8.00
Peso de tara (g)	7.00	7.10	7.20
Peso de suelo seco (g)	0.80	0.90	0.80
Peso de agua (g)	0.20	0.20	0.20
Contenido de humedad (%)	25.00	22.22	25.00

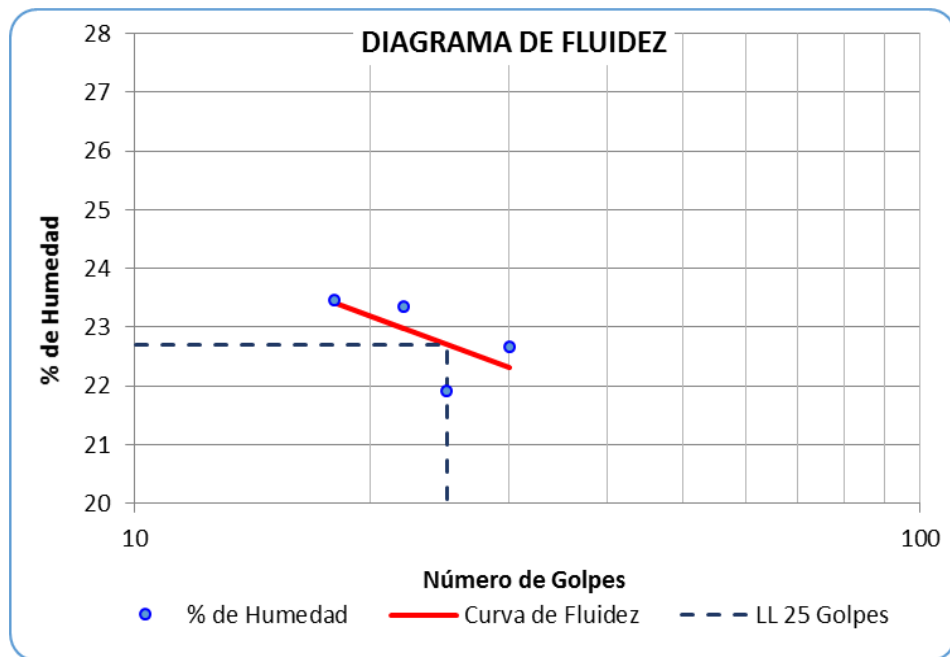
Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 16 Índice de plasticidad (IP) C-02

Límite líquido (%)	22.71
Límite plástico (%)	24.07
Índice de plasticidad (IP)	-1.37
Pasa tamiz N° 4 (%):	69.18
Pasa tamiz N° 200 (%):	12.33
D60 (mm):	3.56
D30 (mm):	0.70
D10 (diámetro efectivo mm):	--
Coficiente de uniformidad (Cu):	--
Grado de curvatura (Cc):	--

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 14. Diagrama de fluidez C-02



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

d) Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D 2487 y de (AASHTO) ASTM-D3282

Cuadro 17. Clasificación (S.U.C.S.) C-02

SM	Suelo de partículas gruesas, suelo de partículas gruesas con finos Arena limosa con grava
----	---

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 18. Clasificación de (AASHTO) ASTM-D3282 C-02

A-1-a	Material granular Excelente a bueno como sub grado Fragmentos de roca, grava y arena.
Índice de grupo	0

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

e) Contenido de humedad

Cuadro 19 Contenido de humedad C-02

CONTENIDO DE HUMEDAD	
MUESTRA	T-2
Peso tara (g)	288.00
Peso muestra húmeda + tara (g)	4556.00
Peso muestra seca + tara (g)	4254.00
Peso agua (g)	302.00
Peso muestra húmeda (g)	4268.00
Peso muestra seca (g)	3966.00
ω (%)	7.61

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

f) Gravedad específica

Cuadro 20. Gravedad específica C-02

GRAVEDAD ESPECIFICA	
MUESTRA	C-02
Capacidad del picnómetro	500
Peso muestra seca	121
Peso de picnómetro +suelo seco + agua	748.5
Temperatura	16
Peso de picnómetro +agua	672.3
Corrección por temperatura (K)	0.9998
Gs	2.70

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

g) Ensayo al corte directo

Cuadro 21. Corte directo C-02

Especimen Nº	DENSIDAD SECA			DENSIDAD HUMEDA				
	Peso Volumétrico Seco gr/cm ³	Esfuerzo Normal σ Kg/cm ²	Proporción de Esfuerzos τ/σ	Humedad Natural W % Natural:	Esfuerzo de Corte τ Kg/cm ²	Humedad Saturada W. % Saturada	Peso volumétrico Natural gr/cm ³	Peso volumétrico Saturado gr/cm ³
1	1.82	0.28	1.23	7.99%	0.34	20.53%	1.97	2.15
2	1.85	0.56	0.88	8.30%	0.49	18.01%	2.00	2.17
3	1.83	0.84	0.94	7.99%	0.79	20.93%	1.98	2.13

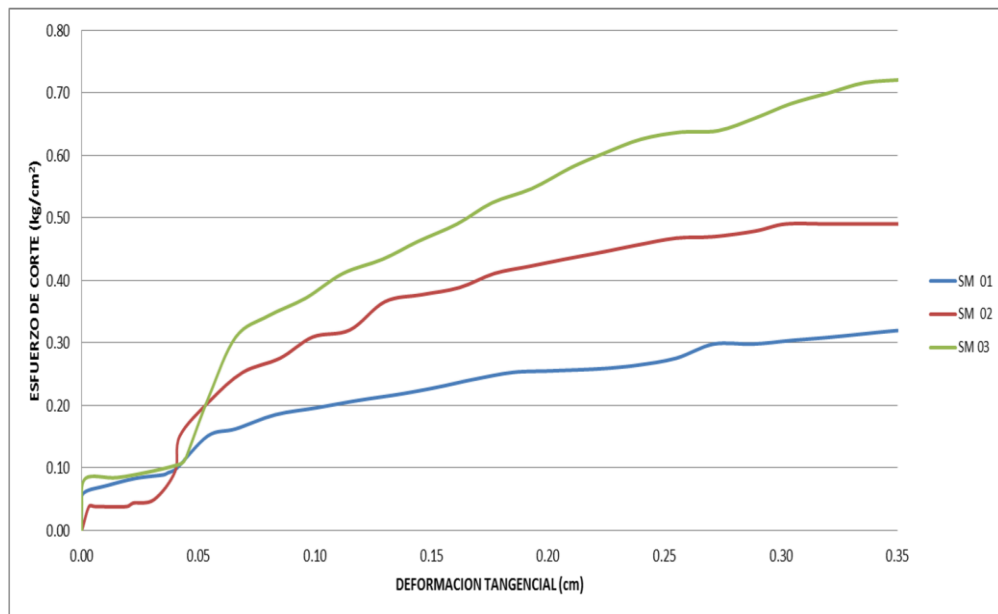
Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 22. Resultados C-02

Clasificación S.U.C.S.	SM
Cohesión (Kg/cm²)	0.09
Ángulo de Fricción Interno (°)	38.56

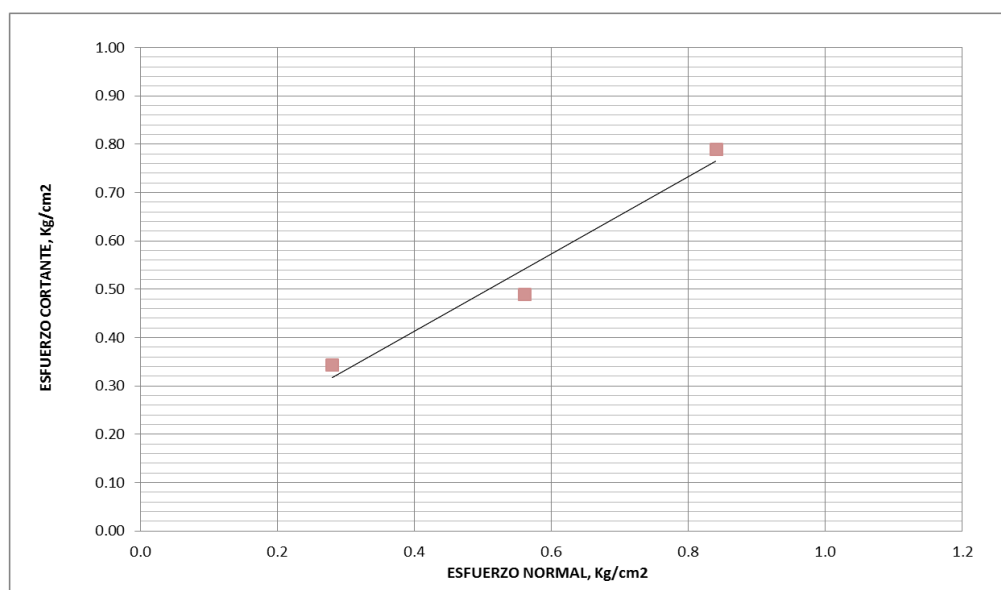
Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 15. Deformación tangencial C-02



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 16. Esfuerzo normal C-02



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

4.2.2.3 Análisis y resultados de la toma de la muestra C-03

morrena inferior

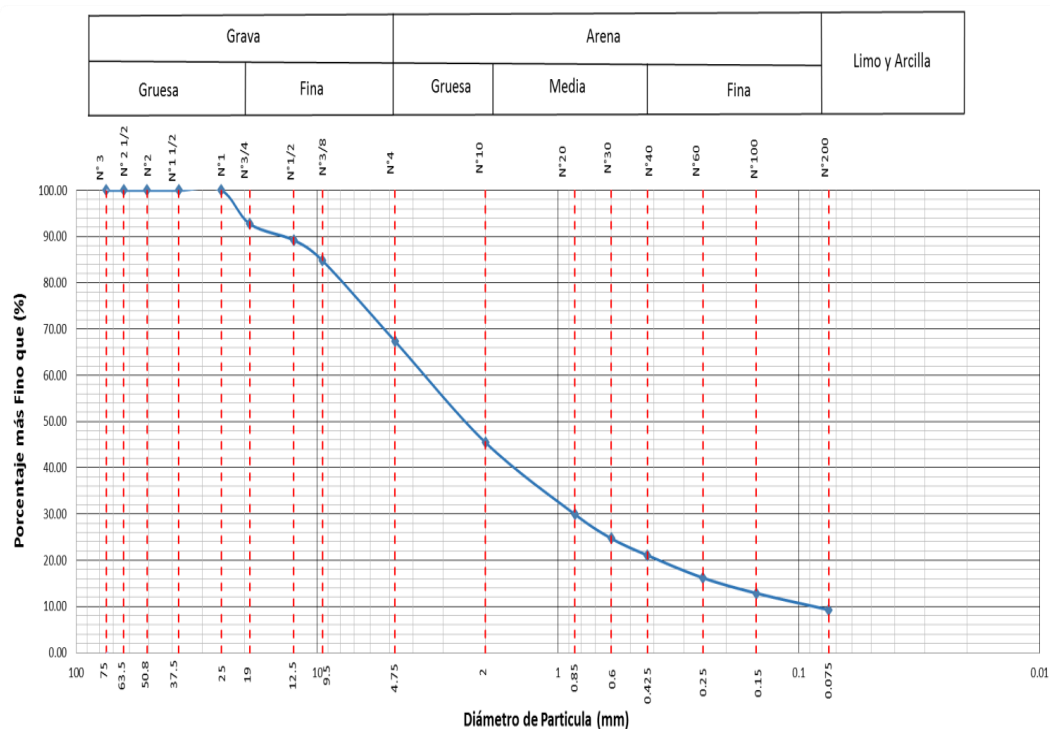
a) Análisis granulométrico integral por tamizado (ASTM D C136-05)

Cuadro 23. Análisis granulométrico C-03

TAMIZ	TAMIZ	PESOS DE MUESTRA RETENIDA	PASA	PASANTE	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO
PULG	mm	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
3/4	19	145.55	92.71	92.71	7.29	7.29
1/2	12.5	69.74	89.22	89.22	3.49	10.78
3/8	9.5	88.24	84.81	84.81	4.42	15.19
4	4.75	347.81	67.40	67.40	17.41	32.60
10	2	437.85	45.48	45.48	21.92	54.52
20	0.85	310.58	29.94	29.94	15.55	70.06
30	0.6	104.20	24.72	24.72	5.22	75.28
40	0.425	72.80	21.08	21.08	3.64	78.92
60	0.25	97.40	16.20	16.20	4.88	83.80
100	0.15	66.58	12.87	12.87	3.33	87.13
200	0.075	71.50	9.29	9.29	3.58	90.71
BASE		185.64	0.00	0.00	9.29	100.00
TOTAL		1997.89			100.00	

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 17. Curva granulométrica C-03



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

- b) Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de una muestra de suelo.

Cuadro 24. Límite líquido C-03

LÍMITE LÍQUIDO (ASTM-D4318 00)				
N° de tara	T-1	T-2	T-3	T-4
Peso suelo húmedo + tara (g)	41.00	40.40	40.30	37.50
Peso de suelo seco + tara (g)	36.40	36.00	36.00	33.70
Peso de tara (g)	17.80	18.10	18.30	18.30
Peso de suelo seco (g)	18.60	17.90	17.70	15.40
Peso de agua (g)	4.60	4.40	4.30	3.80
Contenido de humedad (%)	24.73	24.58	24.29	24.68
Numero de golpes	20	26	35	16

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 25. Límite plástico C-03

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM-D4318 00)			
N° de tara	T-I	T-II	T-III
Peso suelo húmedo + tara (g)	8.70	8.50	8.40
Peso de suelo seco + tara (g)	8.50	8.30	8.20
Peso de tara (g)	7.10	7.10	7.10
Peso de suelo seco (g)	1.40	1.20	1.10
Peso de agua (g)	0.20	0.20	0.20
Contenido de humedad (%)	14.29	16.67	18.18

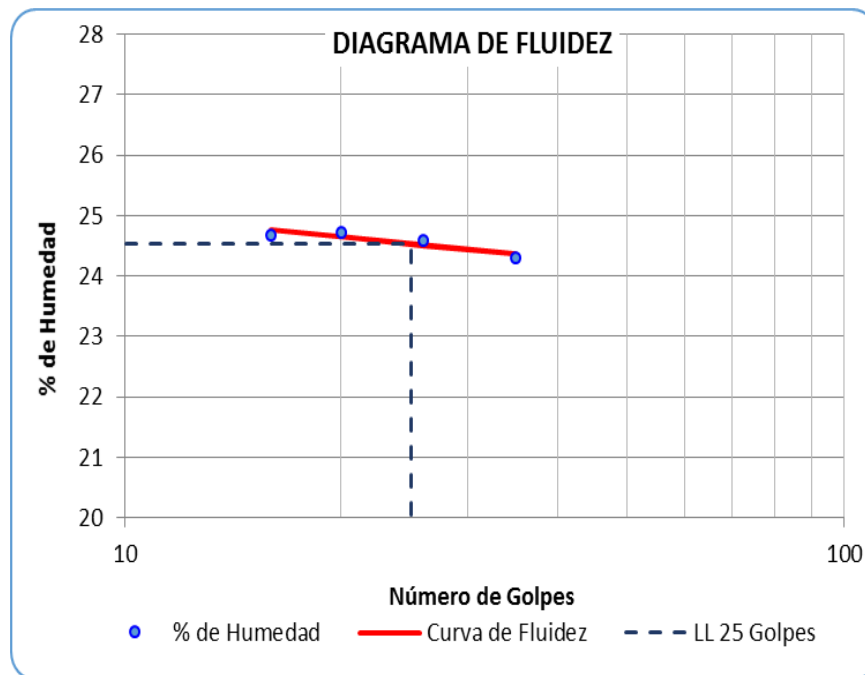
Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 26. Límite plástico C-03

Límite líquido (%)	24.53
Límite plástico (%)	16.38
Índice de plasticidad (IP)	8.15
Pasa tamiz N° 4 (%):	67.40
Pasa tamiz N° 200 (%):	9.29
D60 (mm):	3.82
D30 (mm):	0.85
D10 (diámetro efectivo mm):	0.09
Coficiente de uniformidad (Cu):	42.54
Grado de curvatura (Cc):	31.07

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 18. Diagrama de fluidez C-03



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

c) Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D 2487 y de (AASHTO) ASTM-D3282

Cuadro 27. Clasificación (S.U.C.S.) C-03

SP - SC	Suelo de partículas gruesas Arena mal graduada con arcilla con grava.
---------	---

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 28. Clasificación de (AASHTO) ASTM-D3282 C-03

A-2-4	Material granular Excelente a bueno como sub grado Grava y arena arcillosa o limosa
Índice de Grupo	0

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

d) Contenido de humedad

Cuadro 29. Contenido de humedad C-03

CONTENIDO DE HUMEDAD	
MUESTRA	T-3
Peso tara (g)	287.00
Peso muestra húmeda + tara (g)	5003.00
Peso muestra seca + tara (g)	4614.00
Peso agua (g)	389.00
Peso muestra húmeda (g)	4716.00
Peso muestra seca (g)	4327.00
ω (%)	8.99

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

e) Gravedad específica

Cuadro 30. Gravedad específica C-03

GRAVEDAD ESPECÍFICA	
MUESTRA	1
Capacidad del picnómetro	500
Peso muestra seca	122
Peso de picnómetro +suelo seco + agua	749.5
Temperatura	16
Peso de picnómetro +agua	672.3
Corrección por temperatura (K)	0.9998
Gs	2.72

Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

f) Ensayo al corte directo

Cuadro 31. Corte directo C-03

Espécimen Nº	DENSIDAD SECA			Humedad Natural W % Natural:	Esfuerzo de Corte τ Kg/cm ²	Humedad Saturada W. % Saturada	DENSIDAD HUMEDA	
	Peso Volumétrico Seco gr/cm ³	Esfuerzo Normal σ Kg/cm ²	Proporción de Esfuerzos τ/σ				Peso volumétrico Natural gr/cm ³	Peso volumétrico Saturado gr/cm ³
1	1.78	0.28	1.39	9.23%	0.39	20.53%	1.95	2.13
2	1.80	0.56	1.15	9.13%	0.64	18.01%	1.97	2.13
3	1.86	0.84	1.05	9.39%	0.88	20.93%	2.03	2.19

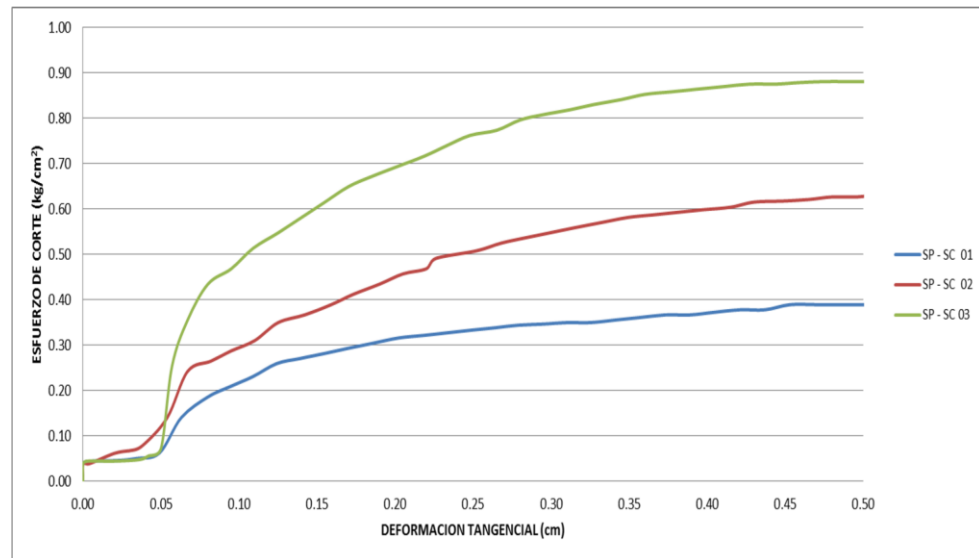
Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Cuadro 32. Resultados C-03

Clasificación S.U.C.S.	SM
Cohesión (Kg/cm²)	0.15
Ángulo de Fricción Interno (°)	41.28

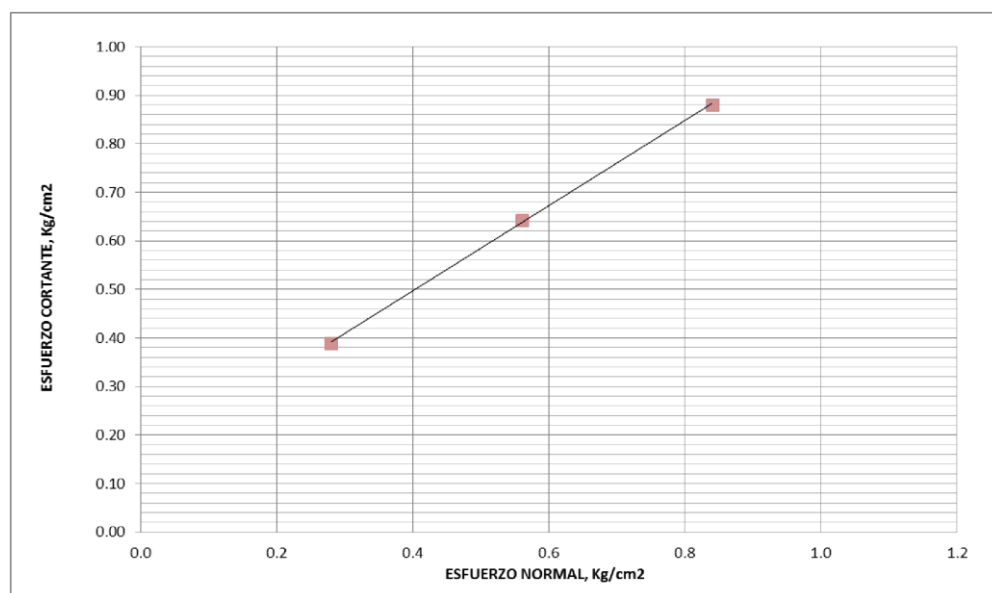
Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 19 Deformación tangencial C-03



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

Figura 20. Esfuerzo normal C-03



Fuente: Resultados de laboratorio de mecánica de suelos de FIM

4.3 DISEÑO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS BANCOS

4.3.1 Análisis y resultados de la toma de muestras

Para la determinación de los parámetros “geotécnicos”, peso específico, humedad, gravedad específica, límite de Attenberg, cohesión, ángulo de rozamiento, asentamiento y permeabilidad del terreno de explotación, se consideran los siguientes parámetros:

- Altura de banco de operación.
- Angulo de talud de banco.
- Influencia a nivel freático.
- Contenido de humedad.

Para fines del estudio, se realizó sondajes con equipo SPT, que por la presencia de cantos rodados de rocas pizarrosas e intrusivas en una matriz arcilloso tipo “hard pan” con un total de más de 50 golpes; porque se precisa de buena resistencia a la prueba de compresión dinámica simple.

Se efectuaron calicatas al pie de los taludes para el muestreo del material correspondiente, atendiendo a la línea de menor resistencia con respecto al campo tensional y la presencia del nivel freático de manera ocasional.

Los ensayos de las muestras se efectuaron en los laboratorios de mecánica de suelos de la facultad de Ingeniería de Minas de la UNA – Puno.

Se tomaron los resultados e informe de laboratorio, para determinar la estabilidad de taludes del Proyecto Minero San Antonio - María.

4.4 DISEÑO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS BANCOS

4.4.1 Análisis de los resultados para el diseño de bancos

Los valores de estos parámetros se han seleccionado teniendo en consideración los resultados de los diversos ensayos de campo y de laboratorio, la evaluación de las condiciones geológicas y geotécnicas.

4.4.2 Estabilidad de terrenos.

En base a los antecedentes disponibles (trabajos anteriores por Minero Perú, Natomas Company, mineros artesanales), los ensayos de laboratorio y la experiencia, se asigna a los suelos o material, los siguientes parámetros geotécnicos para su diseño de banco.

Para determinar la estabilidad de los terrenos se han realizado estudios geotécnicos de estabilidad de taludes para el proyecto de San Antonio y María, Además se hicieron monitorios diarios y supervisión sobre estabilidad física de pendientes de terrenos, que serán ejecutados por los supervisores de las unidades operativas a fin de evitar posibles agrietamientos y riesgos geológicos.

En caso sea necesario y dada la vulnerabilidad de sectores propensos a deslizamientos se emplearán gaviones fin de estabilizar los terrenos.

El análisis de estabilidad de taludes (Software Slide 6.0) considera un factor de seguridad de 1.1 para una altura de banco de 10 m ángulos de talud de 75° y para bancos de 12 m. ángulos de talud de 65° y con una resistencia al corte de 1.5 Kn/m² tomando en consideración las propiedades antes mencionadas.

Figura 21. Datos obtenidos del análisis de estabilidad de taludes

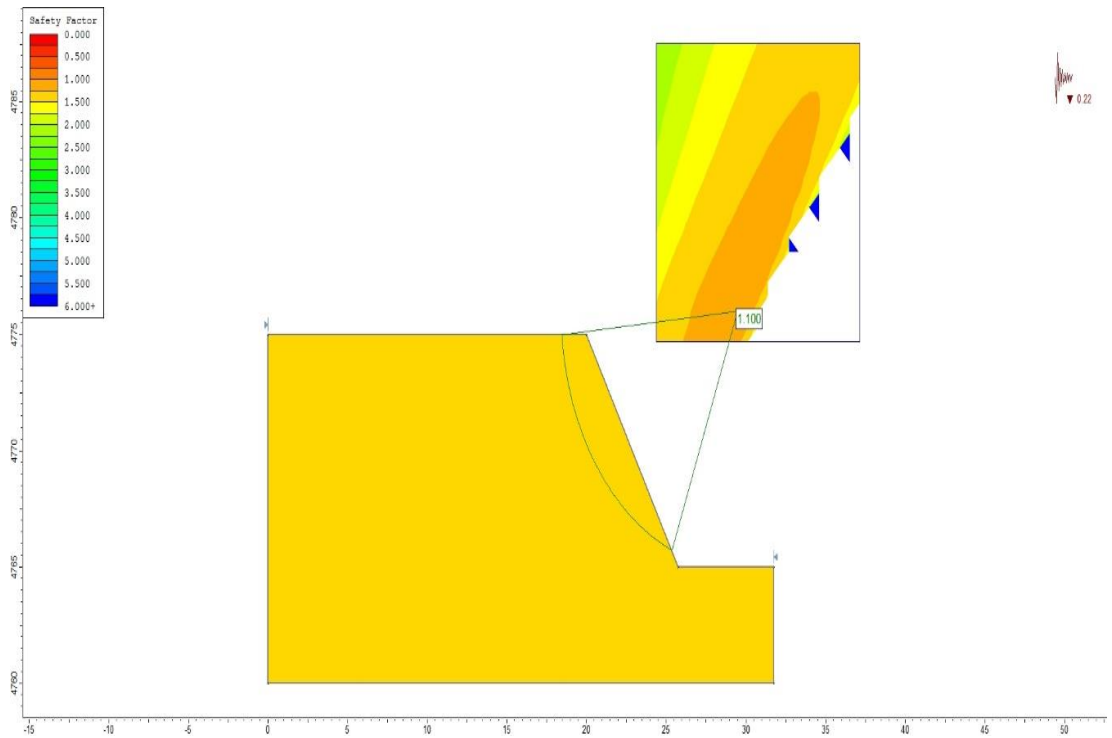


Figura 22. Análisis de estabilidad de taludes

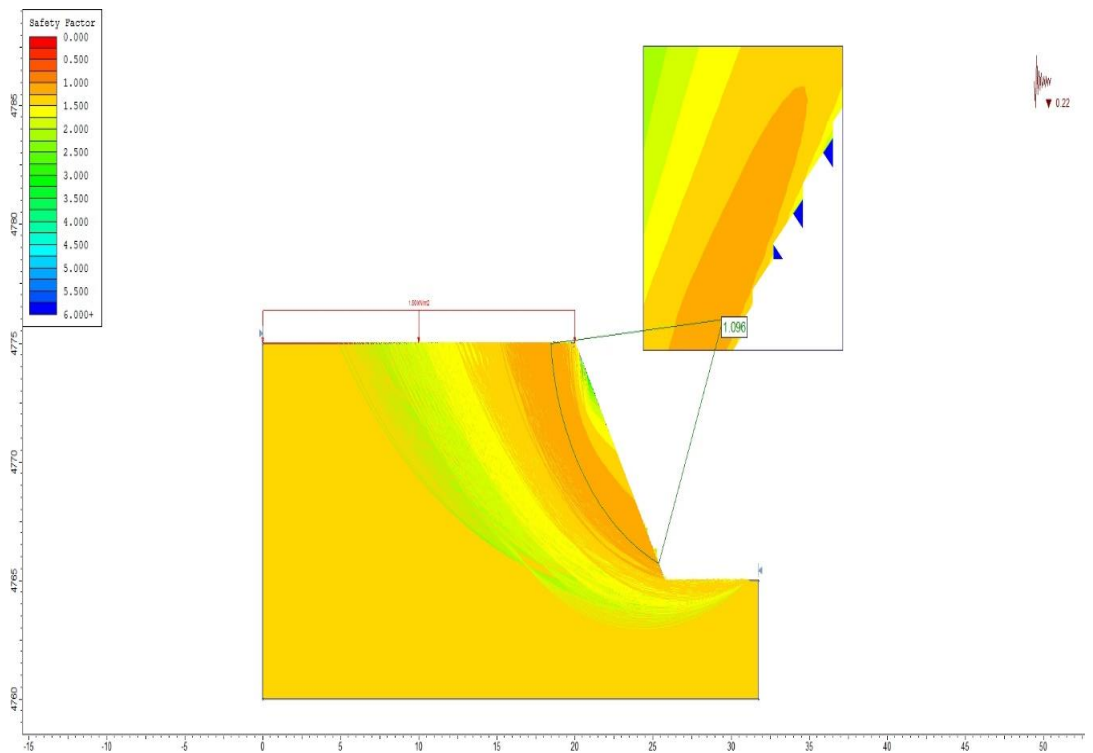
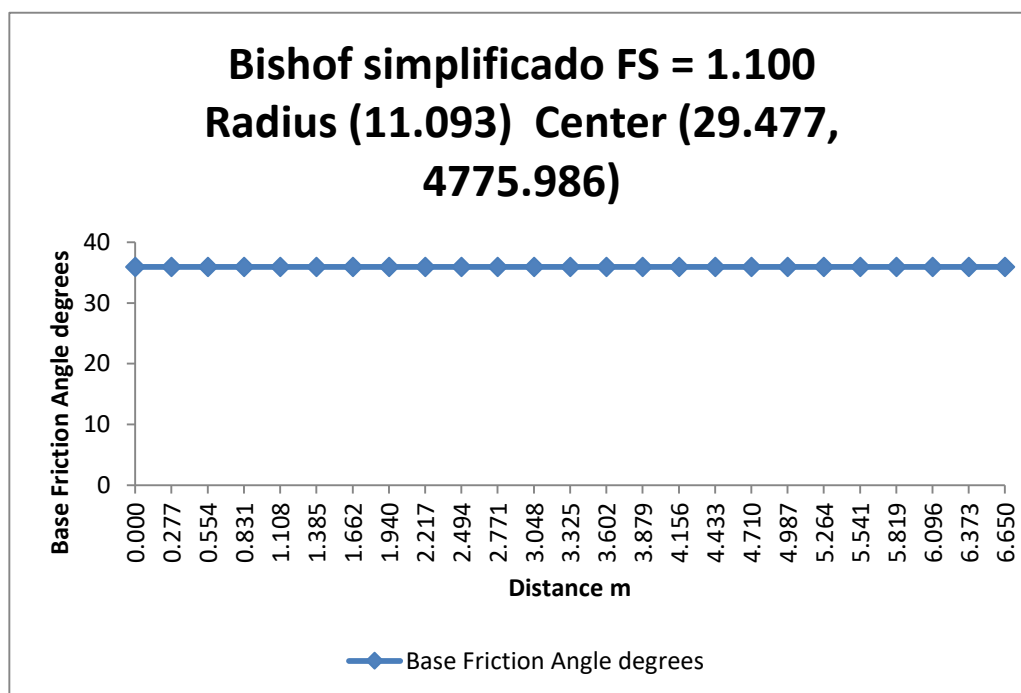


Figura 23. Datos obtenidos del análisis de estabilidad de taludes



Cuadro 33. Resultados de análisis de estabilidad de taludes

Slice Number: 12 (Bishop simplificado)	
Factor of Safety:	1.10039
Base Friction Angle:	35.96 degrees
Base Cohesion:	16 kPa
Slice Width:	0.277074 m
Base Length:	0.392852 m
Angle of Slice Base:	-45.1471 degrees
Slice Weight:	29.8852 kN
Frictional Strength:	49.5669 kPa
Cohesive Strength:	16 kPa
Shear Strength:	65.5669 kPa
Shear Stress:	59.5851 kPa
Base Shear Force:	23.4081 kN
Base Normal Force:	26.8409 kN
Base Normal Stress:	68.3232 kPa
Effective Normal Stress:	68.3232 kPa
Left Side Normal Force:	48.708 kN
Left Side Resultant Force:	48.708 kN
Right Side Normal Force:	50.2965 kN
Right Side Resultant Force:	50.2965 kN
Vertical Seismic Force:	6.57474 kN
Resultant Seismic Force:	6.57474 kN
M-Alpha:	1.199
Y coordinate - Bottom:	4768.3 m
Y coordinate - Top:	4772.43 m

4.4.3 Metodología de análisis.

Bishop simplificado.

$$FS = \frac{\sum [c \cdot b + W_i - u_i \cdot b) \operatorname{tg} \phi]}{\sum W_i \operatorname{Sen} \alpha} \cdot \frac{1}{m_\alpha}$$

$$m_\alpha = \cos \alpha_i [1 + (\operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \phi / FS)]$$

Dónde:

FS = Factor de seguridad

c = Cohesión del suelo

ϕ = Ángulo de fricción interna

b = Ancho de la dovela

W_i = Peso total de la dovela

U_i = Presión de poros

α_i = Ángulo de la base de la dovela con la horizontal

Para el análisis de estabilidad de taludes se ha empleado exclusivamente el método simplificado de Bishop, debido a que, los valores de los factores de seguridad obtenidos mediante dicho método para superficies de falla circulares difieren en un 5% a 10% por defecto (es decir, dando un margen conservador de seguridad) de los valores obtenidos empleando métodos rigurosos de análisis (tales como el de Spencer o el de Morgenstern – Price). Por tanto, para fines prácticos, el método simplificado de Bishop es satisfactorio.

El método satisface el equilibrio de fuerzas verticales para cada dovela. Por lo tanto, de acuerdo con el diagrama de cuerpo libre se tiene:

$$\begin{aligned} \sum F_v = (\Delta N' + \Delta U_\alpha) \cos \alpha + \Delta S \operatorname{sen} \alpha - \Delta W (1 - k_v) \\ - \Delta U_\beta \cos \beta - \Delta Q \cos \delta = 0 \end{aligned} \quad (1)$$

Asimismo, este método satisface el equilibrio de momentos de toda la porción del talud susceptible de falla, tomados con respecto al centro de la superficie circular de falla analizada; por lo tanto:

$$\begin{aligned} \sum M_o = \sum_{i=1}^n [\Delta W (1 - k_v) + \Delta U_\beta \cos \beta + \Delta Q \cos \delta] (R \operatorname{sen} \alpha) \\ - \sum_{i=1}^n [\Delta U_\beta \operatorname{sen} \beta + \Delta Q \operatorname{sen} \delta] (R \cos \alpha - h) \end{aligned} \quad (2)$$

$$- \sum_{i=1}^n [\Delta S] (R) + \sum_{i=1}^n [k_h \Delta W] (R \cos \alpha - h_{aq}) = 0$$

En la anterior expresión (2), R es el radio de la superficie circular de falla, h es la altura promedio de cada dovela y heq es la altura vertical entre el centro de la base y el centroide de cada dovela.

Por otro lado, considerando que el factor de seguridad es el mismo para todas las dovelas, la resistencia al corte Mohr – Coulomb movilizada (ΔS) a lo largo de la base de cada dovela está dada por:

$$\Delta S = \frac{\Delta C + \Delta N' \operatorname{tg} \phi}{F} \quad (3)$$

En base a las relaciones anteriores, finalmente se deduce la fórmula que permite hallar el factor de seguridad al deslizamiento, que es la siguiente:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [\Delta C + \Delta N' \operatorname{tg} \phi]}{\sum_{i=1}^n A_1 - \sum_{i=1}^n A_2 + \sum_{i=1}^n A_3} \quad (4)$$

En donde:

$$A_1 = [\Delta W (1 - k_v) + \Delta U_\beta \cos \beta + \Delta Q \cos \delta] (\operatorname{sen} \alpha)$$

$$A_2 = [\Delta U_\beta \operatorname{sen} \beta + \Delta Q \operatorname{sen} \delta] (\cos \alpha - h/R) \quad (4a)$$

$$A_3 = [k_h \Delta W] (\cos \alpha - \frac{h_{eq}}{R})$$

y la fuerza normal ($\Delta N'$) es:

$$\Delta N' = \frac{1}{m_\alpha} [\Delta W (1 - k_v) - \frac{\Delta C \operatorname{sen} \alpha}{F} - \Delta U_\alpha \cos \alpha + \Delta U_\beta \cos \alpha + \Delta U_\beta \cos \beta + \Delta Q \cos \delta] \quad (4b)$$

Dónde:

$$m_\alpha = \cos \alpha [1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi}{F}] \quad (4c)$$

Las ecuaciones (4), (4a), (4b) y (4c) son las expresiones programadas en el programa Slide para calcular el factor de seguridad al deslizamiento de superficies de falla circulares según el método simplificado de Bishop.

4.4.2 Plan de monitoreo de estabilidad física.

Se realizarán inspecciones de campo diariamente por los supervisores de seguridad en zonas de riesgo (frente de minado, botaderos de desmonte pozas de sedimentación, etc.) estas inspecciones nos conllevarán a identificar fracturas y puntos de posible riesgo (deslizamiento) a fin de que no perjudiquen el normal desarrollo de las operaciones mineras.

En caso se haya localizado una posible grieta se procederá a realizar las mediciones correspondientes según sea necesario a fin de determinar el grado de riesgo, se realizará un informe por parte del ingeniero supervisor según la gravedad y riesgo potencial a fin de determinar soluciones.

CONCLUSIONES

- Para el diseño de taludes, las variables o elementos importantes son el comportamiento del suelo, su resistencia al corte, con los cuales, se determinó la altura y su ángulo.
- Se llegó a determinar que la resistencia al corte para los suelos que se encuentran en el proyecto San Antonio y María es de 1.5 KN/m^2 y los suelos son de partículas gruesas, mal graduadas con fino, arena arcillosa o limosa con grava.
- Con los nuevos diseños de bancos tendrán un FS: 1.1 para su estabilidad, esto reducirá los riesgos y peligros. Para una altura de banco de 10 m los ángulos de talud será de 75° y para bancos de 12 m. los ángulos de talud será de 65° y así se evitará los accidentes que con frecuencia solían suceder.

RECOMENDACIONES

- Para que la resistencia al corte no sea afectada no se deberá colocar sobrecarga encima de los bancos y se sugiere la aplicación de nuevos diseños de bancos en todas las unidades mineras aledañas con los ángulos de taludes adecuados, para evitar los deslizamientos y rupturas de bancos en el proyecto san Antonio y María.
- Contratar a personal especializado el control de taludes y una capacitación general a todos los trabajadores del proyecto san Antonio y María.
- Aplicar en forma inmediata el control para identificar las posibles causas de fallas de los taludes y así realizar trabajos tanto preventivos como correctivos adecuados a cada talud en el proyecto san Antonio y María.

BIBLIOGRAFÍA

Alfaya Arias, V. (2012). *Colonizacion de taludes artificiales por medio de revegetacion natural*. Madrid: Universidad Complutense de Madrid.

Alva Hurtado, J. E. (2005). *Analisis de estabilidad de taludes*. Lima: Universidad Nacional de Ingenieria.

Bañon Blazquez, L. (2006). *Estabilidad de taludes*. Sevilla - España.

Baeza Adell, C. (1994). *Evaluación de las Condiciones de Rotura y la Movilidad de los deslizamientos Superficiales Mediante el uso de las Técnicas de Análisis Multivariante* (Tesis Doctoral). Universidad Politécnica de Catalunya Barcelona – España.

Beneyto, P. A., Gutierrez, G. Mroginski, J. I., Di Rado, Hector A. & M. Awruch, A. (2011). *Analisis de estabilidad de taludes mediante tecnicas de optimizacion heuristica*. Argentina: Mecanica computacional.

Candela Gonzales, J. (2012). *Sistemas de estabilizacion de taludes y laderas*. Sevilla: Terratest Tecnicas Especiales S.A.

Da Costa Garcia, Almudeña (2004). *Inestabilidades por degradación superficial de taludes en suelos corrección mediante sistemas de refuerzo anclados*. (Tesis Doctoral), Universidad de Cantabria, Santander España.

De Leon N.& Belisario A. (1988). *Estudio de estabilidad de taludes en presas de tierra por modelos parametricos y probabilisticos y su aplicacion a casoso especificas*. Venezuela: Universidad de los Andes.

Escobar Toro, L. J. & Valencia Gonzalez, Y. (2012). *Análisis de estabilidad y probabilidad de falla de dos taludes de suelo tropical en la autopista Medellín - Bogotá en el tramo de vía entre marinilla y santuario*. Boletín de Ciencias de la Tierra.

Espinoza Duran, C. E. & Tapia Derzoza, L. E. (2013). *Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del proyecto pacalori*. Cuenca - Ecuador: Universidad de Cuenca.

Flores Berrones, R. (2003). *Efecto del flujo de agua en la estabilidad de taludes*. Madrid.

F. De Matteis, A. (2003). *Estabilidad de taludes*. Santa Fe, Argentina: Universidad Nacional de Rosario.

Granados Lopez, A. R. (2006). *Estabilización del talud de la costa verde en la zona del distrito de barranco*. 2006: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Gavilanes J. H. (2003). *Parametros geotecnicos y estabilidad de taludes. Ecuador*. Asociacion de Ingenieros de Minas del Ecuador.

Herrera Rodriguez, F. (2000). *Analisis de estabilidad de taludes*. Madrid: Ponzano.

Manrique Z, E. D. (2010). *Geología estructural del neogeno en la cordillera negra, implicancias en el origen y estabilidad de taludes del yacimiento aurífero epitermal*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.

Muelas Rodriguez, A. (2005). *Manual de mecanica de suelo y cimentaciones*. España.

Ortuño Abad, L. (2004). *Estabilización de taludes en suelos. Curso de Geomecanica para Infraestructuras*. SEVILLA.

Oscar Moller, W. (2011), *Análisis de estabilidad de taludes mediante técnicas de optimización*, Universidad Nacional de Rosario, Argentina.

Perez De Agreda, E. A. (2005). *Estabilidad de taludes*. Catalunya: Universidad Politecnica de Catalunya.

- Reynares, Marcela. F. F., Morbidoni, N. & Schreider, M. (2004). *Analisis de erosion y estabilidad de taludes*. Argentina: Facultad de Ingenieria y Ciencias Hidricas, Universidad Nacional del Litoral.
- Riaño Ramirez, N. (2012). *Estabilidad de taludes en carreteras*. Mexico: Ingenieria para el Manejo y Restauracion.
- Romero Chojolan, M. V. (2011). *Propuesta metodologica para la evaluacion de estabilizacion de taludes y terraplenes en proyectos de carreteras*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Santamarta Cerezal, J. C. (2003). *Ingenieria geologica y geotecnia en medios volcanicos*. Medellin: Universidad de la Laguna.
- Savedra Gabino, F. D. (1999). *Proceso del diseño, control en el uso de explosivos y reforestaciones de taludes de minas a cielo abierto*. Ecuador: Escuela Superior Politecnica del Litoral.
- Sobarzo, V., Villalobos, F. & King, S. (2011). *Estudio de la estabilidad de taludes en roca meteorizada de la formacion quiriquina*. Obras y Proyectos. (9). P. 9, 38-48
- Watson Quesada, R. (2005). *Diseño de Taludes*. Geomecanica aplicada a la pequeña mineria. (2) P. 21-53



ANEXOS

Anexo 1. Las muestras tomadas en el laboratorio



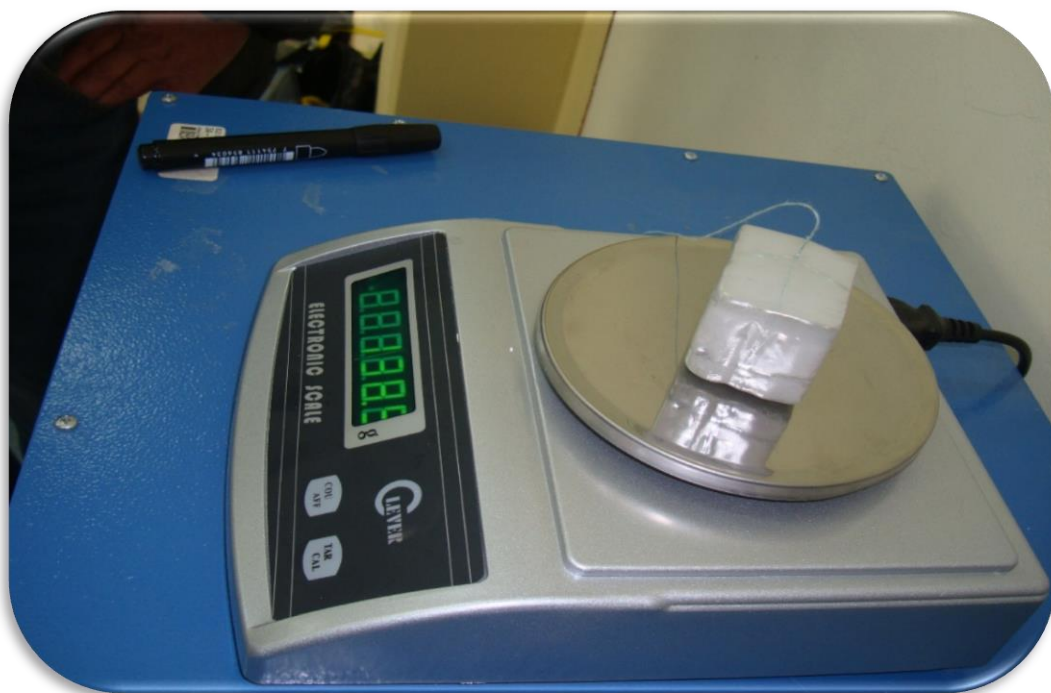
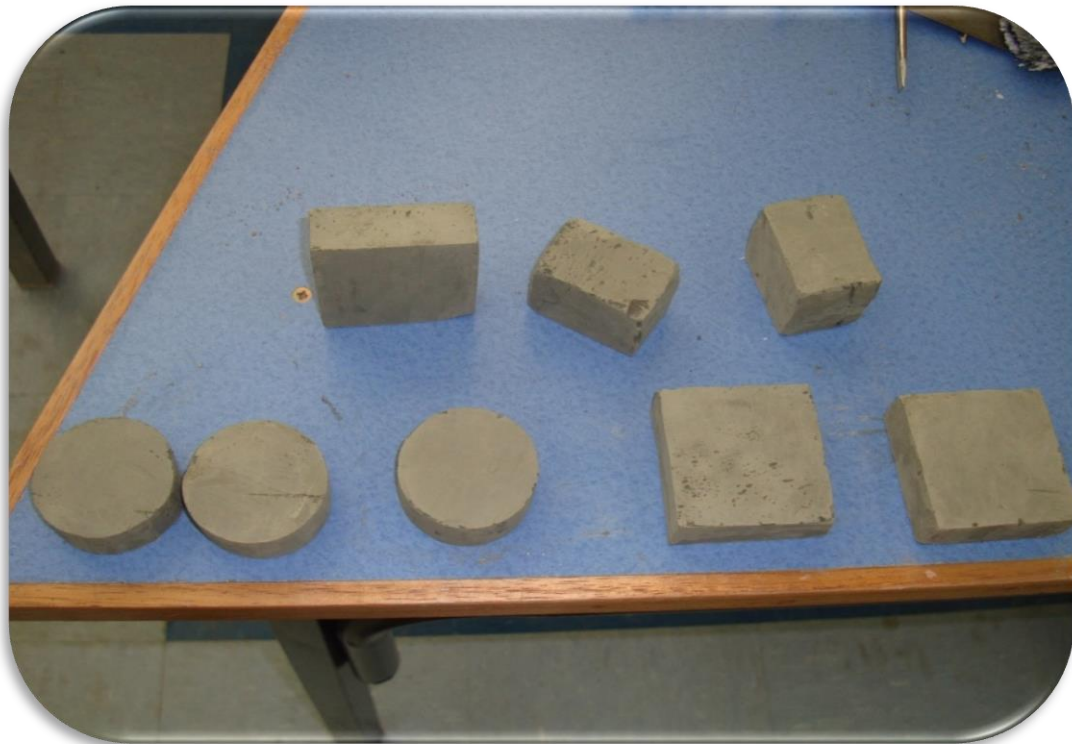
Anexo 2. Las muestras preparando la muestra para su análisis correspondiente



Anexo 3. Muestras preparando la muestra para su análisis del contenido de humedad, límite plástico y límite líquido



Anexo 4. Muestras preparando la muestra para su análisis al corte directo y gravedad específica



Anexo 5. Cuando lo bancos eran mayores a 70 metros y después cuando los bancos tiene alturas de 10 y 12 metros



de Minas



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE GEOTECNIA Y GEOMECANICA
Ciudad Universitaria Telf.: 051 366193



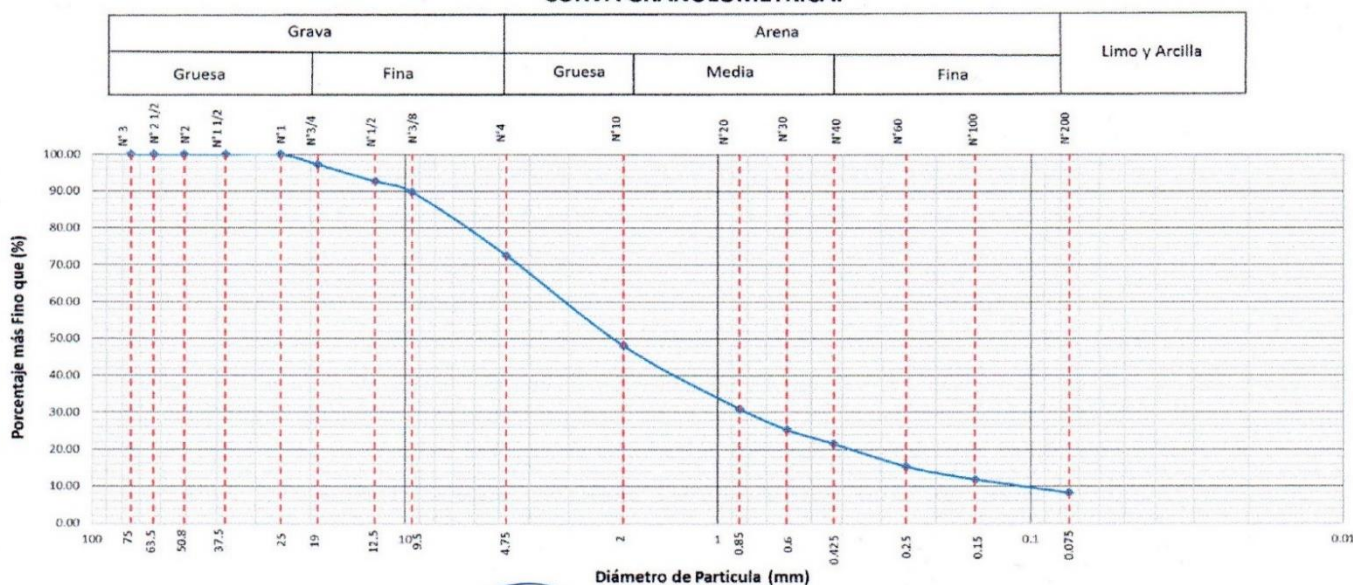
ENSAYO ESTANDAR DE CLASIFICACION DE UNA MUESTRAS DE SUELO.

INFORME N° : 0498 – A – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
CALICATA : C-01 morrena superior.
PROFUNDIDAD : Superficial.
LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

ANALISIS GRANULOMETRICO INTEGRAL POR TAMIZADO (ASTM D C136-05).

TAMIZ	TAMIZ	PESOS DE MUESTRA RETENIDA	PASA	PASANTE	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO
PULG	mm	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	25	0.00	100.00	100.00	0.00	0.00
3/4	19	55.59	97.24	97.24	2.76	2.76
1/2	12.5	91.54	92.70	92.70	4.54	7.30
3/8	9.5	57.92	89.83	89.83	2.87	10.17
4	4.75	347.03	72.62	72.62	17.21	27.38
10	2	494.68	48.09	48.09	24.53	51.91
20	0.85	344.52	31.01	31.01	17.08	68.99
30	0.6	113.70	25.37	25.37	5.64	74.63
40	0.425	77.95	21.50	21.50	3.87	78.50
60	0.25	123.25	15.39	15.39	6.11	84.61
100	0.15	70.94	11.87	11.87	3.52	88.13
200	0.075	73.78	8.21	8.21	3.66	91.79
BASE		165.62	0.00	0.00	8.21	100.00
TOTAL		2016.52				

CURVA GRANULOMETRICA.

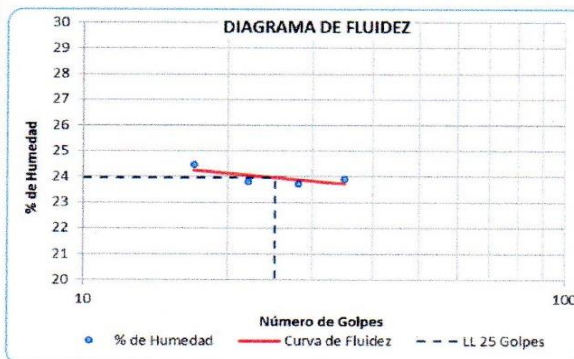


(Handwritten signature)
Dr. Juan Mayhua Palomino



DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE UNA MUESTRA DE SUELO.

LIMITE LIQUIDO (ASTM-D4318 00)				
N° de Tara	TB-5	TB-6	TB-7	TB-8
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	49.80	46.50	41.30	46.90
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	43.70	41.00	36.70	41.40
Peso de Tara (g)	18.20	17.90	17.90	18.20
Peso de Suelo Seco (g)	25.50	23.10	18.80	23.20
Peso de Agua (g)	6.10	5.50	4.60	5.50
Contenido de Humedad (%)	23.92	23.81	24.47	23.71
Numero de Golpes	35	22	17	28



LIMITE PLASTICO (ASTM-D4318 00)			
N° de Tara	T-T-4	T-T-5	T-T-6
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	8.00	8.10	8.50
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	7.90	8.00	8.40
Peso de Tara (g)	7.10	7.00	7.10
Peso de Suelo Seco (g)	0.80	1.00	1.30
Peso de Agua (g)	0.10	0.10	0.10
Contenido de Humedad (%)	12.50	10.00	7.69

Límite Líquido (%)	23.96
Límite Plástico (%)	10.06
Índice de Plasticidad (IP)	13.90
Pasa tamiz N° 4 (%)	72.62
Pasa tamiz N° 200 (%)	8.21
D60 (mm):	3.34
D30 (mm):	0.81
D10 (diámetro efectivo mm):	0.11
Coefficiente de uniformidad (Cu):	29.88
Grado de curvatura (Cc):	19.38

CLASIFICACION (S.U.C.S.) ASTM-D 2487.

SP - SC	Suelo de partículas gruesas Arena mal graduada con arcilla con grava
----------------	---

CLASIFICACION (AASHTO) ASTM-D3282.

A-2-6	Material granular Excelente a bueno como subgrado Grava y arena arcillosa o limosa.
Índice de Grupo	4

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma.
- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.


Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO



CONTENIDO DE HUMEDAD.

ASTM-D-2216-05

INFORME Nº : 0498 – B – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
CALICATA : C-01 morrena superior.
PROFUNDIDAD : Superficial.
LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

CONTENIDO DE HUMEDAD	
MUESTRA	T-1
Peso tara (g)	286.00
Peso muestra húmeda + tara (g)	3817.00
Peso muestra seca + tara (g)	3774.00
Peso agua (g)	43.00
Peso muestra húmeda (g)	3531.00
Peso muestra seca (g)	3488.00
ω (%)	1.23

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma.
- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.


Dr. Juan Maysua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO



GRAVEDAD ESPECÍFICA:
ASTM - D 854-00

INFORME Nº : 0498 – C – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
CALICATA : C-01 morrena superior.
PROFUNDIDAD : Superficial.
LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

GRAVEDAD ESPECIFICA	
MUESTRA	01
Capacidad del picnómetro	500
Peso muestra seca	121.8
Peso de picnómetro + suelo seco + agua	748.3
Temperatura	16
Peso de picnómetro + agua	672.4
Corrección por temperatura (K)	0.9998
Gs	2.65

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma.
- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.


Dr. Juan Mayhua Palomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO

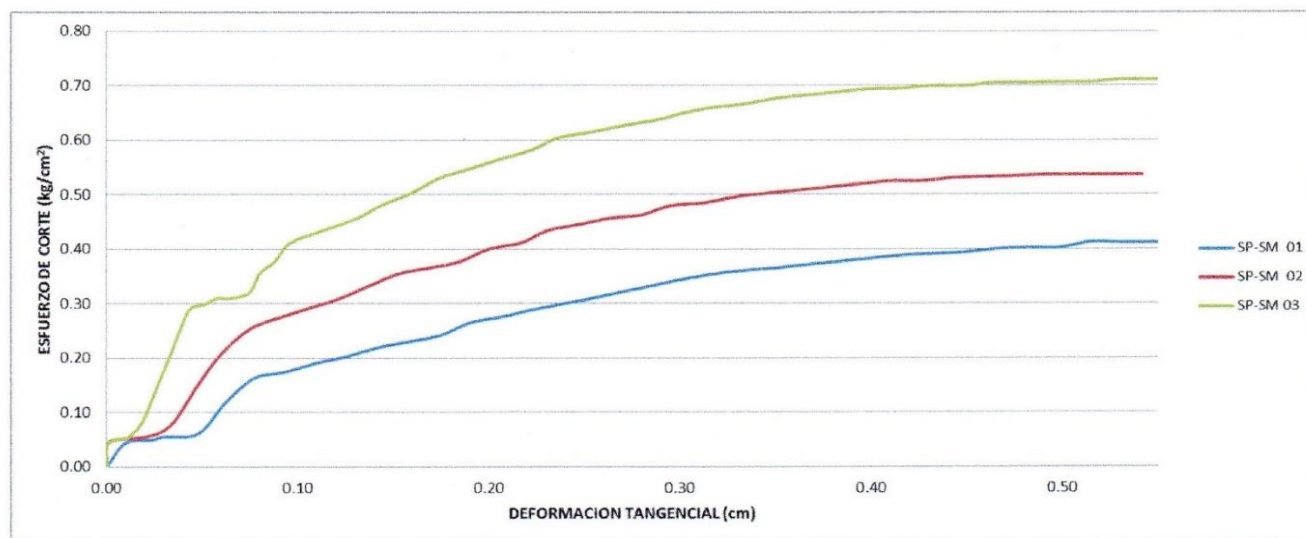


ENSAYO DE CORTE DIRECTO CD DE UNA MUESTRA DE SUELO.
(NTP 339.171, ASTM D 3080-98)

INFORME Nº : 0498 – D – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
CALICATA : C-01 morrena superior.
PROFUNDIDAD : Superficial.
LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

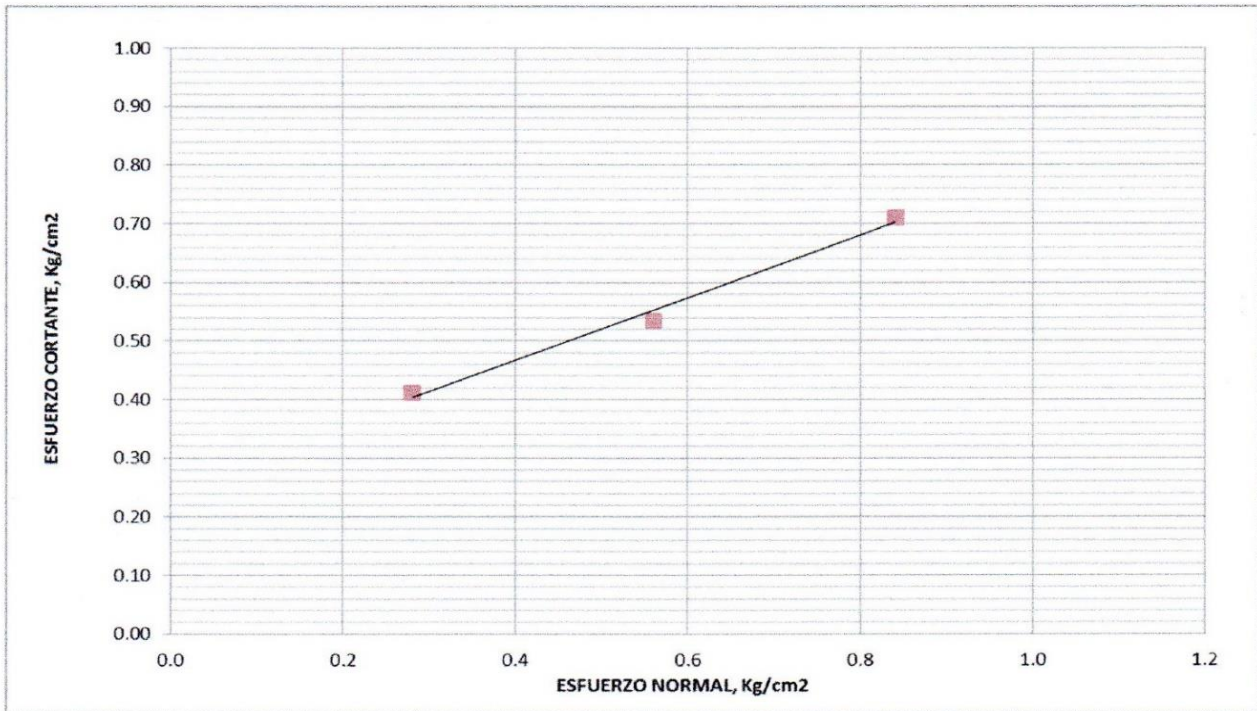
VELOCIDAD DEL ENSAYO : 0.81mm/min.
ALTURA DE LA MUESTRA : 2.0cm.
LADOS DE LA MUESTRA : 6.0cm.
ESTADO DE LA MUESTRA : Muestra inalterada tallada manualmente.
CONDICION DEL ENSAYO : Consolidado Drenado.

Especimen Nº	DENSIDAD SECA			Humedad Natural W % Natural:	Esfuerzo de Corte τ Kg/cm ²	Humedad Saturada W. % Saturada	DENSIDAD HUMEDA	
	Peso Volumétrico Seco gr/cm ³	Esfuerzo Normal σ Kg/cm ²	Proporción de Esfuerzos τ/σ				Peso volumétrico Natural gr/cm ³	Peso volumétrico Saturado gr/cm ³
1	1.80	0.28	1.47	1.25%	0.41	20.53%	1.82	2.13
2	1.80	0.56	0.96	1.25%	0.54	18.01%	1.83	2.12
3	1.77	0.84	0.85	1.35%	0.71	20.93%	1.80	2.08



Clasificación S.U.C.S.	SP - SM
Cohesión (Kg/cm ²)	0.25
Ángulo de Fricción Interno (°)	28.05

Dr. Juan Mayhua Palomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO



Observaciones:

- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.


Dr. Juan Mayhua Patolino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO



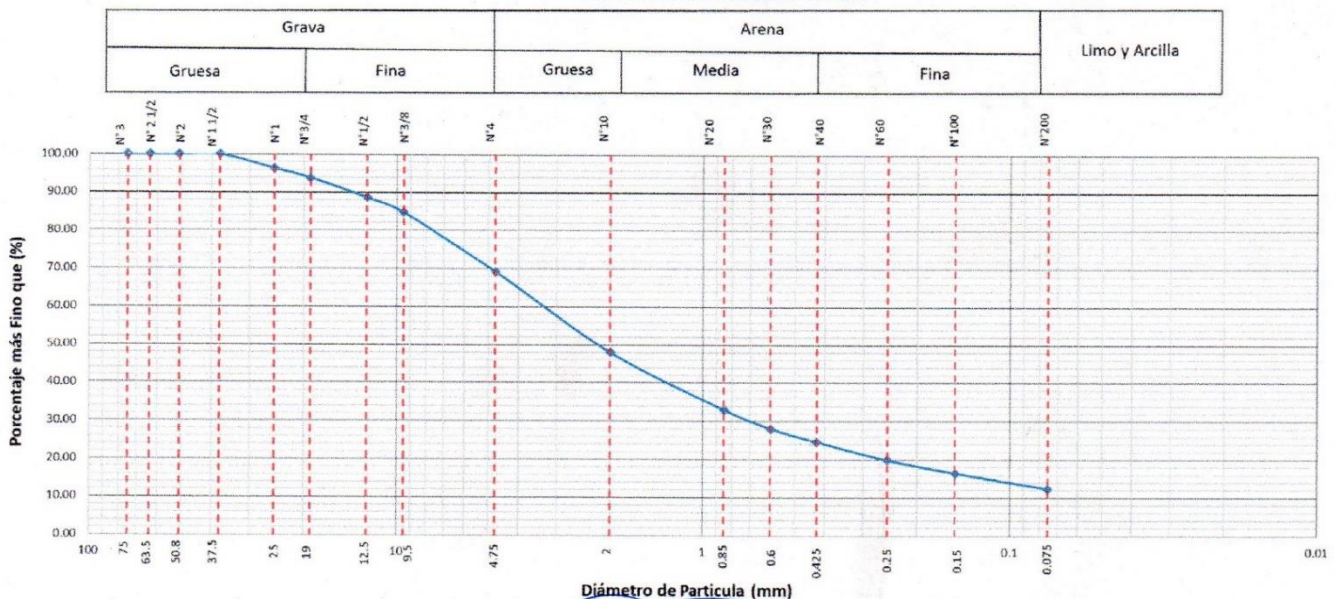
ENSAYO ESTANDAR DE CLASIFICACION DE UNA MUESTRAS DE SUELO.

INFORME N° : 0499 – A – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
 FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
 SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
 PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
 UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
 CALICATA : C-02 morrena media.
 PROFUNDIDAD : Superficial.
 LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
 RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

ANALISIS GRANULOMETRICO INTEGRAL POR TAMIZADO (ASTM D C136-05).

TAMIZ	TAMIZ	PESOS DE MUESTRA RETENIDA	PASA	PASANTE	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO
	mm	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
PULG						
1	25	78.16	96.36	96.36	3.64	3.64
3/4	19	54.11	93.84	93.84	2.52	6.16
1/2	12.5	110.90	88.67	88.67	5.17	11.33
3/8	9.5	83.59	84.77	84.77	3.90	15.23
4	4.75	334.48	69.18	69.18	15.59	30.82
10	2	453.95	48.03	48.03	21.16	51.97
20	0.85	321.82	33.03	33.03	15.00	66.97
30	0.6	105.95	28.09	28.09	4.94	71.91
40	0.425	74.50	24.62	24.62	3.47	75.38
60	0.25	102.40	19.84	19.84	4.77	80.16
100	0.15	73.13	16.44	16.44	3.41	83.56
200	0.075	88.07	12.33	12.33	4.10	87.67
BASE		264.59	0.00	0.00	12.33	100.00
TOTAL		2145.65				

CURVA GRANULOMETRICA.

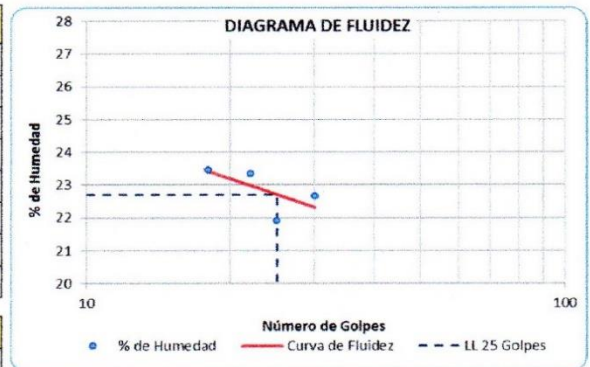


Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO



DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE UNA MUESTRA DE SUELO.

LIMITE LIQUIDO (ASTM-D4318 00)				
N° de Tara	M-09	M-10	M-11	M-12
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	42.50	39.80	39.00	40.70
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	37.90	35.60	35.10	36.60
Peso de Tara (g)	18.20	17.70	17.90	17.90
Peso de Suelo Seco (g)	19.70	17.90	17.20	18.70
Peso de Agua (g)	4.60	4.20	3.90	4.10
Contenido de Humedad (%)	23.35	23.46	22.67	21.93
Numero de Golpes	22	18	30	25



LIMITE PLASTICO (ASTM-D4318 00)			
N° de Tara	M-7	M-8	M-9
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	8.00	8.20	8.20
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	7.80	8.00	8.00
Peso de Tara (g)	7.00	7.10	7.20
Peso de Suelo Seco (g)	0.80	0.90	0.80
Peso de Agua (g)	0.20	0.20	0.20
Contenido de Humedad (%)	25.00	22.22	25.00

Límite Líquido (%)	22.71
Límite Plástico (%)	24.07
Índice de Plasticidad (IP)	-1.37
Pasa tamiz N° 4 (%)	69.18
Pasa tamiz N° 200 (%)	12.33
D60 (mm):	3.56
D30 (mm):	0.70
D10 (diámetro efectivo mm):	--
Coefficiente de uniformidad (Cu):	--
Grado de curvatura (Cc):	--

CLASIFICACION (S.U.C.S.) ASTM-D 2487.

SM	Suelo de partículas gruesas, suelo de partículas gruesas con finos Arena limosa con grava
-----------	--

CLASIFICACION (AASHTO) ASTM-D3282.

A-1-a	Material granular Excelente a bueno como subgrado Fragmentos de roca, grava y arena.
Índice de Grupo	0

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma.
- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.

Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO



CONTENIDO DE HUMEDAD.

ASTM-D-2216-05

INFORME N° : 0499 – B – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
CALICATA : C-02 morrena media.
PROFUNDIDAD : Superficial.
LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

CONTENIDO DE HUMEDAD	
MUESTRA	T-2
Peso tara (g)	288.00
Peso muestra húmeda + tara (g)	4556.00
Peso muestra seca + tara (g)	4254.00
Peso agua (g)	302.00
Peso muestra húmeda (g)	4268.00
Peso muestra seca (g)	3966.00
ω (%)	7.61

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma.
- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.


Dr. Juan Mayhua Palomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO




GRAVEDAD ESPECÍFICA.
ASTM - D 854-00

INFORME N° : 0499 – C – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
CALICATA : C-02 morrena media.
PROFUNDIDAD : Superficial.
LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

GRAVEDAD ESPECIFICA	
MUESTRA	C-02
Capacidad del picnómetro	500
Peso muestra seca	121
Peso de picnómetro +suelo seco + agua	748.5
Temperatura	16
Peso de picnómetro +agua	672.3
Corrección por temperatura (K)	0.9998
Gs	2.70

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma.
- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.


Dr. Juan Mayhua Palomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO

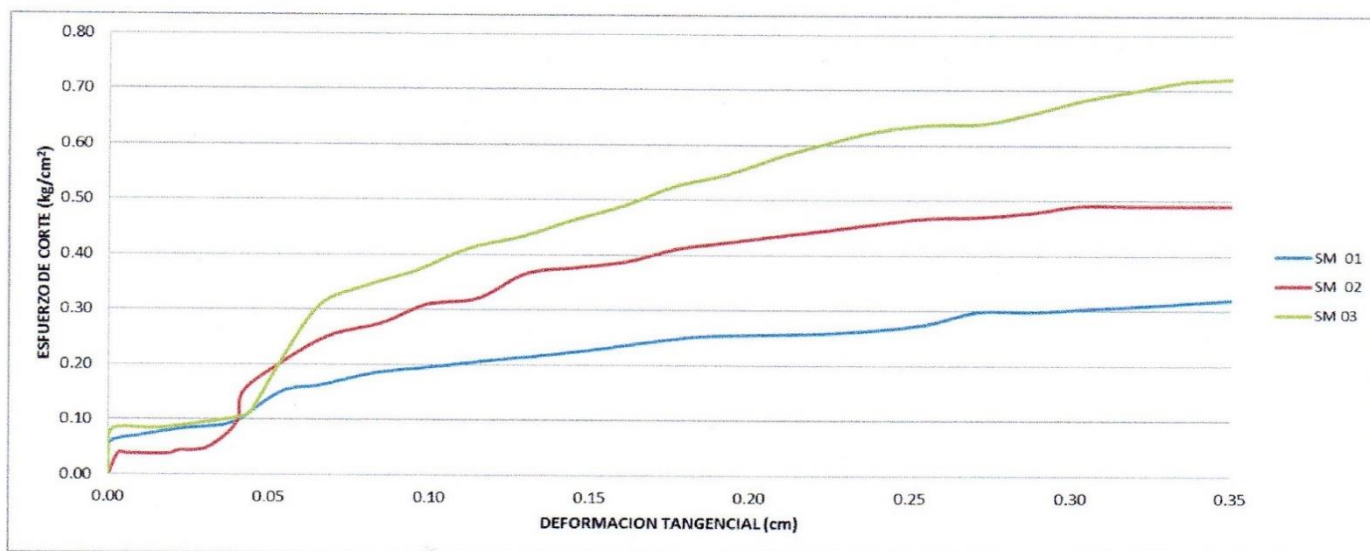


ENSAYO DE CORTE DIRECTO CD DE UNA MUESTRA DE SUELO. (NTP 339.171, ASTM D 3080-98)

INFORME Nº : 0499 – D – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
CALICATA : C-02 morrena media.
PROFUNDIDAD : Superficial.
LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

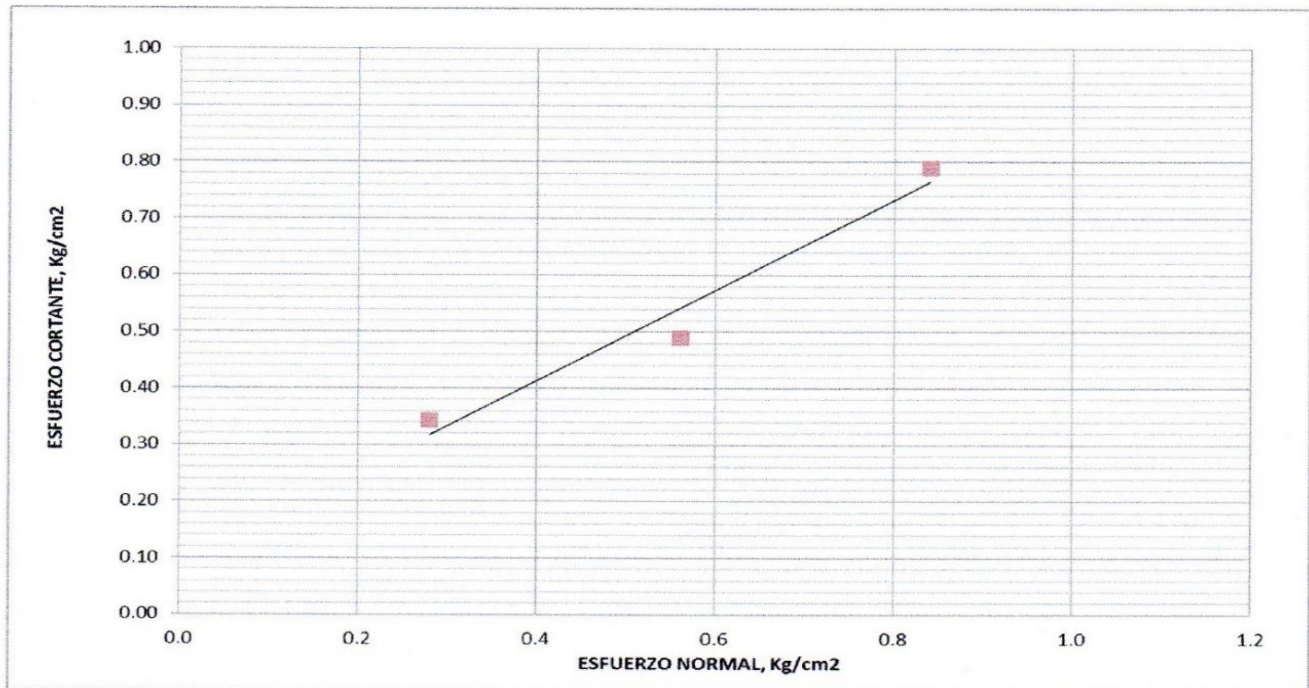
VELOCIDAD DEL ENSAYO : 0.81mm/min.
ALTURA DE LA MUESTRA : 2.0cm.
LADOS DE LA MUESTRA : 6.0cm.
ESTADO DE LA MUESTRA : Muestra inalterada tallada manualmente.
CONDICION DEL ENSAYO : Consolidado Drenado.

Especimen Nº	DENSIDAD SECA			DENSIDAD HUMEDA			Peso volumétrico Natural gr/cm ³	Peso volumétrico Saturado gr/cm ³
	Peso Volumétrico Seco gr/cm ³	Esfuerzo Normal σ Kg/cm ²	Proporción de Esfuerzos τ/σ	Humedad Natural W % Natural:	Esfuerzo de Corte τ Kg/cm ²	Humedad Saturada W. % Saturada		
1	1.82	0.28	1.23	7.95%	0.34	20.53%	1.97	2.15
2	1.85	0.56	0.88	8.30%	0.49	18.01%	2.00	2.17
3	1.83	0.84	0.94	7.99%	0.79	20.93%	1.98	2.13



Clasificación S.U.C.S.	SM
Cohesión (Kg/cm ²)	0.09
Ángulo de Fricción Interno (°)	38.56

Dr. Juan Mayhua Palomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO



Observaciones:

- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.


Dr. Juan Mayhua Palomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO



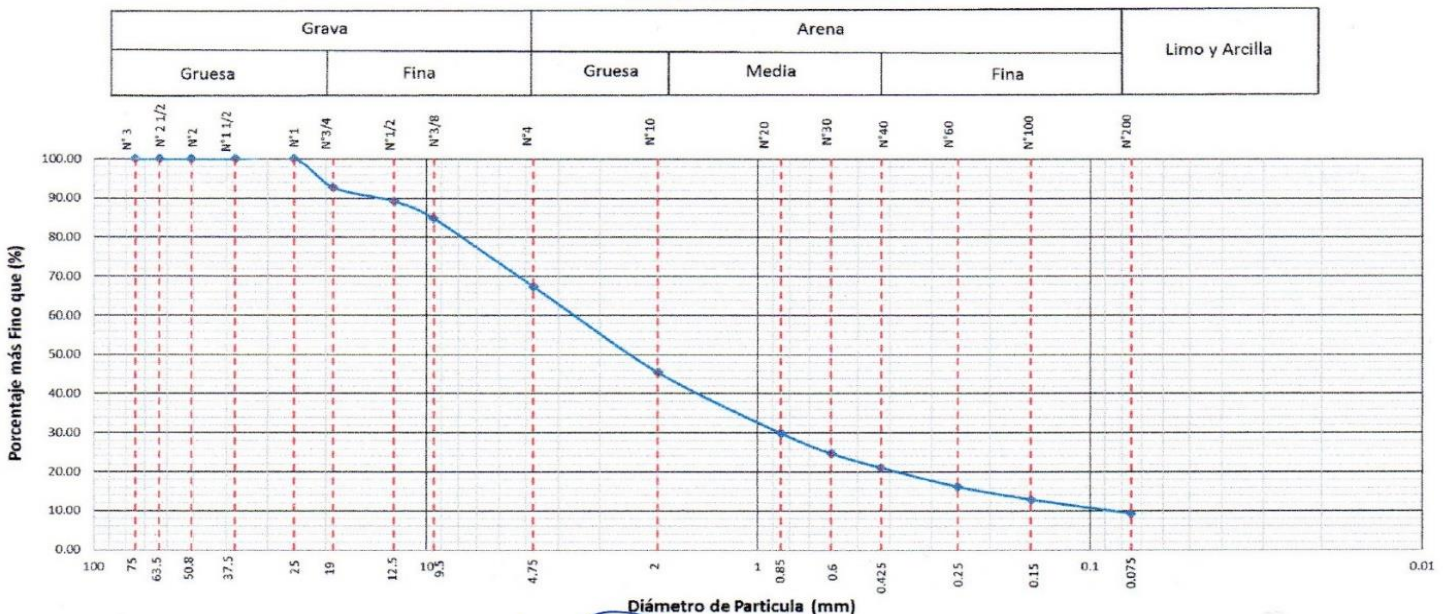
ENSAYO ESTANDAR DE CLASIFICACION DE UNA MUESTRAS DE SUELO.

INFORME Nº : 0500 – A – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
 FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
 SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
 PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
 UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
 CALICATA : C-03 morrena inferior.
 PROFUNDIDAD : Superficial.
 LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
 RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

ANALISIS GRANULOMETRICO INTEGRAL POR TAMIZADO (ASTM D C136-05).

TAMIZ	TAMIZ	PESOS DE MUESTRA RETENIDA	PASA	PASANTE	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO
	mm	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
PULG	mm	(g)	(%)	(%)	(%)	(%)
3/4	19	145.55	92.71	92.71	7.29	7.29
1/2	12.5	69.74	89.22	89.22	3.49	10.78
3/8	9.5	88.24	84.81	84.81	4.42	15.19
4	4.75	347.81	67.40	67.40	17.41	32.60
10	2	437.85	45.48	45.48	21.92	54.52
20	0.85	310.58	29.94	29.94	15.55	70.06
30	0.6	104.20	24.72	24.72	5.22	75.28
40	0.425	72.80	21.08	21.08	3.64	78.92
60	0.25	97.40	16.20	16.20	4.88	83.80
100	0.15	66.58	12.87	12.87	3.33	87.13
200	0.075	71.50	9.29	9.29	3.58	90.71
BASE		185.64	0.00	0.00	9.29	100.00
TOTAL		1997.89			100.00	

CURVA GRANULOMETRICA.

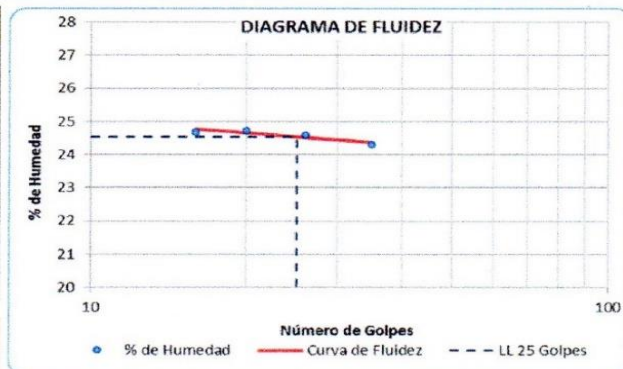


Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO



DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE UNA MUESTRA DE SUELO.

LIMITE LIQUIDO (ASTM-D4318 00)				
N° de Tara	T-1	T-2	T-3	T-4
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	41.00	40.40	40.30	37.50
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	36.40	36.00	36.00	33.70
Peso de Tara (g)	17.80	18.10	18.30	18.30
Peso de Suelo Seco (g)	18.60	17.90	17.70	15.40
Peso de Agua (g)	4.60	4.40	4.30	3.80
Contenido de Humedad (%)	24.73	24.58	24.29	24.68
Numero de Golpes	20	26	35	16



LIMITE PLASTICO (ASTM-D4318 00)			
N° de Tara	T-I	T-II	T-III
Peso Suelo Húmedo + Tara (g)	8.70	8.50	8.40
Peso de Suelo Seco + Tara (g)	8.50	8.30	8.20
Peso de Tara (g)	7.10	7.10	7.10
Peso de Suelo Seco (g)	1.40	1.20	1.10
Peso de Agua (g)	0.20	0.20	0.20
Contenido de Humedad (%)	14.29	16.67	18.18

Límite Líquido (%)	24.53
Límite Plástico (%)	16.38
Índice de Plasticidad (IP)	8.15
Pasa tamiz N° 4 (%)	67.40
Pasa tamiz N° 200 (%)	9.29
D60 (mm):	3.82
D30 (mm):	0.85
D10 (diámetro efectivo mm):	0.09
Coefficiente de uniformidad (Cu):	42.54
Grado de curvatura (Cc):	31.07

CLASIFICACION (S.U.C.S.) ASTM-D 2487.

SP - SC	Suelo de partículas gruesas Arena mal graduada con arcilla con grava.
----------------	--

CLASIFICACION (AASHTO) ASTM-D3282.

A-2-4	Material granular Excelente a bueno como subgrado Grava y arena arcillosa o limosa
Índice de Grupo	0

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma.
- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.

Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO



CONTENIDO DE HUMEDAD.
ASTM-D-2216-05

INFORME Nº : 0500 – B – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
CALICATA : C-03 morrena inferior.
PROFUNDIDAD : Superficial.
LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

CONTENIDO DE HUMEDAD	
MUESTRA	T-3
Peso tara (g)	287.00
Peso muestra húmeda + tara (g)	5003.00
Peso muestra seca + tara (g)	4614.00
Peso agua (g)	389.00
Peso muestra húmeda (g)	4716.00
Peso muestra seca (g)	4327.00
ω (%)	8.99

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma.
- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.


Dr. Juan Mayhua Palomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO



GRAVEDAD ESPECÍFICA.
ASTM - D 854-00

INFORME N° : 0500 – C – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
CALICATA : C-03 morrena inferior.
PROFUNDIDAD : Superficial.
LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

GRAVEDAD ESPECIFICA	
MUESTRA	1
Capacidad del picnómetro	500
Peso muestra seca	122
Peso de picnómetro +suelo seco + agua	749.5
Temperatura	16
Peso de picnómetro +agua	672.3
Corrección por temperatura (K)	0.9998
Gs	2.72

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma.
- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.


Dr. Juan Mayhua Palomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO



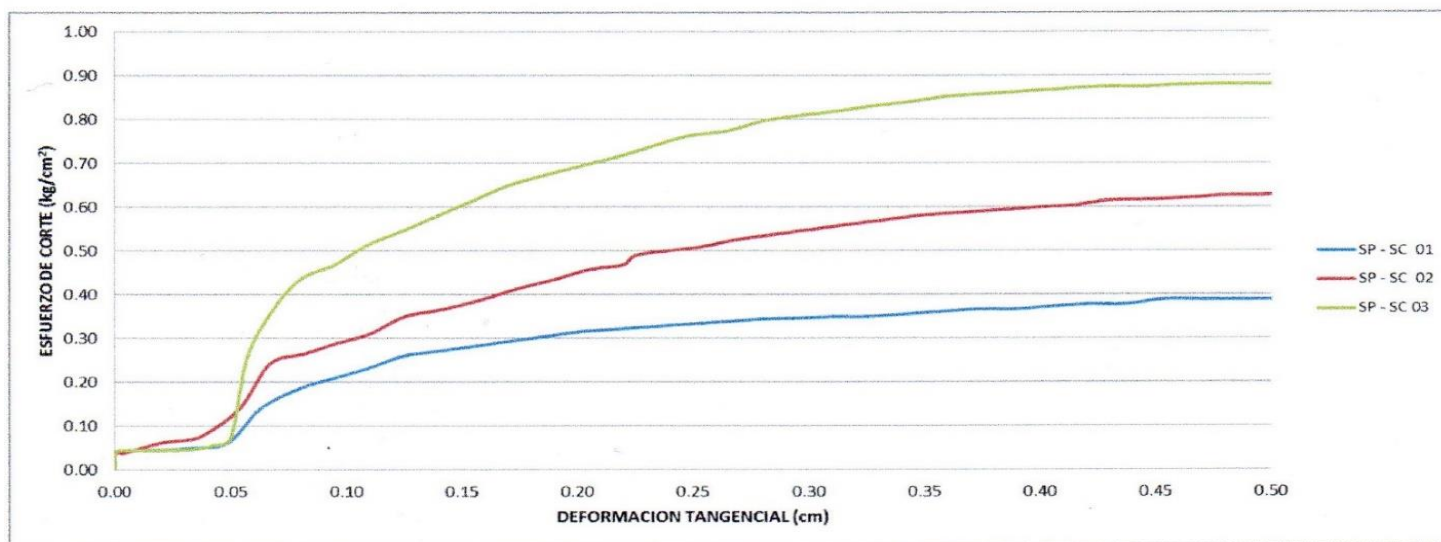
ENSAYO DE CORTE DIRECTO CD DE UNA MUESTRA DE SUELO.
 (NTP 339.171, ASTM D 3080-98)

INFORME Nº : 0500 – D – 2015-LMS&R-FIM-UNA-PUNO.
 FECHA DE EMISION : 27/04/2015.
 SOLICITADO POR : Proyecto San Antonio y María.
 PROYECTO : Proyecto San Antonio y María.
 UBICACIÓN : Paraje Vizcachani, Distrito de Ananea, Provincia de San Antonio de Putina, Región Puno.
 CALICATA : C-03 morrena inferior.
 PROFUNDIDAD : Superficial.
 LABORATORISTA : Bach. Fredy Alonso Valeriano Nina.
 RESPONSABLE : Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino.

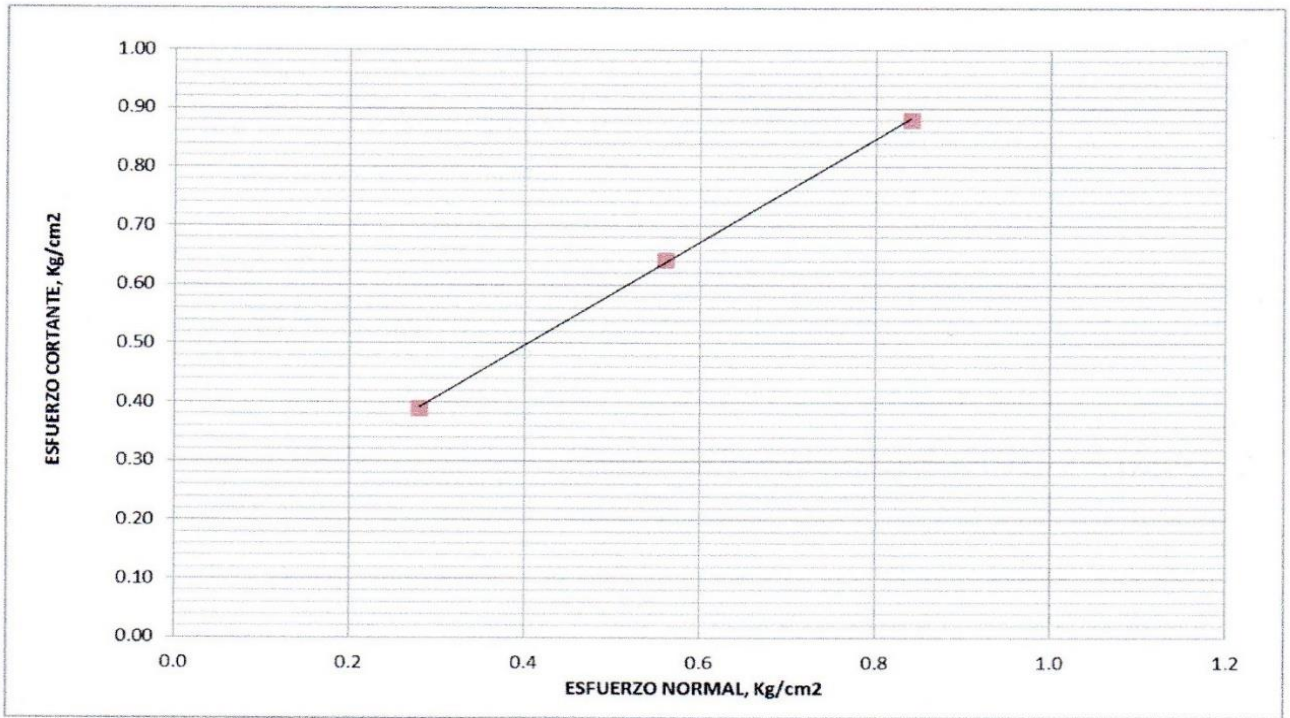
VELOCIDAD DEL ENSAYO : 0.81mm/min.
 ALTURA DE LA MUESTRA : 2.0cm.
 LADOS DE LA MUESTRA : 6.0cm.
 ESTADO DE LA MUESTRA : Muestra inalterada tallada manualmente.
 CONDICION DEL ENSAYO : Consolidado Drenado.

Especimen Nº	DENSIDAD SECA		Proporción de Esfuerzos τ/σ	Humedad Natural W % Natural:	Esfuerzo de Corte τ Kg/cm ²	Humedad Saturada W. % Saturada	DENSIDAD HUMEDA	
	Peso Volumétrico Seco gr/cm ³	Esfuerzo Normal σ Kg/cm ²					Peso volumétrico Natural gr/cm ³	Peso volumétrico Saturado gr/cm ³
1	1.78	0.28	1.39	9.23%	0.39	20.53%	1.95	2.13
2	1.80	0.56	1.15	9.13%	0.64	18.01%	1.97	2.13
3	1.86	0.84	1.05	9.39%	0.88	20.93%	2.03	2.19

Clasificación S.U.C.S.	SM
Cohesión (Kg/cm ²)	0.15
Ángulo de Fricción Interno (°)	41.28



Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO



Observaciones:

- La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
- Este documento no podrá ser reproducido total ni parcialmente sin La autorización del Laboratorio de la FIM UNA Puno.

Dr. Juan Mayhua Patomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO