

Universidad Nacional de Cajamarca

FACULTAD DE INGENIERÍA



“GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRÍTICOS DE LA
CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA”

TESIS

Para obtener el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por el bachiller:

Ronald Alexis Farrillo Membrillo

Asesor:

M. en Ing. Héctor A. Pérez Loayza

Cajamarca – Perú – 2018

AGRADECIMIENTO

Al Magister en ingeniería Héctor Pérez Loayza por su guía, tiempo y conocimientos en el presente trabajo de investigación.

A todos los que fueron mis docentes durante toda mi vida universitaria, la cual fue una de las épocas más bonitas y sacrificadas de mi vida, donde me inculcaron no solo conocimientos sino nuevos valores y objetivos. También hacer mención a la Universidad Nacional de Cajamarca lugar donde me forme para servir a la sociedad con responsabilidad y principios.

A mis tíos y a mi madre que me apoyaron desde un inicio, brindándome su consejo y apoyo incondicional, estando siempre conmigo en los buenos y malos momentos.

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo:

A mis tíos Manuel, Oscar, Matilde y Sara , a mi madre Maribel y a mis hermanas Ameire y Lorena quienes siempre me brindaron su apoyo incondicional aconsejándome, guiándome brindándome su amor y compañía para siempre ir hacia adelante.

A mi abuelita Eusebia que fue una de las personas más importantes en mi vida pero que lastimosamente ya no se encuentra en este mundo, siempre la recuerdo con mucho amor.

A mis amigos que siempre me estuvieron apoyando y aconsejando para seguir creciendo profesionalmente.

Ronald Alexis Tarrillo Membrillo.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTO.....	II
DEDICATORIA.....	III
CONTENIDO.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
RESUMEN	X
PALABRAS CLAVE.....	X
ABSTRACT	XI
KEY WORDS	XI
CAPITULO I: INTRODUCCION	12
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	13
1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA.....	13
1.3 HIPOTESIS.....	14
1.4 JUSTIFICACION DEL PROBLEMA	14
1.5 ALCANCES O DELIMITACION DE INVESTIGACION	14
1.6 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION	15
CAPITULO II: MARCO TEORICO.....	16
2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACION.....	17
2.2. BASES TEORICAS.....	19
2.3 DEFINICION DE TERMINOS BASICOS:	51
CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS	53
3.1 Localización y Ubicación.....	54
3.2 Características de la zona.	56
3.2.1 GEOGRAFIA:	56
3.2.2 HIDROGRAFIA:	56
3.2.3 CARACTERISTICAS GEOMORFOLOGICAS:	56
3.2.4 ASPECTOS GEOLOGICOS:	57
3.3. PROCEDIMIENTO:.....	60
3.3.1 Identificación y localización de taludes inestables.	63
3.3.2 Determinación del tipo de falla en los taludes analizados.....	67
3.3.3 Toma de datos geológico-geotécnico.	68
3.3.4 Determinación de la geometría de la posible falla.	81
3.3.5 Análisis del factor de seguridad en taludes con deslizamientos.	99
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	126

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	132
5.1 CONCLUSIONES:.....	133
5.2 RECOMENDACIONES:.....	134
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	135
ANEXOS.....	137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla Nº 1. Clasificación de fallas en taludes	24
Tabla Nº 2. Clasificación según el índice RQD	29
Tabla Nº 3. Parámetros de clasificación RMR(Bieniawski 1989)	31
Tabla Nº 4. Clasificación Geomecánica de GSI	33
Tabla Nº 5. Relación entre la densidad relativa y el ángulo de fricción en suelos sin cohesión.	45
Tabla Nº 6. Relaciones de corte en talud según la clase de terreno.....	48
Tabla Nº 7. Relaciones de corte en talud según la clase de terreno.....	49
Tabla Nº 8. Tipo de formación en base a progresivas.	59
Tabla Nº 9. Localización de Taludes vulnerables y proclives de falla (Inestables).....	66
Tabla Nº 10. Registro Geológico - Geotécnico de la estación 1	69
Tabla Nº 11. Registro Geológico - Geotécnico de la estación 2	78
Tabla Nº 12. Registro Geológico- Geotecnico de la estación 4.	80
Tabla Nº 13. Valoración de los parámetros para la clasificación del macizo rocoso en la estación 4.	81
Tabla Nº 14. Datos de cohesión y ángulo de fricción de la estación 2.....	85
Tabla Nº 15. Análisis granulométrico estación 2.....	95
Tabla Nº 16. Resumen tipo de falla encontrada.....	97
Tabla Nº 17. Resumen causas de fallas.	98
Tabla Nº 18. Datos geométricos de los taludes inestables.	99
Tabla Nº 19. Resultados del factor de seguridad para la estación 1 para tensiones totales.	102
Tabla Nº 20. Resultados del factor de seguridad para la estación 1 a tensiones efectivas.	104
Tabla Nº 21. Resultados del factor de seguridad para la estación 1 a tensiones efectivas y coeficiente sísmico.	105
Tabla Nº 22. Resultados del factor de seguridad para la estación 2 para tensiones totales.	108
Tabla Nº 23. Resultados del factor de seguridad para la estación 1 a tensiones efectivas.	110
Tabla Nº 24. Resultados del factor de seguridad para la estación 1 a tensiones efectivas y coeficiente sísmico.	111
Tabla Nº 25. Resultados del factor de seguridad para la estación 3 para tensiones totales.	115
Tabla Nº 26. Resultados del factor de seguridad para la estación 3 a tensiones efectivas.	117
Tabla Nº 27. Resultados del factor de seguridad para la estación 3 a tensiones efectivas y coeficiente sísmico.	118
Tabla Nº 28. Relación terreno altura en taludes según MTC-2008.....	127
Tabla Nº 29. Resultado de parámetros y características de los taludes críticos	131

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura Nº 1.	Sección transversal típica en tangente de una carretera.....	20
Figura Nº 2.	Variación de la geometría de un talud por erosión	21
Figura Nº 3.	Talud sometido a lluvia	21
Figura Nº 4.	Fuerzas debido a la gravedad y fuerzas provocadas por sismos.....	22
Figura Nº 5.	Aspectos geológicos que pueden provocar la falla de un talud. ...	23
Figura Nº 6.	Sobre carga en la corona del talud.....	23
Figura Nº 7.	Sobre carga en la corona del talud.....	24
Figura Nº 8.	Tipos de rotura en taludes	27
Figura Nº 9.	Cuantificación GSI	33
Figura Nº 10.	Falla de Talud.....	34
Figura Nº 11.	Análisis de un talud infinito (sin filtraciones).	35
Figura Nº 12.	Análisis de un talud finito: método de Culmann.....	36
Figura Nº 13.	Esfuerzos en una muestra de suelo.	37
Figura Nº 14.	Relación esfuerzo deformación.	37
Figura Nº 15.	Ensayo de corte directo.....	39
Figura Nº 16.	Ecuación de Coulomb.....	40
Figura Nº 17.	Envolvente de falla	44
Figura Nº 18.	Factor de perturbación en macizo rocoso.....	47
Figura Nº 19.	Ubicación y Localización del área de investigación	55
Figura Nº 20.	Vista frontal de taludes inestables	63
Figura Nº 21.	Talud en la estación 1.....	68
Figura Nº 22.	Talud en la estación 2.....	70
Figura Nº 23.	Equipo de corte directo.....	72
Figura Nº 24.	Talud en la estación 3.....	77
Figura Nº 25.	Talud de la estación 4.....	79
Figura Nº 26.	Datos de Hoek-Brown para la estación 1.	82
Figura Nº 27.	Coeficientes de Hoek-Brown para la estación 1.	83
Figura Nº 28.	Datos de envolvente de falla para la estación 1.	83
Figura Nº 29.	Cohesión y ángulo de fricción para la estación 1.	83
Figura Nº 30.	En el gráfico de la izquierda se representan los esfuerzos principales mayores y menores; en la derecha se representan los esfuerzos normales y cortantes en la estación 1	84
Figura Nº 31.	Envolvente de falla del talud ubicado en el Km 5+080 L.I.	85
Figura Nº 32.	Datos de Hoek-Brown para la estación 3.	86
Figura Nº 33.	Coeficientes de Hoek-Brown para la estación 3.	87
Figura Nº 34.	Datos de envolvente de falla para la estación 3.	87
Figura Nº 35.	Cohesión y ángulo de fricción para la estación 3.	87
Figura Nº 36.	En el gráfico de la izquierda se representan los esfuerzos principales mayores y menores; en la derecha se representan los esfuerzos normales y cortantes en la estación 3.	88
Figura Nº 37.	Datos de Hoek-Brown para areniscas la estación 4.	89
Figura Nº 38.	Coeficientes de Hoek-Brown para la estación 4.	90
Figura Nº 39.	Datos de envolvente de falla para la estación 4.	90
Figura Nº 40.	Cohesión y ángulo de fricción para la estación 4.	90

Figura N° 41. En el gráfico de la izquierda se representan los esfuerzos principales mayores y menores; en la derecha se representan los esfuerzos normales y cortantes en la estación 4 para las areniscas.	91
Figura N° 42. Datos de Hoek-Brown para limolitas la estación 4.	92
Figura N° 43. Coeficientes de Hoek-Brown para limolitas la estación 4.	93
Figura N° 44. Datos de la envolvente de falla para limolitas la estación 4.....	93
Figura N° 45. Cohesión y ángulo de fricción para limolitas la estación 4	93
Figura N° 46. En el gráfico de la izquierda se representan los esfuerzos principales mayores y menores; en la derecha se representan los esfuerzos normales y cortantes en la estación 4 para las limolitas.	94
Figura N° 47. Coordenadas de la estación 1 en Slide.	100
Figura N° 48. Talud de la estación 1 en Slide.....	100
Figura N° 49. Métodos de análisis para la estación 1.....	101
Figura N° 50. Análisis en Slide en la estación 1.	101
Figura N° 51. Factor de seguridad por el método Bishop simplificado y Morgensten-price para tensiones totales en la estación 1.	102
Figura N° 52. Grafica del comportamiento de talud a tensiones totales en la estación 1.....	103
Figura N° 53. Factor de seguridad por el método Bishop y Morgensten-price para tensiones efectivas.....	104
Figura N° 54. Coeficientes sísmicos para análisis de la estación 1.	104
Figura N° 55. Análisis de tensiones efectivas y sismo en la estación 1	105
Figura N° 56. Coordenadas de la estación 2 en Slide.	106
Figura N° 57. Talud de la estación 2 en Slide.....	106
Figura N° 58. Métodos de análisis para la estación 1.....	107
Figura N° 59. Esfuerzos totales en la estación 2.	107
Figura N° 60. Factor de seguridad por el método Bishop simplificado y Morgensten-price para tensiones totales en estación 2.	108
Figura N° 61. Gráfica del comportamiento de talud a tensiones totales.	109
Figura N° 62. Factor de seguridad por el método Bishop y Morgensten-price para tensiones efectivas en la estación 2.....	109
Figura N° 63. Coeficientes sísmicos para análisis de la estación 1.	110
Figura N° 64. Análisis de tensiones efectivas y sismo en la estación 2.....	111
Figura N° 65. Coordenadas de la estación 3 en Slide.	112
Figura N° 66. Talud de la estación 3 en Slide.....	113
Figura N° 67. Métodos de análisis en la estación 3.....	113
Figura N° 68. Esfuerzos totales en la estación 3.	114
Figura N° 69. Factor de seguridad por el método Bishop simplificado y Morgensten-price para tensiones totales en la estación 3.	115
Figura N° 70. Gráfica del comportamiento de talud a tensiones totales en la estación 3.....	116
Figura N° 71. Factor de seguridad por el método Bishop y Morgensten-price para tensiones efectivas.....	116
Figura N° 72. Coeficientes sísmicos para análisis de la estación 3.....	117
Figura N° 73. Análisis de tensiones efectivas y sismo en la estación 3.....	118
Figura N° 74. Dip y DD en Dips para la estación 4.	119
Figura N° 75. Grafica de DIP y DD en el programa Dips.	119

Figura Nº 76. Selección del modo de falla para la estación 4.....	120
Figura Nº 77. Propiedades cinemáticas para la estación 4	120
Figura Nº 78. Análisis Planar de la Estación 4.	121
Figura Nº 79. Análisis Wedge de la Estación 4.	121
Figura Nº 80. Análisis Toppling de la Estación 4	122
Figura Nº 81. Ingreso de datos en Sweedge para la estación 4.....	123
Figura Nº 82. Vista superior del talud, estado inicial y falla por cuña	124
Figura Nº 83. Vista frontal del talud, estado inicial y falla por cuña	124
Figura Nº 84. Vista lateral del talud, estado inicial y falla por cuña	125
Figura Nº 85. Vista en perspectiva del talud, estado inicial y falla por cuña.	125
Figura Nº 86. Factor de seguridad con tensiones totales utilizando Bishop Simplificado.....	127
Figura Nº 87. Factor de seguridad con tensiones totales utilizando Morgenstern-Price.....	127
Figura Nº 88. Factor de seguridad con efectivas utilizando Bishop Simplificado.....	128
Figura Nº 89. Factor de seguridad con tensiones efectivas utilizando Morgenstern-Price.....	129
Figura Nº 90. Factor de seguridad con efectivas y carga sísmica utilizando Bishop simplificado.....	129
Figura Nº 91. Factor de seguridad con efectivas y carga sísmica utilizando Morgenstern-Price.....	130

RESUMEN

La presente tesis tiene por objetivo determinar el grado de estabilidad de los taludes críticos de la carretera Baños del Inca – Llacanora presentando los resultados de la evaluación de inestabilidad de los taludes ubicados en las progresivas 4+540 m, 4+600 m, 4+840 m, 5+020 m.

Se identificó los taludes críticos denominándolos E1, E2, E3 y E4, sus parámetros geotécnicos, en E1 un GSI (índice de fuerza geológica) de 24, E3 un GSI de 22 y E4 un RMR (clasificación de la masa de roca) de 49 así como los valores de cohesión 0.30 kg/cm^2 , 0.47 kg/cm^2 , 0.89 kg/cm^2 , 0.19 kg/cm^2 respectivamente y un ángulo de fricción de 28.98° , 38.82° , 30.13° y 18.92° . Procesándolo mediante los softwares DIPS, Rocdata, Sweedge y Slide, se calculó el factor de seguridad mediante los métodos de Bishop-simplificado y Morgenstern-Price y un análisis dinámico en caso de sismo.

Obteniendo que para condiciones secas los valores del factor de seguridad oscilan entre 1.18 hasta 2.12 siendo todos los taludes estables pero con presencia de agua fallan los taludes E1, E2, E3 con valores entre 0.72 hasta 1.37 y con acciones dinámicas descienden hasta 0.58 salvo en el talud rocoso E4 que es estable con un factor de seguridad de 1.94.

PALABRAS CLAVE

Grado de estabilidad.

Taludes críticos.

Parámetros geotécnicos.

Ángulo de fricción.

Cohesión.

ABSTRACT

The objective of this thesis is to determine the degree of stability of the critical slopes of the Baños del Inca - Llacanora highway by presenting the results of the instability assessment of the slopes located in the 4 + 540 m, 4 + 600 m, 4 + 840 m, 5 + 020 m.

The critical slopes were identified by denominating E1, E2, E3 and E4, their geotechnical parameters, in E1 a GSI (geological strength index) of 24, E2 a GSI of 22 and E4 an RMR (rock mass rating) of 49 as well as the cohesion values 0.30 kg / cm², 0.47 kg / cm², 0.89 kg / cm², 0.19 kg / cm² respectively and a friction angle of 28.98°, 38.82°, 30.13° and 18.92°. The safety factor was found by Bishop-Simplified and Morgenstern-Price methods and a dynamic analysis in case of an earthquake.

Getting that for dry conditions the values of the safety factor oscillate between 1.18 to 2.12 all slope are stable but with the presence of water fail the slopes E1, E2 and E3 with a value between 0.72 to 1.37 and with dynamic actions down to 0.58 except for the rocky slope E4 is stable with a safety factor of 1.94.

KEY WORDS

Grade of stability.

Critical slope.

Geotechnical parameters.

Friction angle.

Cohesion.

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Cajamarca es un valle en su mayor parte plano pero al encontrarse en la sierra sus vías de acceso se encuentran en zonas bastante accidentadas con taludes pronunciados y sumamente riesgosos de los cuales no se tiene mucha información como es el caso de la carretera de Baños del Inca- Llacanora la cual presenta taludes con un continuo desprendimiento de material tanto en épocas de estiaje como de lluvia.

Cuando se ha diseñado la carretera los proyectistas se han preocupado solo en el diseño geométrico dejando de lado los taludes. A pesar de que la construcción de taludes es probablemente tan antigua como la misma humanidad no se le da un estudio adecuado, siendo este aspecto de vital importancia para lograr un eficiente diseño que pueda cumplir con su vida útil sin generar costos adicionales por su mantenimiento y operación, ni generar riesgos para sus usuarios.

Como la norma indica para taludes con una altura mayor a cinco metros y con un ángulo superior a los 45° debe hacerse banquetas o un análisis de estabilidad pero la carretera en estudio no tiene ningún estudio adicional ni medidas de protección.

1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA.

Se puede resumir la problemática en estudio mediante la siguiente interrogante:

¿Cuál es el grado de estabilidad de los taludes críticos de la carretera Baños del Inca- Llacanora desde el kilómetro 3 hasta el kilómetro 7?

1.3 HIPOTESIS.

Los taludes críticos de la carretera Baños del Inca- Llacanora no son estables y presentan un factor de seguridad menor a 1.

1.4 JUSTIFICACION DEL PROBLEMA

La presente investigación tiene como proyección complementar el estudio de la carretera Baños del Inca – Llacanora ya que esta no cuenta con un análisis de estabilidad de taludes a pesar que existe un constante desprendimiento de material que pueden originar accidentes y genera un alto costo de mantenimiento.

El ingeniero proyectista podrá usar los resultados de esta investigación para plantear medidas de seguridad en los taludes que presenten riesgo de deslizamiento o falla beneficiando a la municipalidad distrital de Llacanora, ya que contara con valores reales para diseñar las medidas de protección que estime convenientes.

1.5 ALCANCES O DELIMITACION DE INVESTIGACION

Esta investigación es de tipo descriptiva, con un enfoque cuantitativo, limitada a determinar el grado de estabilidad de la carretera Baños del Inca- Llacanora analizando 4 taludes considerados críticos ubicados en las progresivas 4+540 m, 4+600 m, 4+840 m y 5+020 m, los cuales no cuentan con estudios sobre su grado de estabilidad, usando para ello ensayos de suelos y rocas.

1.6 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

- **Objetivo General**

- ✓ Determinar el grado de estabilidad de los taludes críticos de la carretera Baños del Inca-Llacanora comprendida desde el kilómetro 3 hasta el kilómetro 7.

- **Objetivos Específicos**

- ✓ Determinar las propiedades físico-mecánicas de los suelos y rocas que conforman los taludes críticos tales como cohesión y fricción.
- ✓ Determinar los taludes críticos inestables.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACION

Antecedentes Internacionales:

Mayorga Zelaya Gerardo y Garay Obregón, Félix -2003- "Estudio de estabilidad de taludes con fines normativos de tres carreteras principales"-Nicaragua. Concluye en que la inspección y evaluación visual de taludes, en conjunto con tablas para la clasificación de rocas; considerando la resistencia y meteorización, son útiles, prácticas y sencillas que pueden ser usados, en casos particulares por ingenieros con alguna experiencia.

Se confirma que los taludes fallan por su altura (> 6.00 m) y/o inclinación ($> 45^\circ$), pero además, fallan, por el proceso de meteorización de acuerdo a su formación geológica.

Antecedentes Nacionales:

Roger Rene Mamani Larico -2016- "Análisis de la estabilidad de taludes en macizo rocoso de la carretera sina yanahuaya tramo III - sub tramo 02 a partir de la caracterización geológica y resistencia a la compresión simple"-Puno.

Analizo los diferentes taludes críticos que presentaba su carretera concluyendo en:

El factor de seguridad varía desde 1.79 hasta 3.89 determinados mediante el equilibrio límite y tipo de rotura mientras que usando el método de dovelas el factor de seguridad hallado está comprendido entre 0.81 y 1.38

La caracterización global de los macizos rocosos en los afloramientos es muy importante, para la descripción adecuada de todas las estructuras y/o discontinuidades presentes en un talud; para evaluar las fallas potenciales en los macizos rocosos mediante los análisis cinemáticos combinada con las proyecciones estereográficas y métodos analíticos

(equilibrio limite) pues es una aproximación más sencilla para la evaluación de la estabilidad de taludes en macizos rocosos en excavaciones de vías.

Jawer Toro Irureta -2014- "Evaluación de la inestabilidad de taludes en la carretera Las Pirias- Cruce Lambayeque, San Ignacio"

Analizo 8 taludes críticos y tomo muestras de 2 determinando que:

- ✚ Los factores que afectan la inestabilidad de taludes en promedio los más incidentes: Angulo de fricción. (ϕ) = 12.71° , Cohesión (c) = 27.46 kPa, Peso específico $\gamma = 27,34$ kN/m³. Y los parámetros hidrogeológicos.

A si como la pendiente del talud (grado de inclinación), altura y longitud en promedio: Altura= 22.21 m, Pendiente = 62.98° y Longitud= 18.75 m.

De los cuales en función del tipo de suelo (CL en la mayoría), dicha geometría de los taludes inestables no son la correcta. Como también no se cuenta con medidas de protección en los 8 taludes inestables y drenaje adecuado de los ocho taludes inestables.

- ✚ Las propuestas de solución más resaltante son por el rediseño de la geometría de los taludes, abatimiento de taludes (banquetas, pendiente talud VI:HI)

Antecedentes Locales:

No se cuenta con estudios de estabilidad de taludes de la zona de Cajamarca.

2.2. BASES TEORICAS.

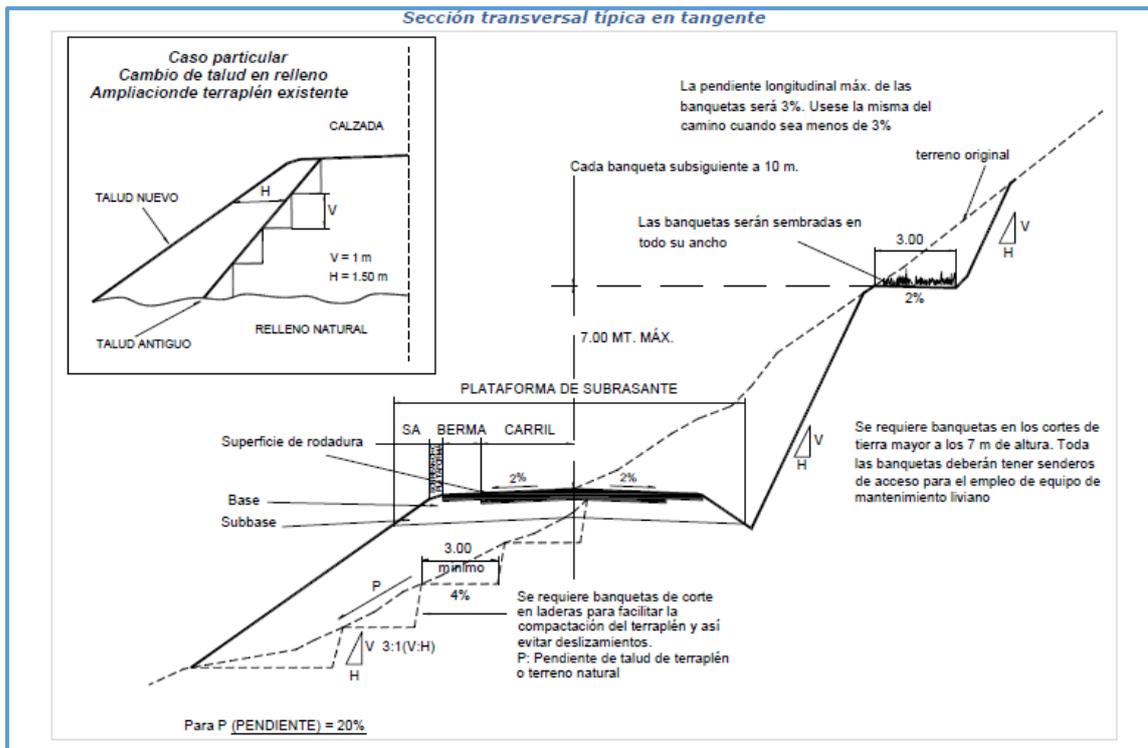
TALUD: (Manual de Carreteras: Diseño Geométrico-MTC, 2014)

El talud es la inclinación de diseño dada al terreno lateral de la carretera, tanto en zonas de corte como en terraplenes. Dicha inclinación es la tangente del ángulo formado por el plano de la superficie del terreno y la línea teórica horizontal.

Los taludes para las secciones en corte, variarán de acuerdo a las características geo mecánicas del terreno; su altura, inclinación y otros detalles de diseño o tratamiento, se determinarán en función al estudio de mecánica de suelos o geológicos correspondientes, condiciones de drenaje superficial y subterráneo, según sea el caso, con la finalidad de determinar las condiciones de su estabilidad, aspecto que debe contemplarse en forma prioritaria durante el diseño del proyecto, especialmente en las zonas que presenten fallas geológicas o materiales inestables, para optar por la solución más conveniente, entre diversas alternativas.

A continuación se ilustrara la sección transversal típica en tangente a media ladera, que permite observar hacia el lado derecho, el talud de corte y hacia el lado izquierdo, el talud del terraplén.

Figura N° 1 Sección transversal típica en tangente de una carretera.



Fuente: Manual de Carreteras: Diseño Geométrico-MTC, 2014

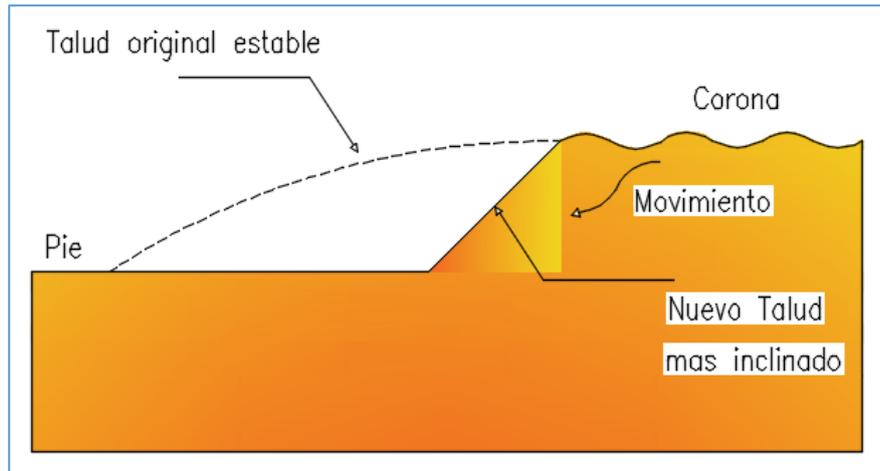
FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD: (Muni Budhu, 2007)

La falla de un talud o ladera se debe a un incremento en los esfuerzos actuantes o a una disminución de resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esta variación en general es causada por efectos naturales y actividades humanas, los principales factores que afectan la estabilidad de un talud, natural o diseñado son:

Erosión:

El agua y el viento continuamente afectan a los taludes erosionándolos. La erosión modifica la geometría del talud y por tanto los esfuerzos a los que está sometido, resultando un talud diferente al inicialmente analizado o en una modificación de las condiciones que tenía.

Figura N° 2: Variación de la geometría de un talud por erosión

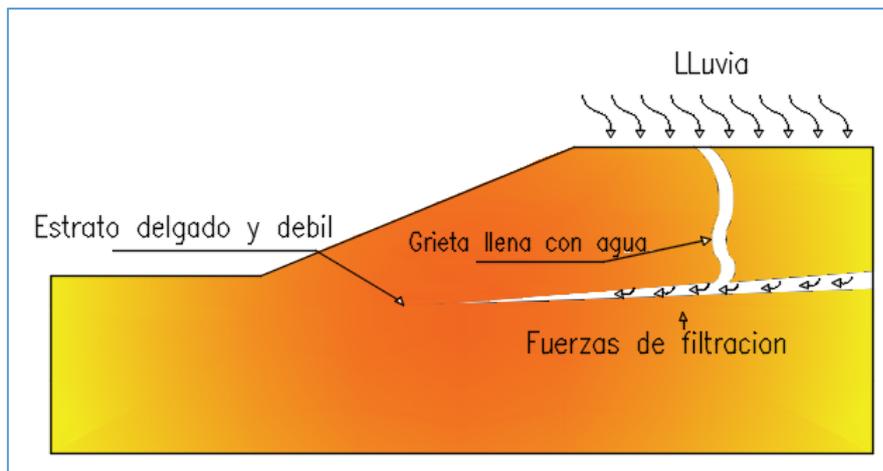


Fuente: Muni Budhu-2007

Lluvia:

Durante el periodo de lluvia, los taludes se ven afectados al saturarse los suelos que lo forma, provocando un aumento de peso de la masa, una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante y la erosión de la superficie expuesta. Al introducirse agua en las grietas que presente el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración, pudiendo provocar la falla del mismo

Figura N° 3 : Talud sometido a lluvia

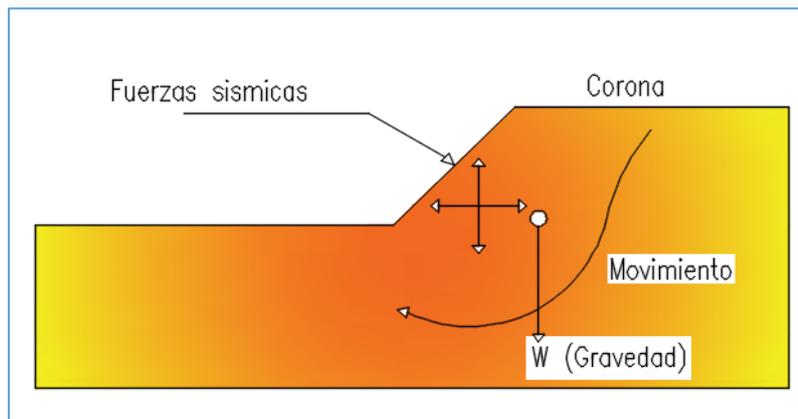


Fuente: Muni Budhu-2007

Sismo:

Los sismos suman fuerzas dinámicas a las fuerzas estáticas actuantes a las que está sometido un talud, provocando esfuerzos cortantes dinámicos que reducen la resistencia al esfuerzo cortante, debilitando al suelo. Un aumento en la presión de poro en taludes formados por materiales granulares puede provocar el fenómeno conocido como licuación.

Figura N° 4 Fuerzas debido a la gravedad y fuerzas provocadas por sismos

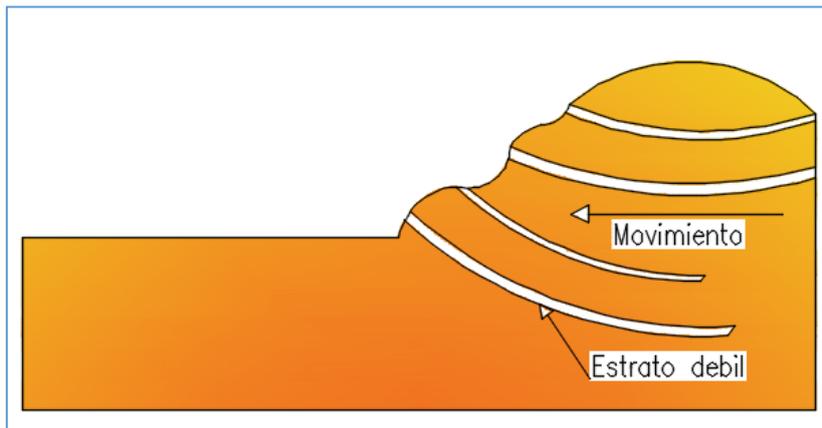


Fuente: Muni Budhu-2007

Aspectos Geológicos:

Algunas fallas de taludes son provocadas por aspectos geológicos no detectados durante el levantamiento y exploración de campo, los cuales al no ser considerados durante la evaluación de la estabilidad del talud, aumentan la incertidumbre del factor de seguridad calculado.

Figura N° 5 Aspectos geológicos que pueden provocar la falla de un talud.

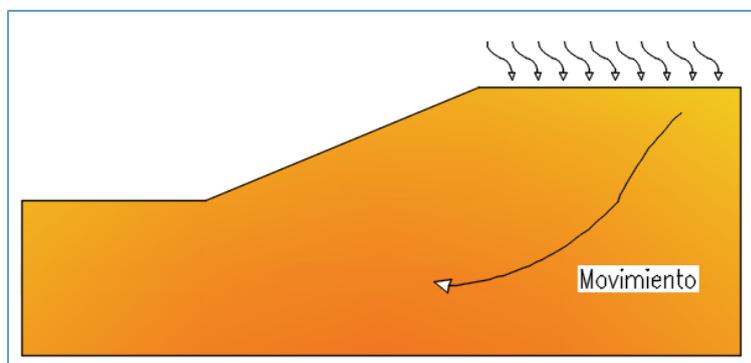


Fuente: Muni Budhu-2007

Cargas externas:

La aplicación de cargas sobre la corona del talud provoca un aumento en las fuerzas actuantes en la masa del suelo, lo cual puede llevar a la falla del talud si estas cargas no son controladas o tomadas en cuenta durante la evaluación de la estabilidad del talud.

Figura N° 6 Sobre carga en la corona del talud.



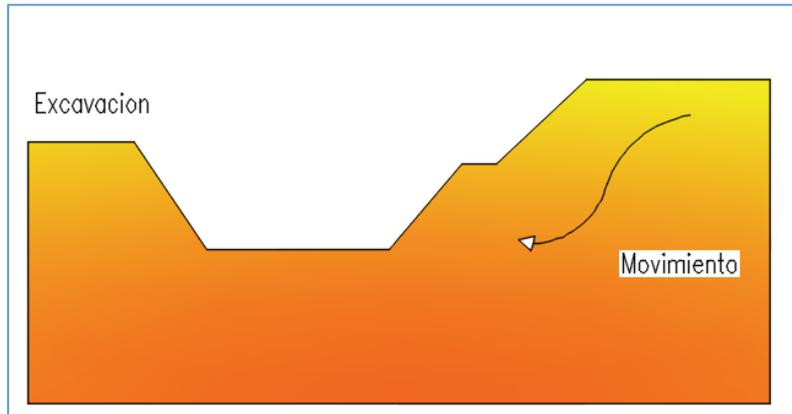
Fuente: Muni Budhu-2007

Excavaciones y/o rellenos:

Las actividades realizadas al pie de un talud o colocación de una sobrecarga en la corona, pueden causar la falla de este al modificar la condición de esfuerzos a los que está sometido.

Cuando se realiza una excavación al pie del talud, el esfuerzo total disminuye, generando en el suelo un incremento negativo en la presión del poro. Durante el tiempo en el que este incremento de presión de poro se disipa, puede presentarse la falla del talud al disminuir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Figura N° 7 Sobre carga en la corona del talud.



Fuente: Muni Budhu-2007

CLASIFICACION DE FALLAS EN TALUDES: (Hunt, 1984)

Se presenta una clasificación de fallas de taludes adaptada de Hunt (1984):

Tabla N° 1: Clasificación de fallas en taludes

Tipo de Falla	Forma	Definición
Desprendimientos	Caida libre	Desprendimiento repentino de uno o más bloques de suelo o roca que descienden en caída libre.
	Volcadura	Caída de un bloque de roca con respecto a un pivote ubicado debajo de su centro de gravedad.
Derrumbes	Planar	Movimiento lento o rápido de un bloque de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana.
	Rotacional	Movimiento relativamente lento de una masa de suelo, roca o una combinación de los dos a lo largo de una superficie curva de falla bien definida.
	Desparramamiento Lateral	Movimiento de diferentes bloques de suelo con desplazamientos distintos.
	Deslizamiento de escombros	Mezcla de suelo y pedazos de roca moviéndose a lo largo de una superficie de falla plana.

Avalancha	De roca o escombros	Movimiento rápido de una masa incoherente de escombros de roca o suelo-roca donde no se distingue la estructura original del material.
Flujo	De escombros	Suelo o suelo-roca moviéndose como un fluido viscoso, desplazándose usualmente hasta distancias mucho mayores de la falla. Usualmente originado por exceso de presiones de poros.
Repteo		Movimiento lento e imperceptible talud abajo de una masa de suelo o suelo-roca

Fuente: Hunt-1984

DESLIZAMIENTOS EN TALUDES: (Manual de Taludes IGME, 2006)

Son movimientos que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tienen lugar a lo largo de una o varias superficies a través de una franja relativamente estrecha de material.

Generalmente las superficies de deslizamiento son visibles. La velocidad con que se desarrollan estos movimientos es variable, dependiendo de la clase de material involucrado en los mismos.

El movimiento puede ser progresivo, produciéndose inicialmente una rotura local, que puede no coincidir con la superficie de rotura general, causada por una propagación de la primera: La masa desplazada puede deslizarse a una distancia variable de la superficie original de rotura, solapándose con el terreno natural y marcando éste una superficie de separación bien definida.

Sobre los flancos y superficie sobre la que se produce el movimiento se originan estrías

OTROS FACTORES DE FALLAS EN TALUDES: (Crespo Villalaz, 2004)

- ✚ Por deslizamiento a lo largo de los planos de estratificación, como resultado del efecto lubricante del agua que escurre por dichos planos.

- ✚ Por disgregación ocasionada por el agrietamiento que se produce al secarse las arcillas suaves, especialmente las arcillas bentónicas.
- ✚ Por disgregación debida a la intemperización, especialmente en calizas y lutitas margosas.
- ✚ Por la acción del empuje que se produce al sufrir expansión los estratos margosos y arcillas que se saturan de agua.
- ✚ Por desplazamiento de los suelos que se encuentran debajo del pie de los taludes.
- ✚ Por la presencia de corrientes ascendentes de agua, que originan la condición conocida como suelo movedizo.
- ✚ Por derrumbe de masas fragmentadas, ya sea a través del efecto solamente de gravedad, o bien estimulado por la fuerza expansiva de las arcillas y margas, o por presiones por erosión y por flujo plástico o lodoso.

TIPO DE ROTURA EN MACIZOS ROCOSOS: (Patton y Deere 1971)

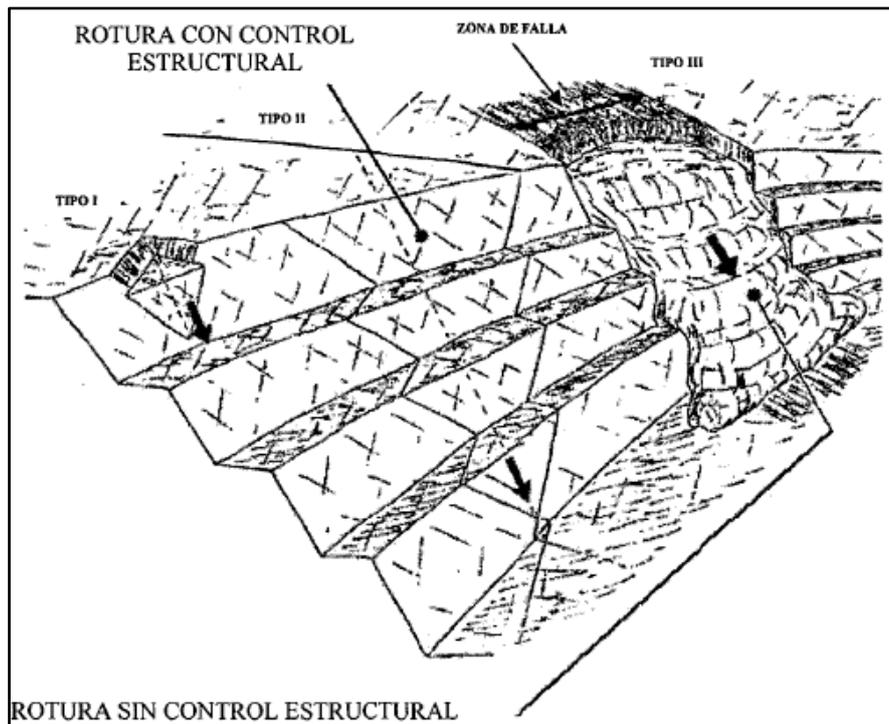
La geometría de la falla, la altura de los taludes en minas a cielo abierto, y adicionalmente incluyendo el grado de fracturamiento del macizo rocoso, las roturas pueden clasificarse en tres tipos, las cuales se presentan:

- ✚ Roturas locales (Tipo I) son aquellas roturas que ocurren a nivel de banco, controladas por discontinuidades y fallas de esa misma magnitud.
- ✚ Roturas de mayor escala (Tipo II), son aquellas controladas por discontinuidades persistentes, tales como sistemas de discontinuidades combinadas con fallas. Este tipo de rotura involucra un gran volumen de masa rocosa. Estas pueden ocurrir de acuerdo a la configuración geométrica de las discontinuidades

pre-existentes en relación a los taludes, generando de esta forma roturas de tipo planar o cuña.

- ✚ Roturas en rocas fracturadas (Tipo III), son aquellas asociadas al alto grado de fracturamiento, típico de rocas blandas y alteradas que influyen en la estabilidad debido a su baja resistencia. Este tipo de rotura puede involucrar varios bancos e incluso el talud global.

Figura N° 8: Tipos de rotura en taludes



Fuente: Patton y Deere, 1971

ROTURA PLANA:

Se produce a favor de una superficie pre-existente, que puede ser una estratificación, una junta tectónica, una falla, etc. La condición básica es la presencia de discontinuidades buzando a favor del talud, con la misma dirección que el talud y un buzamiento mayor que el ángulo de fricción interno de las discontinuidades. En taludes excavados paralelos a la estratificación, pueden tener lugar roturas planas por deslizamiento de los estratos.

ROTURA EN CUÑA:

Corresponde al deslizamiento de un bloque en forma de cuña, formado por dos planos de discontinuidad, a favor de la línea de su intersección. Para que se produzca este tipo de rotura, los dos planos deben aflorar en la superficie del talud, y se deben cumplir iguales condiciones que para la rotura plana.

CLASIFICACIONES GEOMECAICAS DE TALUDES:

Las clasificaciones geomecánicas constituyen un procedimiento de caracterización de los macizos rocosos a partir de datos de afloramientos y sondeos, y se aplican principalmente a los túneles, dada la dificultad del estudio de los macizos rocosos en profundidad.

Estas clasificaciones permiten estimar el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos y por lo tanto, el tipo de sostenimiento necesario en un túnel.

Su uso se ha extendido a otras aplicaciones además de las obras subterráneas, entre ellas destacan las aplicaciones a taludes y cimentaciones, aunque las condiciones de confinamiento no seas las mismas que en los túneles.

A continuación se describen algunos de los índices más habituales.

INDICE RQD

El índice RQD ("Rock Quality Designation") de DEERE et al. (1967), supuso una de las primeras aproximaciones al problema y hoy día forma parte de otras clasificaciones geomecánicas, se basa en el porcentaje de la recuperación del testigo de un sondeo. Depende del número de fracturas y del grado de la alteración del macizo rocoso. El diámetro del

testigo tiene que ser igual o superior a 54.7 mm y tiene que ser perforado con un doble tubo de extracción de testigo (recomendaciones de ISRM).

Se consideran solamente los fragmentos iguales o superiores a 10 cm de longitud en el testigo del sondeo y se aplica la siguiente fórmula para obtener el índice de calidad RQD:

$$RQD = \frac{\sum \text{Long de testigos } > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud perforada}} \times 100 \dots\dots\dots \text{Fórmula 1}$$

Cuando no se cuenta con testigos de perforación es posible estimar el RQD en un afloramiento rocoso, haciendo uso de la siguiente relación propuesta por PALMSTROM en 1982.

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \dots\dots\dots \text{Fórmula 2}$$

Donde J_v es el número de discontinuidades por metro cúbico de roca.

También se puede utilizar la relación propuesta por PRIEST y HUSTON (1976).

$$RQD = 100 e^{-0.1\lambda (0.1\lambda + 1)} \dots\dots\dots \text{Fórmula 3}$$

Donde λ es el número de discontinuidades por metro lineal de roca.

Para λ en el rango de 6 a 16 discont./ml se considera la siguiente relación:

$$RQD = -368 \lambda + 110.4 \dots\dots\dots \text{Fórmula 4}$$

La calidad de roca se clasifica en función de los siguientes resultados:

Tabla N° 2: Clasificación según el índice RQD

RQD (%)	Calidad de roca
<25	Muy mala
25-50	Mala

50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

Fuente: Deere, 1967

Índice RMR

El índice RMR (Rock Mass Rating) desarrollado por BIENIAWSKI en 1973, con actualizaciones en 1976 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros de diseño y sostenimiento.

Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- ✚ Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa.
- ✚ Grado de fracturamiento en términos del RQD.
- ✚ Espaciamiento entre las discontinuidades.
- ✚ Condiciones hidrogeológicas.
- ✚ Orientaciones de las discontinuidades respecto a la excavación.

Una vez obtenidas las puntuaciones, resultado de calcular los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene el valor numérico del índice RMR.

Este índice varía de 0 a 100, de los parámetros que intervienen en el cálculo del índice RMR según la última versión de 1989.

Tabla N° 3: Parámetros de clasificación RMR (Bieniawski 1989)

Parámetros de clasificación RMR (Bieniawski 1989)							
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5 5-1 <1
		Puntuación	15	12	7	4	2 1 0
2		RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%
		Puntuación	20	17	13	6	3
3		Separación entre diaclasas	> 2 m	0.6 - 2 m	0.2 - 0.6 m	0.06 - 0.2 m	<0.06 m
		Puntuación	20	15	10	8	5
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	>20 m
		Puntuación	0	4	2	1	0
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
		Puntuación	0	5	3	1	0
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave
		Puntuación	0	5	3	1	0
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm
		Puntuación	0	4	2	2	0
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
		Puntuación	0	5	3	1	0
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
		Puntuación	15	10	7	4	0

FUENTE: (González de Vallejo, 2004)

Índice GSI

En macizos rocosos de mala calidad, es difícil obtener con precisión el valor del índice RMR. Con la intención de obtener un índice basado en observaciones geológicas, y que además cubriese el rango de las rocas de mala calidad, surge el índice GSI, "Geological Strength Index" (HOEK, KAISER, y BAWDEN, 1995).

Este índice evalúa la calidad del macizo rocoso en función del grado de fracturamiento y las características de las discontinuidades. También tiene en cuenta la estructura geológica, el tamaño de los bloques y la alteración de las discontinuidades. Las relaciones entre el índice GSI y el índice RMR, dependiendo de la versión del índice RMR utilizado (1976 o 1989), se detallan a continuación:

Para el caso del RMR_{76}

- Cuando $RMR_{76} > 18$, $GSI = RMR_{76}$
- Cuando $RMR_{76} < 18$, no se puede utilizar el RMR_{76} para la obtención del GSI

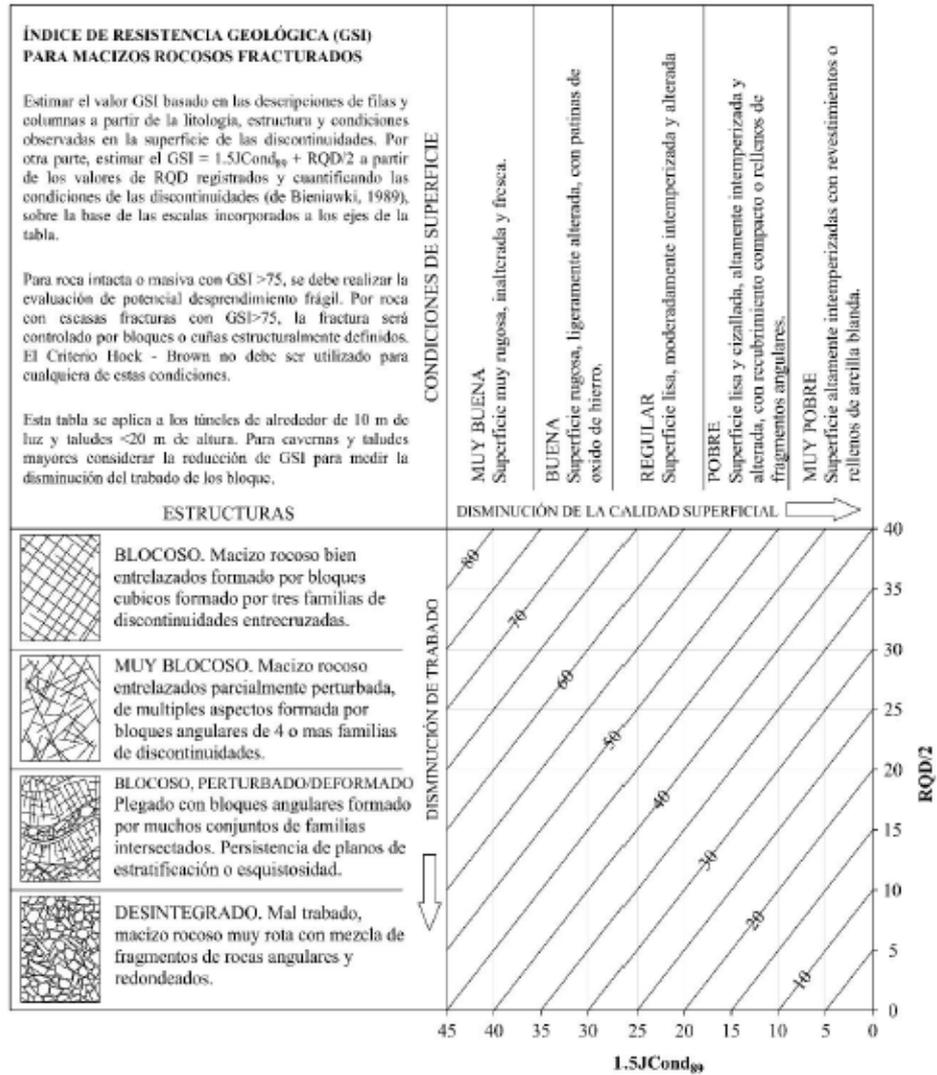
Para el caso del RMR_{89}

- Cuando $RMR_{89} > 23$, $GSI = RMR_{89} - 5$
- Cuando $RMR_{89} < 23$, no se puede utilizar el RMR_{89} para la obtención del GSI

En ambos casos se deben considerar condiciones de macizo rocoso seco, lo que supone una puntuación de 10 en el RMR_{76} y una puntuación de 15 en el RMR_{89} , para el concepto de agua en el terreno de cada sistema de clasificación. Además no se deben realizar ajustes por la orientación de las juntas.

Estimación del índice GSI, a partir de observaciones geológicas

Figura N° 9: Cuantificación GSI



Fuente: Hoek, 2013

Tabla N° 4: Clasificación Geomecánica de GSI

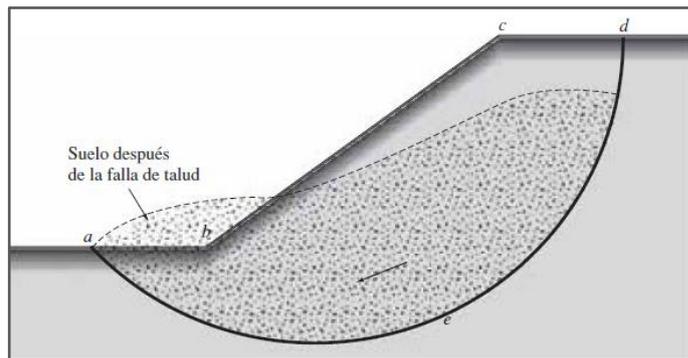
Calidad del macizo	Tipo	GSI
Muy mala	V	0-20
Mala	IV	21-40
Regular	III	41-60
Buena	II	61-80
Muy buena	I	81-100

Fuente: Hoek (2013)

ESTABILIDAD DE TALUDES: (Braja M. Das,2013)

Como la superficie del suelo no es horizontal, un componente de la gravedad hará que el suelo se mueva hacia abajo, como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 10: Falla de Talud



Fuente: Braja M. Das,2013

Si la pendiente es lo suficientemente grande, puede ocurrir falla de la pendiente, es decir, la masa de suelo en la zona “abcdea” puede deslizarse hacia abajo. La fuerza motriz supera la resistencia del suelo al corte a lo largo de la superficie de ruptura.

El análisis de estabilidad del talud, implica la determinación y la comparación del corte desarrollado a lo largo de la superficie de ruptura más probable con la resistencia del suelo al corte.

FACTOR DE SEGURIDAD (Braja M. Das,2013)

El factor de seguridad se define como:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \dots\dots\dots \text{Fórmula 5}$$

Donde:

FSs : Factor de seguridad con respecto a la resistencia

τ_f : Resistencia media del suelo al corte

τ_d : Esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.

La resistencia al corte de un suelo consiste de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se puede expresar como:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad \dots\dots\dots\text{Fórmula 6}$$

Donde:

c' : Cohesión

ϕ' : Angulo de fricción de drenado.

σ' : Esfuerzo normal efectivo en la superficie potencial de falla.

De una manera similar, también podemos escribir:

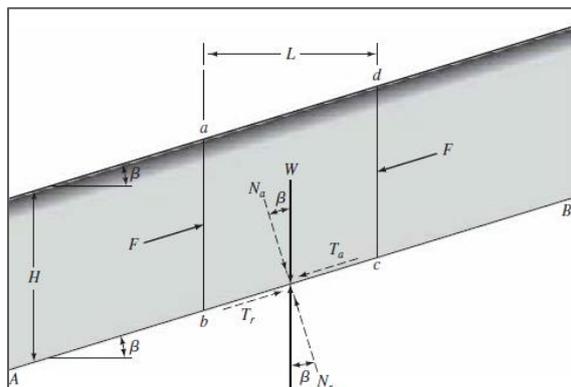
$$\tau_d = c'_d + \sigma'_d \tan \phi'_d \quad \dots\dots\dots\text{Fórmula 7}$$

Donde c'_d y ϕ'_d son, respectivamente, la cohesión eficaz y el ángulo de fricción que se desarrollan a lo largo de la superficie potencial de falla.

ESTABILIDAD DE TALUDES INFINITOS (Braja M. Das,2013)

Al considerar el problema de la estabilidad de taludes, podemos comenzar con el caso de un talud infinito, como se muestra en la siguiente figura:

Figura N° 11: Análisis de un talud infinito (sin filtraciones).



Fuente: Braja M. Das,2013

Un talud infinito es aquel en el que H es mucho mayor que la altura del talud. La resistencia del suelo al corte puede ser dada por la ecuación:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad \dots\dots\dots \text{Fórmula 8}$$

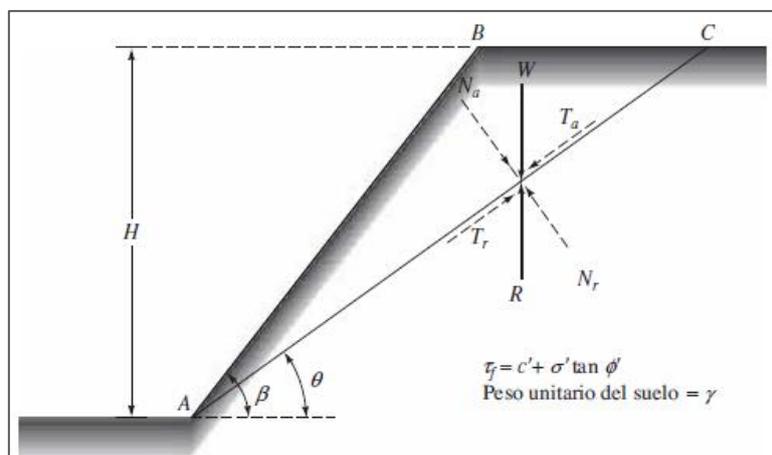
Concluyendo que el factor de seguridad se determina con la siguiente formula:

$$FS_s = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta} \quad \dots\dots\dots \text{Fórmula 9}$$

ESTABILIDAD DE TALUDES FINITOS (Braja M. Das,2013)

Cuando el valor de H_{cr} se aproxima a la altura del talud, éste por lo general se considerará finito. Cuando se analiza la estabilidad de un talud definido en un suelo homogéneo, por simplicidad, tenemos que hacer una suposición acerca de la forma general de la superficie de falla potencial. Aunque existe una considerable evidencia de que las fallas de los taludes suelen aparecer las superficies de falla curvas, el factor de seguridad es calculado mediante la aproximación de Culmann aproxima la superficie de falla potencial como un avión, que se basa en la suposición de que la falla de un talud se produce a lo largo de un plano cuando el esfuerzo medio de corte que tiende a causar el deslizamiento es mayor que la resistencia del suelo al corte. Además, el plano más crítico es el que tiene una razón mínima de la resistencia del suelo al corte a la tensión media de corte que tiende a causar la falla.

Figura N° 12: Análisis de un talud finito: método de Culmann.



Fuente: Braja M. Das,2013

La figura muestra un talud de la altura H. La pendiente se eleva en un ángulo β con la horizontal. AC es un plano de prueba de falla. El esfuerzo normal efectivo promedio y el esfuerzo cortante en el plano AC se pueden dar por:

σ' =esfuerzo normal efectivo promedio=

$$= \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \cos \theta \sin \theta \dots\dots\dots \text{Fórmula 10}$$

Y el τ =esfuerzo de corte promedio=

$$= \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin^2 \theta \dots\dots\dots \text{Fórmula 11}$$

ESFUERZO DE CORTE EN LOS SUELOS

Cohesión (Crespo Villavaz, 2004)

La cohesión se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debido a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares

Figura N° 13: Esfuerzos en una muestra de suelo.

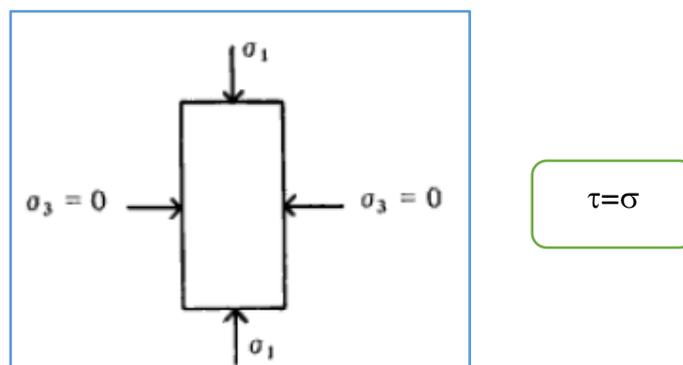
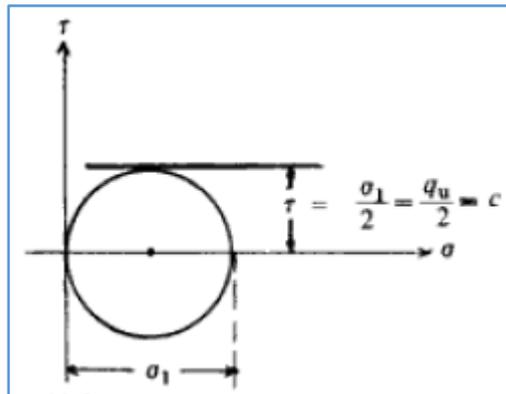


Figura N° 14: Relación esfuerzo deformación.



Fuente: Crespo Villavaz-2004

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA (Crespo Villavaz, 2004)

El Angulo de fricción interna es un valor de convenio introducido para simplificar, y se le considera constante aunque no lo es.

Depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

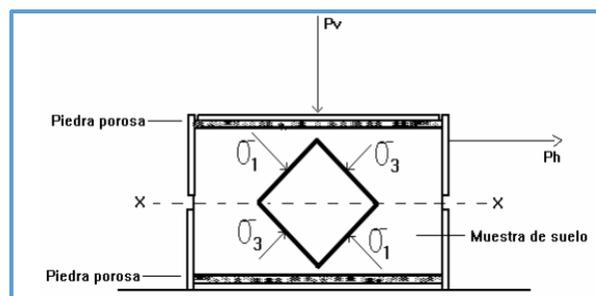
DETERMINACION DEL ESFUERZO DE CORTE (Crespo Villavaz, 2004)

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, pueden obtenerse de diferentes maneras, y entre ellas figuran por: a) por medio del aparato de corte directo ideado por Arthur Casagrande, y b) Por la prueba de compresión triaxial. En el caso de las arcillas, la determinación del esfuerzo de corte de las mismas puede determinarse, además con la prueba de compresión axial no confinada o con la prueba de la veleta.

Ensayo de Corte Directo (Jiménez Salas, 2010)

La finalidad de los ensayos de corte, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de la aplicación de una carga. Para conocer una de esta resistencia en laboratorio se usa el aparato de corte directo, siendo el más típico una caja de sección cuadrada o circular dividida horizontalmente en dos mitades. Dentro de ella se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos, se aplica una carga vertical de confinamiento (P_v) y luego una carga horizontal (P_h) creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja originando el corte de la muestra

Figura N° 15: Ensayo de corte directo.



Fuente: Jiménez Salas, 2010

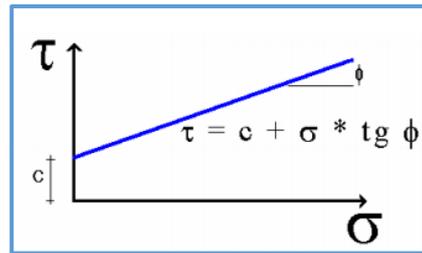
El ensayo induce la falla a través de un plano determinado. Sobre este plano de falla actúan dos esfuerzos: -un esfuerzo normal (σ_n), aplicado externamente debido a la carga vertical (P_v). - un esfuerzo cortante (τ), debido a la aplicación de la carga horizontal. Estos esfuerzos se calculan dividiendo las respectivas fuerzas por el área (A) de la muestra o de la caja de corte y deberían satisfacer la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan(\varphi) \quad \dots\dots \text{Fórmula 12}$$

Según esta ecuación la resistencia al corte depende de la cohesión (c) y la fricción interna del suelo (φ). Al aplicar la fuerza horizontal, se van midiendo las deformaciones y con estos valores es posible graficar la tensión de corte (τ), en función de la deformación (ϵ) en el plano de esta

tensión de corte. De la gráfica es posible tomar el punto máximo de tensión de corte como la resistencia al corte del suelo. Los valores de τ se llevan a un gráfico en función del esfuerzo normal (σ_n), obteniendo la recta intrínseca, donde τ va como ordenada y σ_n como abscisa. El ángulo que forma esta recta con el eje horizontal es el ángulo ϕ y el intercepto con el eje τ , la cohesión c .

Figura N° 16: Ecuación de Coulomb.



Fuente: Jiménez Salas, 2010

Los ensayos de corte directo en laboratorio se pueden clasificar en tres tipos según exista drenaje y/o consolidación de la muestra, por lo tanto los valores de c y ϕ dependen esencialmente de la velocidad del ensayo y de la permeabilidad del suelo.

Ensayo no consolidado no drenado (UU):

Es un ensayo rápido, donde el corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal (P_v); si el suelo es cohesivo y saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. Generalmente la recta intrínseca en el diagrama de τ contra σ es horizontal, donde $\tau = c_u$. No se permite el drenaje de la muestra en todo el ensayo.

Ensayo consolidado no drenado (CU):

En este ensayo se permite que la muestra drene ó se consolide durante la aplicación de la carga vertical, de modo que en el momento de aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante. La tensión de corte es rápida para que la presión de poros no pueda disiparse en el transcurso del ensayo. Estos ensayos no se usan en suelos permeables y es necesario

medir el movimiento vertical durante la consolidación (drenaje) para saber cuándo se ha producido por completo. Por lo tanto, la ecuación de Coulomb se transforma en:

$$\tau = C_{cu} + \sigma * Tg(\varphi_{cu}) = C_{cu} + (\sigma + \mu) * Tg(\varphi_{cu}) \dots\dots\dots \text{Fórmula 13}$$

Ensayo consolidado drenado (CD):

La velocidad de corte es lenta, se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo siendo las presiones intersticiales nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante ($\mu = 0$), esto implica que: $\sigma = \sigma'$, $c=c'$, $\varphi = \varphi'$.

Por otro lado, según la forma en que se aplica el esfuerzo horizontal, los ensayos de corte se pueden clasificar en dos tipos.

Ensayos de tensión controlada:

Se aplica el esfuerzo horizontal, se miden las deformaciones hasta llegar hasta la estabilización, luego se aumenta la fuerza horizontal y así sucesivamente, hasta que llega el momento en que las deformaciones no se estabilizan n, lo que nos indica que hemos sobrepasado la carga de rotura.

Ensayos de deformación controlada:

La mitad móvil de la caja se desplaza a una velocidad determinada; los esfuerzos horizontales se van midiendo con un anillo dinamométrico conectado en serie con la fuerza horizontal

Equipo necesario:

-) Máquina de corte directo, capaz de sujetar la probeta entre dos piedras porosas, medir las cargas normales, medir cambios de espesor, medir desplazamientos y permitir el drenaje a través de las piedras porosas.
-) Cajas de corte, normalmente son cuadradas de 10 o 6 cm. de lado, o bien cilíndricas de 6, 10 ó 16 cm. de diámetro, con sus respectivas piedras porosas.
-) Dos balanzas, una de 0,1 gr. de precisión; la otra de 0,01 gr.

-) Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$.

-) Cámara Húmeda.

-) Herramientas y accesorios.

Equipo para compactar las probetas remoldeadas, diales de deformación, agua destilada, espátulas, cuchillas enrasador, cronómetro, regla metálica, recipientes para determinar humedad, grasa.

CRITERIO DE FALLA DE MOHR-COULUMB (Braja Das,2013)

Un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante solo. Por lo tanto, la relación funcional entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla se puede expresar en la forma

$$\tau_f = f(\sigma)$$

..... Fórmula 14

Donde:

τ_f = esfuerzo cortante en el plano de falla.

σ = esfuerzo normal en el plano de falla.

La envolvente de falla definida por la ecuación (10.1) es una curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente para aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación puede escribirse como:

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

..... Fórmula 15

Esta ecuación se denomina criterio de falla de Mohr-Coulumb.

En el suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión del agua intersticial, o

$$\sigma = \sigma' + u$$

..... Fórmula 16

El esfuerzo efectivo, σ' , lo realizan los sólidos del suelo. Por lo tanto, para aplicar la ecuación de Mohr-Coulumb a la mecánica de suelos, es necesario reescribirla como:

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

..... Fórmula 17

Donde:

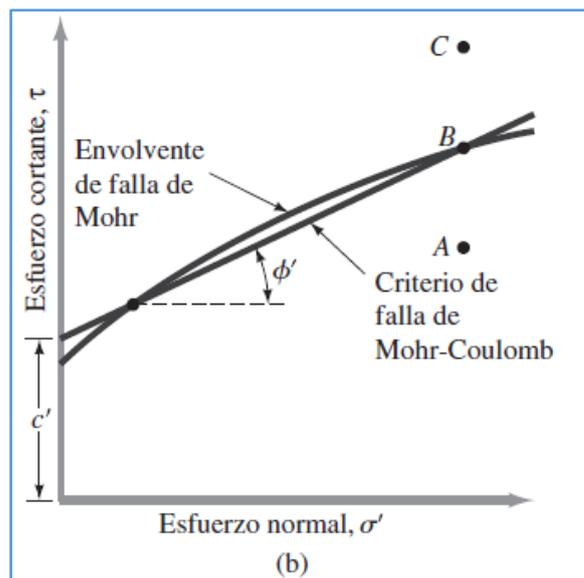
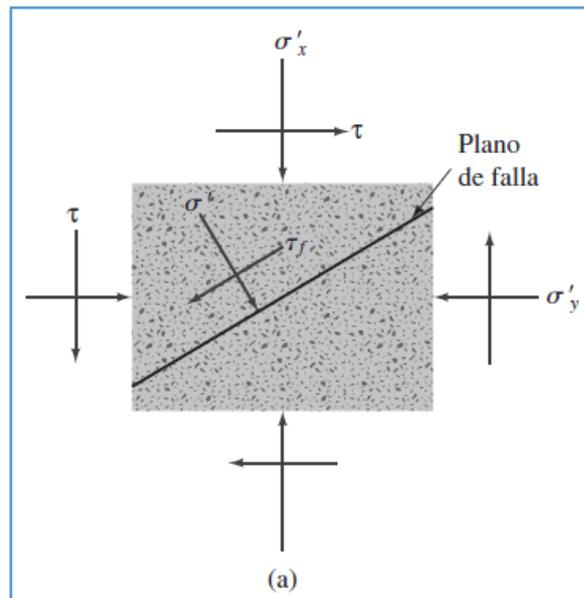
c' = esfuerzo de cohesión efectivo.

ϕ' = ángulo de fricción efectivo.

ENVOLVENTE DE FALLA (Braja Das,2013)

La importancia de la envolvente de falla se puede explicar de la siguiente manera: si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo (figura "a") son tales que se grafican como el punto A en la figura "b", entonces la falla de cizalla o corte se produce a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre el plano se grafican como el punto B (que cae sobre la envolvente de falla), entonces la falla de corte se producirá a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C no puede existir porque su gráfica está por encima de la envolvente de falla, y la falla de corte en un terreno se habría producido ya.

Figura N° 17: Envolvente de falla



Fuente: Braja Das-2013

El valor de c' para arena y limo inorgánico es 0. Para arcillas normalmente consolidadas, c' se puede aproximar a 0. Las arcillas sobre consolidadas tienen valores de c' mayores que 0.

El ángulo de fricción, ϕ' , se refiere a veces como el ángulo de fricción de drenado. En la siguiente tabla se dan los valores típicos de ϕ' para algunos suelos granulares.

Tabla N° 5: Relación entre la densidad relativa y el ángulo de fricción en suelos sin cohesión.

Estado de empaquetamiento	Densidad relativa (%)	Angulo de fricción (grados) ϕ'
Muy suelto	<20	<30
Suelto	20-40	30-35
Compacto	40-60	35-40
Denso	60-80	40-45
Muy denso	>80	>45

Fuente: Braja Das-2013

Para arcillas normalmente consolidadas, el ángulo de fricción " ϕ " varía generalmente entre 20° y 30° . Para arcillas sobre consolidadas, la magnitud de ϕ' disminuye. Para arcillas naturales sobre consolidadas no cementadas, con una presión de pre consolidación aproximadamente menor a 1000 kN/m^2 , la magnitud de c' está en el intervalo de 5 a 15 kN/m^2 .

CRITERIO DE ROTURA DE HOEK- BROWN

El criterio de rotura de Hoek-Brown es válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa, siendo no lineal, donde representa la gráfica de rotura mediante una curva de tipo cóncava.

Desarrollado inicialmente para su aplicación a macizos rocosos fracturados sin alterar su matriz rocosa resistente, sólo debe aplicarse a macizos rocosos donde la estructura analizada es grande y los bloques son pequeños en comparación y en los que hay un número suficiente de discontinuidades muy próximas entre sí, con características superficiales similares, para asumir al comportamiento de fractura como isotrópico. Se define por (Hoek, Carranza-Torres y Corkum, 2002):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \times \left(m_b \times \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{..... Fórmula 18.}$$

Donde:

-) “ m_b ” es un valor reducido de la constante del material “ m_i ” y está dado por:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad \text{..... Fórmula 19.}$$

-) “ S ” y “ a ” son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad \text{..... Fórmula 20.}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad \text{..... Fórmula 21.}$$

-) “ D ” es llamado factor de perturbación que depende del factor de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por efectos de voladura o por la relajación de los esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados (Hoek et al., 2002).

Figura N° 18: Factor de perturbación en macizo rocoso.

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance. La alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D=0 D=0,5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 metros en el macizo rocoso circundante.	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil y geotécnica dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la alteración de tensión resulta en alguna alteración.	D=0.7 Good blasting D=1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al resistir el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afcción a los taludes será menor.	D=1.0 Production blasting D=0.7 Mechanical excavation

Fuente: (Hoek, 2002)

ESTABILIDAD DE TALUDES (Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito,2008)

Sobre la base de un recorrido minucioso de la carretera, el proyectista realizará una evaluación general de la estabilidad de los taludes existentes e identificará los taludes críticos o susceptibles de inestabilidad.

Asimismo definirá la inclinación de los taludes expresada como la relación H : V, siendo H la distancia horizontal y V la altura vertical del talud. Para el efecto, se determinarán en lo posible, los parámetros obtenidos de ensayos y cálculos o se tomará en cuenta la experiencia del comportamiento de los taludes de corte in situ y/o ejecutados en rocas o suelos de naturaleza y características geológicas, geotécnicas similares que se mantienen estables ante condiciones ambientales semejantes.

Los taludes de corte dependerán de la naturaleza del terreno y de su estabilidad, pudiendo utilizarse (a modo referencial) las relaciones de corte en talud siguientes, los que son apropiados para los tipos de materiales (rocas y suelos)

Tabla N° 6: Relaciones de corte en talud según la clase de terreno.

CLASE DE TERRENO	TALUD (V:H)		
	H < 5	5 < H < 10	H > 10
Roca fija	10:1	(*)	(**)
Roca suelta	6:1 - 4:1	(*)	(**)
Conglomerados cementados	4:1	(*)	(**)
Suelos consolidados compactos	4:1	(*)	(**)
Conglomerados comunes	3:1	(*)	(**)
Tierra compacta	2:1 - 1:1	(*)	(**)
Tierra suelta	1:1	(*)	(**)
Arenas sueltas	2:1	(*)	(**)
Zonas blandas con abundante arcillas o zonas humedecidas por filtraciones	1:2 hasta 1:3	(*)	(**)

(*) Requiere banquetta o análisis de estabilidad.

(**) Requiere análisis de estabilidad.

Nota: En algunos casos se presentan taludes de corte de 8 o 10:1 debiendo mantenerse o evaluarse estas posibilidades.

Fuente: Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito-2008.

Los taludes de relleno igualmente estarán en función de los materiales empleados, pudiendo utilizarse (a modo de taludes de relleno referenciales)

Tabla N° 7: Relaciones de corte en talud según la clase de terreno.

CLASE DE TERRENO	TALUD (V:H)		
	H < 5	5 < H < 10	H > 10
Enrocado	10:1	(*)	(**)
Suelos diversos compactados (mayoría de suelos)	6:1 - 4:1	(*)	(**)
Arena compactada	4:1	(*)	(**)

(*) Requiere banquetta o análisis de estabilidad.

(**) Requiere análisis de estabilidad.

Fuente: Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito-2008.

MÉTODOS PARA CONTROL DE TALUDES INESTABLES (Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito, 2008)

Para este tipo de vías de bajo volumen de tránsito se diseñarán soluciones de bajo costo, las cuales pueden ser:

Métodos físicos:

- ✚ Zanjas de coronación: establecer el tipo y características, si es revestido o no tipo de revestimiento.
- ✚ Subdrenaje: definir el tipo de estructura.
- ✚ Muros: especificar el tipo de muros, gaviones, etc.

Métodos de revegetación:

Vegetación “natural” económica y estética que generen cobertura al terreno e incrementen la resistencia por la profundidad de las raíces. Es ideal que, para la estabilización de taludes, se seleccione la vegetación, por sus propiedades de crecimiento, resistencia, cobertura densa del terreno y raíces profundas.

Preferentemente, se deben usar especies locales nativas que tengan las propiedades antes mencionadas.

Medidas físicas y geotécnicas:

Para sectores críticos o muy críticos, como producto de un estudio geotécnico de estabilidad de taludes de extensión y alcance local, se propondrán medidas físicas y biotécnicas de estabilización de taludes, tales como:

- ✚ Drenaje y subdrenaje.
- ✚ Capas de vegetación, mantas con semillas (biomantas) y vegetación.
- ✚ Estructuras de contención que pueden estar formadas por enrocado suelto (muros secos), gaviones o muros de tierra estabilizada mecánicamente (tierra reforzada o tierra armada).

Medidas de estabilización y protección de taludes de roca:



2.3 DEFINICION DE TERMINOS BASICOS:

Grado de estabilidad: Valor del factor de seguridad que es la relación entre fuerzas que ayudan a la estabilidad del terreno y las que producen su inestabilidad.

Talud crítico: Cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal, de origen natural o como consecuencia de la intervención del hombre que presenta un posible estado de falla.

Falla de talud: Movimiento de masa de tierra del talud en el cual este cambia su geometría y afecta a la zona horizontal o pie de talud.

Cohesión: Es la adherencia entre las partículas del suelo debido a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares

Angulo de Fricción: Es un valor de convenio introducido para simplificar, y se le considera constante aunque no lo es.

Depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

Envolvente de Falla: Es la curva geométrica formada de la colección de valores máximos del comportamiento que presenta un fenómeno en diversos estados y condiciones. Dicha curva se basa en los valores de corte máximos que producen falla en el sentido de que las partículas del suelo empiezan a deslizarse unas respecto de otras.

Inestabilidad de Taludes: Estado en el que los materiales geológicos como el suelo o rocas representan baja capacidad de resistencia a esfuerzos externos e incluso a su propio peso, como consecuencia de factores como filtraciones o movimientos sísmicos.

CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS

3.1 Localización y Ubicación.

La carretera Baños del Inca – Llacanora cuenta con 5.754 km. Es una carretera de tercera clase con un IMDA de 359 veh/ día y está ubicada en el departamento de Cajamarca, provincia de Cajamarca y distritos de Baños del Inca y Llacanora. Dicha carretera pertenece a la Red Vial Vecinal CA 1494.

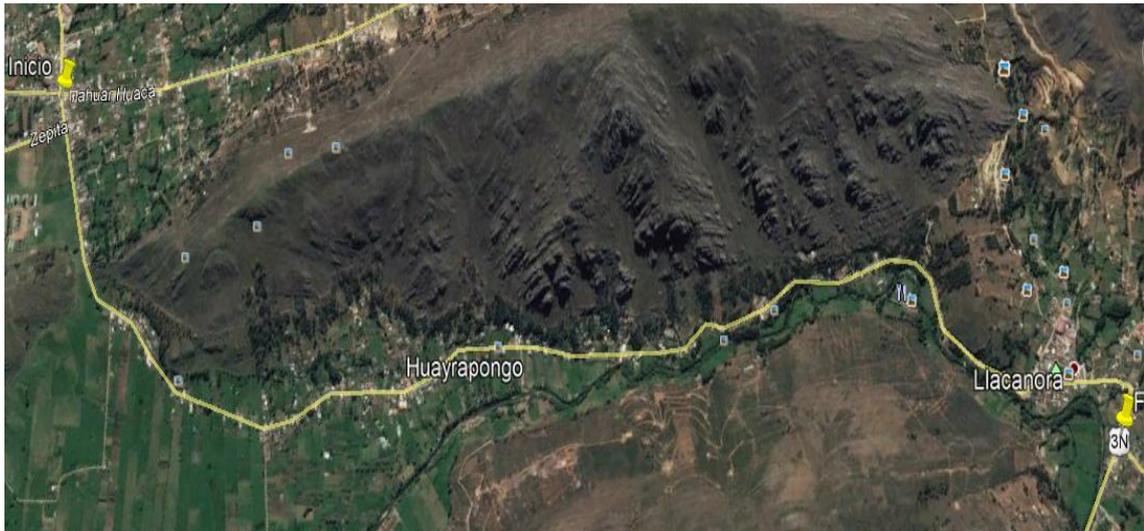
El punto de inicio se ubica en la intersección del Jr. Yahuar Huaca con la Av. Los Eucaliptos, en el distrito de Baños del Inca, cuyas coordenadas UTM, tomadas con GPS son:

Punto Inicial : Km. 00 + 000 --- Jr. Yahuar Huaca
Este : 781 095 m
Norte : 9 207 204 m
Altitud : 2670 m.s.n.m.

El punto final se ubica en el distrito de Llacanora, en la intersección con la Carretera Longitudinal de la Sierra que se dirige de Cajamarca a San Marcos 3N, y cuyas coordenadas UTM son:

Punto Final : Km. 05 + 754.73 cruce carretera Cajamarca – San Marcos
Este : 784 569 m
Norte : 9 204 143 m
Altitud : 2,600 m.s.n.m.

Figura N° 19: Ubicación y Localización del área de investigación



Fuente: Google earth.

El tramo en estudio está definido por 3 km de carretera en la zona desde el km 2+000 - 5+120, se han contabilizado 4 taludes inestables en los cuales es necesario realizar el análisis para ver si son o no seguros.

Los taludes en estudio, se encuentran ubicados en las progresivas 4+540 m, 4+600 m, 4+840 m y 5+020 m referidas desde el inicio de la carretera en Baños del Inca.

Para el estudio, se ha recopilado información durante el mes de febrero, y se determinará las causas de su inestabilidad y su factor de seguridad.

3.2 Características de la zona.

3.2.1 GEOGRAFIA:

La carretera Baños del Inca – Llacanora se encuentra en el flanco occidental de la cordillera de los andes , siendo la resultante de los fenómenos orogénicos, que provocan el levantamiento y subsidencia de la cadena montañosa y la fase morfogenética que dio lugar al modelamiento actual, mediante la acción erosiva fluvial.

3.2.2 HIDROGRAFIA:

El drenaje principal en el área está definido por el río Cajamarquino, el cual se contribuye en el rasgo más saltante y corresponde a un valle interandino.

Hacia el río Cajamarquino desaguan tributarios de dirección casi perpendicular del Río Mashcón y el Río Chonta y otros de menor caudal.

3.2.3 CARACTERISTICAS GEOMORFOLOGICAS:

La mayor extensión del proyecto está constituida por el valle del río Cajamarquino, formado por la erosión de las rocas cretácicas y triásicas, controladas por factores estructurales, los cuales representan fallas longitudinales erosionadas y con posteriores acumulaciones de materiales fluviales.

Los flancos derecho e izquierdo del río están conformados por rocas arenosas, lutáceas y cuarcitas, dando lugar a elevaciones suaves en la margen derecha y con mayores pendientes en el flanco izquierdo.

GEOLOGIA ESTRUCTURAL GEODINAMICO INTERNA:

La mayor extensión de la carretera Baños del Inca - Llacanora está constituida por el valle del río Cajamarquino, formado por la erosión de las rocas cretácicas y triásicas, controladas por factores estructurales, los cuales representan fallas longitudinales erosionadas y con posteriores acumulaciones de materiales fluviales.

Los flancos derecho e izquierdo del río están conformados por rocas arenosas, lutitas y cuarcitas, dando lugar a elevaciones suaves en la margen derecha y con mayores pendientes en el flanco izquierdo.

3.2.4 ASPECTOS GEOLOGICOS:

Litología y Estratigrafía:

Comprende las siguientes formaciones:

1. Formación Carhuaz:

- + Tiene aproximadamente una potencia de 500m.
- + Consta de una alternancia de arenisca con lutitas grises.
- + En la parte superior contiene bancos de cuarcitas blancas que se intercalan con lutitas y arsénicos.

2. Formación Farrat:

- + Representa la parte clástica del cretácico inferior.
- + Consta de cuarcitas y areniscas blancas.
- + Tiene una potencia promedio de 500m.

3. Depósitos cuaternarios:

Se componen de fragmentos de rocas preexistentes, siendo sus agentes de transporte el agua viento y hielo.

La variedad de tamaño de sus datos se debe a que la acción de transporte en algunas partes es más fuertes que en otras.

Descripción de los depósitos Cuaternarios:

Depósitos Coluviales:

Son materiales acumulados en la pendiente de los cerros y los cauces son transportados por acción de la gravedad.

Ambiente Fluvial:

Predomina la erosión de tipo mecánico, También intervienen los factores de la destrucción química de rocas superficiales. El río no sólo arrastra gravas y arena, sino también arcilla y productos en disolución, y estos últimos van a pasar de los mares y a los lagos, mientras las arcillas se pueden depositar junto con las arenas, en zonas de la velocidad de las corrientes sea más reducida. Los sedimentos fluviales se caracterizan además, por sus variaciones en sentido vertical, debido a las alternancias estacionales o periódicos de régimen fluvial, que en un mismo sitio puede originar sedimentos finos o aluviones gruesos

La carretera Baños del Inca - Llacanora se ha desarrollado sobre las formaciones Farrat y Carhuaz consta de cuarcitas y areniscas blancas rocosas, las mismas que se muestran fracturadas, y su estratificación es un tanto sub horizontal a horizontal con poca deformación de las rocas, y sin fallamientos activos.

Por acción de los procesos de la geodinámica externa, las diferentes formaciones rocosas se han descompuesto y hoy en día estos materiales están conformando los suelos: Arcillosos, Arenoso- limosos, limo-arcillosos, Areno –arcillosos, Arcillo- gravosos, etc.

Características, tipos de formaciones y depósitos más sobresalientes, de la zona donde se encuentra la carretera Baños del Inca – Llacanora.

Tabla N° 8: Tipo de formación en base a progresivas.

PROGRESI VAS	TIPO DE FORMACION	ZONA
Km 0+000	Materiales Aluviales	Estable
Km 0+550	Formación Farrat y Carhuaz zona de transición	Estable
Km 0+800	Depósitos Coluviales y Aluviales	Estable
Km 0+900	Materiales Coluviales	Estable
Km 1+100	Formación Farrat	Estable
Km 1+200	Flanco izquierdo un ojo de agua y en el flanco derecho materiales fluviales como aluviales, todo el trayecto de 1000 m aproximadamente.	Estable
Km 2+ 480	Formación Farrat en el flanco izquierdo y en el flanco derecho depósitos Coluviales como fluviales	Estable
Km 2+880	Pequeño afloramiento de la Formación Carhuaz	Estable
Km 3+000	Depósitos Coluviales como fluviales	Estable
Km 3+200	Depósitos Coluviales	Estable
Km 3+560	Afloramiento de la formación Carhuaz	Estable
Km 3+690	Depósitos Coluviales como Fluviales	Estable
Km 3+900	Afloramiento de la formación Carhuaz	Estable
Km 4+0.80	Formación Carhuaz	Inestable
Km 5+390	Depósitos Coluviales y formación Carhuaz.	Inestable
Km 5+475	Las restantes progresivas son formaciones Carhuaz así como materiales Fluviales y aluviales alrededor de los puentes de acceso en Llacanora.	Inestable

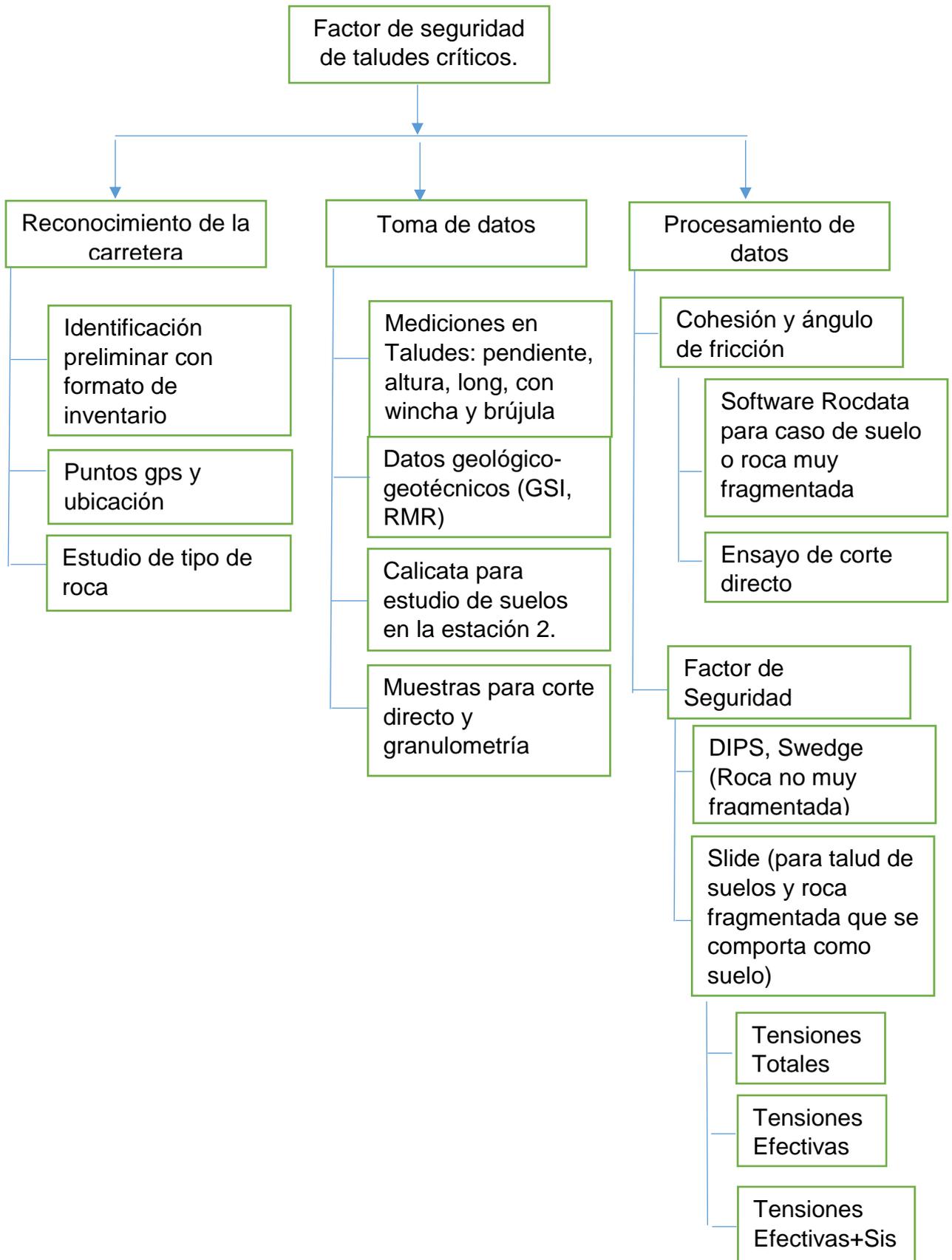
Fuente: Elaboración Propia.

3.3. PROCEDIMIENTO:

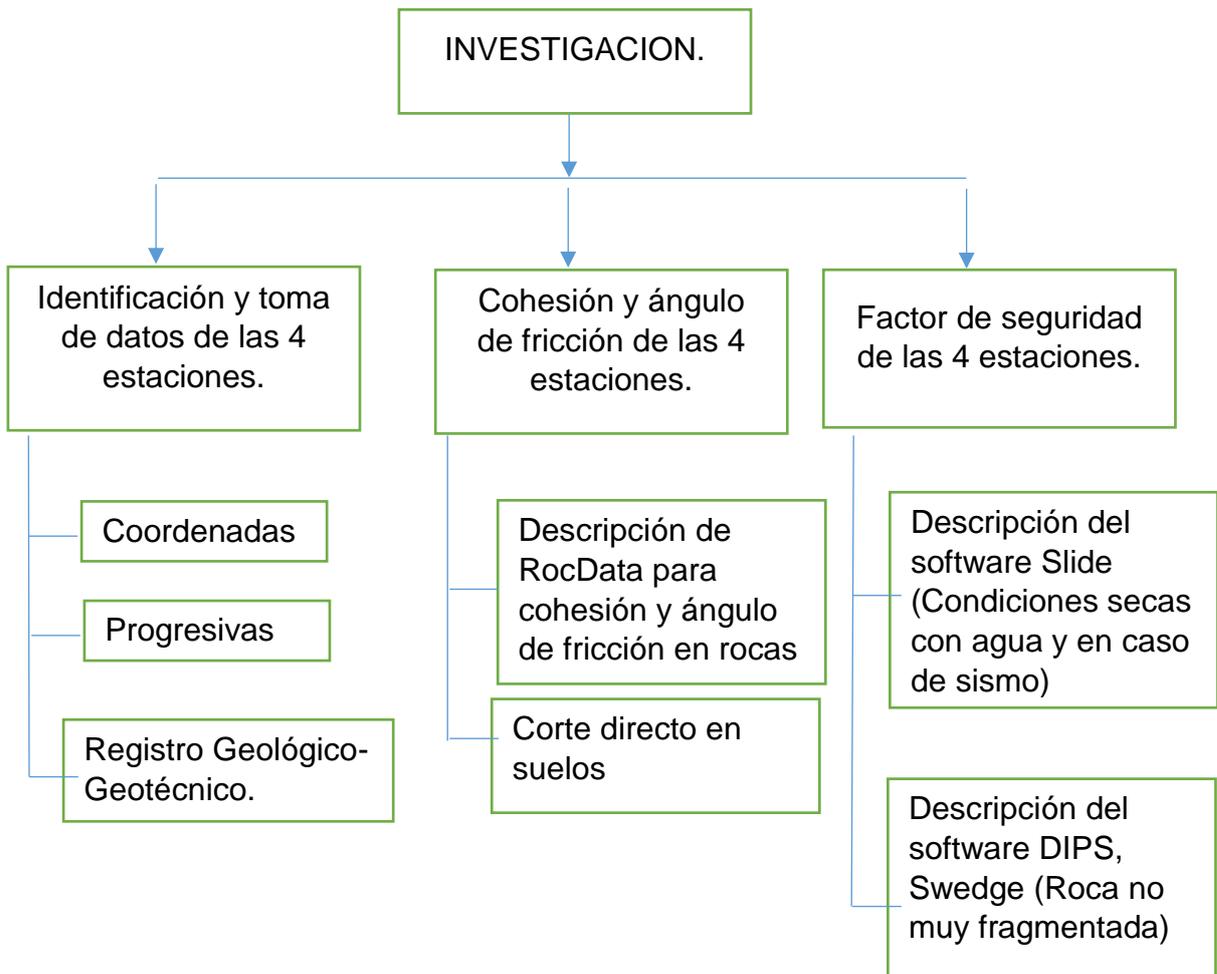
En esta parte se establece una metodología para detectar y prevenir posibles problemas en áreas inestables, mediante el estudio de la carretera Baños del Inca – Llacanora.

- ✚ Se identificara los mecanismos de falla más comunes en los distintos tipos de materiales geológicos encontrados.
- ✚ El establecimiento de criterios para la recolección de información.
- ✚ Levantamiento de parámetros: geometría de los deslizamientos, indicadores de campo, uso del suelo.
- ✚ La búsqueda e interpretación de efectos clave para identificar la posible inestabilidad de taludes.
- ✚ Distintos tipos de ensayo realizados en los taludes inestables.
- ✚ Análisis, discusión de la información y evaluación de los taludes inestables.
- ✚ Conclusiones y recomendaciones.

Flujograma del procedimiento de toma y análisis de datos.



Flujograma de la lógica de investigación.



A lo largo de la carretera de Baños del inca - Llacanora hay zonas llanas donde no hay problema de taludes inestables pero otras son zonas abruptas en las cuales hay desprendimiento continuo de material colmatando las cunetas y pudiendo originar algún accidente de impactar contra un auto, en el diseño de esta carretera no se han planteado medidas correctivas para estos taludes inestables.

Dichos taludes se encuentran en las estaciones que serán detalladas más adelante, donde se definirá el tipo de falla que presentan. En este proyecto de investigación se tomaron datos directos de campo, se realizaron los ensayos de laboratorio de granulometría y corte directo, además se usó softwares para determinar las características y comportamiento de suelo y roca.

3.3.1 Identificación y localización de taludes críticos inestables.

Existen desprendimientos de material a lo largo de toda la zona de taludes concentradas a partir del kilómetro 4, para este proyecto de investigación se analizaran los más críticos que puedan originar algún tipo de accidente considerando su tamaño, su continuo deslizamiento y erosión.

Se seleccionó el talud de la progresiva 4+540 m por tener una altura de 8.5 m con una pendiente de 77.14° una cohesión de 0.30 Kg/cm^2 , ángulo de fricción de 28.98° y estar conformado por arcillas y limolitas muy oxidadas, el talud de la progresiva 4+600 m por tener una altura de 8.2m con una pendiente de 75.05° una cohesión de 0.47 Kg/cm^2 , ángulo de fricción de 38.82° y estar conformado por suelo arenoso arcilloso clasificación A-4, el talud de la progresiva 4+840 m por tener una altura de 26 m con una pendiente de 75.9° una cohesión de 0.89 Kg/cm^2 , ángulo de fricción de 30.13° y estar conformado por arcillas y limolitas muy oxidadas finalmente el talud de la progresiva 5+020 m por tener una altura de 25 m con una pendiente de 79.0° una cohesión de 0.19 Kg/cm^2 , ángulo de fricción de 18.92° y estar conformado por bloques de arcillas y con una capa de finos como limolitas.

Figura N° 20: Vista frontal de taludes inestables



Fuente: Elaboración propia.

En dicho formato se evalúa las posibles causas de falla que pudieran provocar que ocurrieran desprendimientos, deslizamientos o derrumbes, en un inicio se planteó 4 ensayos de corte directo pero al encontrarse con que 3 taludes eran de material rocoso se tuvo que analizar desde un punto de vista geotécnico, en base a parámetros como GSI, RMR y utilizando software. Para el talud que si presenta una capa de suelo se hizo el ensayo de granulometría y posterior corte directo.

Para poder clasificar el tipo de falla de los taludes en estudio se realizara un reconocimiento e identificación en campo de los diversos factores geológicos que condicionen la falla así mismo se hará la toma de datos y ensayo de laboratorio a taludes en proceso o estado de falla. Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras existiendo un grado de incertidumbre en cuanto a su predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada. Pero existen patrones de falla que nos pueden ayudar a identificar y reconocer las potenciales áreas de falla, para poder dar un tratamiento adecuado y eliminar o reducir su factor de riesgo y la ocurrencia de posibles accidentes.

La metodología utilizada para detectar y prevenir posibles derrumbes, desprendimientos y deslizamientos fue la siguiente:

Clasificación de taludes proclives a fallas, de acuerdo a un formato de evaluación de taludes donde se evalúa la geometría y estratigrafía del talud, así como ensayos de laboratorio de suelos (granulometría, corte directo) y finalmente con el uso de software se determinó que el tipo de falla que comúnmente se daría es por cuña debido a la orientación de los estratos y tipo de material.

INVENTARIO DE TALUDES							
TITULO: ANALISIS DE TALUDES			GUIA DE OBSERVACION N°:				
FECHA							
CARRETERA	BAÑOS DEL INCA - LLACANORA	TALUDES INESTABLES:	Progresivas(km 0+ 000 - 5+000)				
EST. FINAL		LADO	IZQUIERDO				
TEGIS: DETERMINACION DEL GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRITICOS DE LA CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA							
Análisis Fotográfico	GEOLOGIA DEL TALUD						
	SUELO	SI	NO	DESCRIPCION			
	SP						
	SM						
	SC						
	ML						
	CL						
	OL						
	MH						
	ESTRATIGRAFIA DE TALUD						
		DESCRIPCION					
	CAPA 1						
CAPA 2							
CAPA 3							
Perfil	GEOMETRIA DE TALUD						
	ALTURA	metros					
	GRADO INCLINACION (Pie)	GRADO INCLINACION (Corona)				grados	
	LONGITUD	metros					
	PRESENCIA DE AGUA						
	NACIMIENTOS	SI	NO	DESCRIPCION			
	SUPERFICIAL						
	SUB TERRANEA						
	FALLAS ESTRUCTURALES O VISUALES EN EL TALUD						
	TIPO DE FALLA	SI	NO	DESCRIPCION			
	GRIETAS CORONA DE TALUD						
	GRIETAS CARA TALUD						
	BERMAS	SI	NO	DESCRIPCION			
	EROSION TALUD						
	LOMOS DE PRESION						
	TIPOS DE INESTABILIDAD						
	TIPO	SI	NO	TIPO	SI	NO	
DERRUMBES/C.BLOQUES	DESPLAZAMIENTOS						
COLADAS DE FLUJOS	VOLCAMIENTO						
REPTACION DE SUELOS	AVALANCHAS DE ROCAS						
VEGETACION ENCONTRADA SOBRE TALUD							
TIPO DE SIEMBRA	DESCRIPCION						
ARBOLES							
OTROS							
ESTABILIDAD							
SITUACION ACTUAL	SI	NO	SITUACION AC	SI	NO		
ESTABLE			MEDIDA DE PROTECCION				
INESTABLE LOCAL							
INESTABLE							
OBSERVACIONES ADICIONALES							

Nota: Con este formato se realizó la identificación inicial de los taludes.

Tabla N° 9: Localización de Taludes vulnerables y proclives de falla (Inestables)

Progresiva	Ubicación	Descripción de Talud Vulnerable.	Foto
4+540	L/I	Desprendimiento de material en cara de talud	
4+600	L/I	Desprendimiento de finos en corona y cara de talud	
4+840	L/I	Desprendimiento de material y fisuras en cara de talud	
5+020	L/I	Desprendimiento de material y fisuras en cara de talud	

L/I= Lado Izquierdo

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.2 Determinación del tipo de falla en los taludes analizados.

Se inició con un reconocimiento de toda la carretera identificando los taludes que pudieran estar proclives a la inestabilidad, para ello se contó con el plano topográfico de la carretera, determinando la geometría del talud y una toma de datos inicial, también se realizaron ensayos de suelos, tomando tres muestras representativas del talud y para el resto de taludes se hizo una toma de datos geotécnica, determinando el tipo de falla y el grado de inestabilidad que presentan.

En aquellos lugares identificados como más propensos a la inestabilidad, según lo descrito anteriormente, deberá obtenerse información adicional para caracterizar mejor el subsuelo y conocer los parámetros que sirvan de base para el análisis y solución del problema.

La obtención de información consta de tres etapas:

En la primera etapa, se recopiló la información disponible (oral y escrita) acerca del sitio de estudio, relatos de eventos pasados por parte de los lugareños.

La segunda etapa es el trabajo de campo, se obtienen muestras de suelo y se realiza la toma de datos con brújula para el posterior análisis de los taludes mediante software

La tercera etapa consiste en el trabajo de laboratorio, para determinar las propiedades y características del material mediante ensayos de caracterización y resistencia; también los trabajos de gabinete para los respectivos análisis los cuales se realizarán mediante software.

Para el caso en mención, se realizaron una serie de investigaciones que incluyeron procedimientos que se describen a continuación:

3.3.3 Toma de datos geológico-geotécnico.

Mediante la brújula se tomara orientaciones tanto del talud como de los estratos para su posterior modelamiento en Dips, así como también número de discontinuidades, litología, formación presente en cada talud, grado de meteorización, grado de fracturación, cálculo del RQD y GSI, las propiedades de las discontinuidades tales como, DIP, DD, espaciado, persistencia, abertura, rugosidad, tipo de relleno, alteración, meteorización y presencia de agua.

Estación 1

El talud se encuentra ubicado en la carretera “Baños del Inca – Llacanora” en el margen izquierdo, progresiva 4+540 está compuesto por areniscas y limolitas de la Formación Farrat y material orgánico en la parte superior.

Figura N° 21: Talud en la estación 1.



N: 9204960 / E: 784141

Clasificación Geomecánica:

La caracterización geomecánica se determinó a partir del GSI (Ver figura N° 9 y tabla N° 4), tomado para cada litología; el macizo es de tipo IV, es decir de calidad Mala.

Tabla N° 10: Registro Geológico - Geotécnico de la estación 1

REGISTRO GEOLÓGICO-GEOTECNICO								
REGISTRO : Datos de Discontinuidades								
RESPONSABLE : ALEXIS TARRILLO MEMBRILLO								
SISTEMA : WGS 84								
CODIGO : E-1								
Observaciones: Progresiva 4+540								
DIS. Nro.	DATA GPS.			MACIZO ROCOSO				
	ESTE	NORTE	COTA	LITOLOG / FORMAC.	METEORIZ	GRADO DE FRACT.	GSI	
					1=Fresco			
					2=Lev		2= Bloq- irregular	
					3=Mod	1= Alto	3= Bloq y capas	
					4=Alt	2 = Med	4= Fract- intenso	
					5=Compl	3 = Bajo		
					6=Suelo			
1	784141	9204960	2624	F.m. Fairat	Areniscas	4	1	20-25
					Limolitas	M. Física M. Química		20 - 25
					RMR Areniscas =	30	<i>Promedio Pesado*</i>	
					RMR Limolitas =	27	RMR =	29
							TIPO IV	MALA

Fuente: Elaboración Propia

Estación 2

El talud se encuentra ubicado en la carretera "Baños del Inca – Llacanora" en el margen izquierdo progresiva 4+600 está compuesto por suelos coluviales y capas de material orgánico.

Para la toma de datos de este talud se realizó una calicata con profundidad de 1.5 m para luego obtener muestras y determinar la cohesión y ángulo de fricción mediante el ensayo de corte directo que se detalla más adelante.

Figura N° 22: Talud en la estación 2.



N: 9204904/ E: 784150

Calicatas

Mediante el uso de calicatas, que son el método de exploración más superficial, es posible tomar muestras más voluminosas de material para una vista “interna” del suelo y detectar posible planos de falla. Estas calicatas son usualmente excavadas a mano y en nuestro estudio ha sido de 1.5 x 1.5 x 1.5 m ya que se encontró material rocoso a dicha profundidad.

Ensayos de laboratorio.

En el laboratorio se busca clasificar el tipo de material con el cual se está tratando y determinar sus parámetros tales como cohesión y ángulo de fricción para el posterior análisis del factor de seguridad.

Ensayos de clasificación.

Se debe definir el tipo y número de ensayos que se deben realizar a las muestras obtenidas de las calicatas, los ensayos de clasificación más usuales son los siguientes.

- ✚ Contenido de humedad: Para determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo.
- ✚ Granulometría por tamizado (método de lavado): Para determinar la proporción del tamaño de las partículas que componen dicha muestra además de obtener su clasificación SUCS y AASHTO
- ✚ Límites de Atterberg: Se definen en base a la norma ASTM D4318.

Ensayos de resistencia

Dichos estudios tienen por objeto determinar la resistencia del suelo. Hay diversos tipos de ensayo para determinar la resistencia del suelo tales como DPL o SPT los cuales son usadas in situ así como también ensayos en laboratorio con muestras extraídas no drenadas con y sin confinamiento en la cámara triaxial, para la determinación de la resistencia drenada de suelo, también se puede usar el ensayo de corte directo.

Corte Directo:

Método de ensayo para la determinaciones la resistencia al corte de una muestra de suelo, utilizando para ello un aparato de corte directo que simula la aplicación de las cargas reales a las que estará sometido al suelo.

El ensayo induce la falla a través de un plano determinado, sobre el que actúan un esfuerzo normal aplicado externamente debido a la carga vertical y un esfuerzo cortante originado de la aplicación de la carga horizontal.

Al aplicar la fuerza horizontal, se va midiendo las deformaciones, con las cuales podemos obtener la tensión de corte mediante un gráfico y la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo.

Figura N° 23: Equipo de corte directo.



Desarrollo del ensayo:

- ✚ Si se usa una muestra inalterada, debe ser suficientemente grande para proveer un mínimo de tres muestras idénticas.

- ✚ La preparación de la muestra debe efectuarse de tal manera que la pérdida de humedad sea insignificante.
- ✚ La muestra se talla sobre medida para las dimensiones del dispositivo de corte directo.
- ✚ Para muestras inalteradas de suelos sensibles, debe tenerse extremo cuidado al labrar las muestras, para evitar la alteración de su estructura natural.
- ✚ Se determina el peso inicial de la muestra para el cálculo posterior del contenido inicial de humedad de acuerdo con la norma.
- ✚ Si se utilizan muestras de suelos compactados, la compactación debe hacerse con las condiciones de humedad y peso unitario deseados.
- ✚ Se puede efectuar directamente en el dispositivo de corte, en un molde de dimensiones iguales a las del dispositivo de corte o en un molde mayor para recortarlas.
- ✚ El diámetro mínimo de las muestras circulares o el ancho mínimo para muestras rectangulares debe ser alrededor de 50 mm (2") .
- ✚ Para minimizar las alteraciones causadas por el muestreo, el diámetro de las muestras obtenidas de tubos saca muestras debe ser, por lo menos, 5 mm (1/5") menor que el diámetro del tubo .
- ✚ El espesor mínimo de la muestra de ensayo, debe ser alrededor de 12 mm (1/2"), pero no menor de un sexto el tamaño máximo de las partículas del suelo.
- ✚ La relación mínima diámetro/espesor o ancho/espesor, según la muestra, debe ser 2:1.

Procedimiento:

- ✚ Se ensambla la caja de corte con los marcos alineados y se bloquea.
- ✚ Se aplica una capa de grasa entre los marcos para lograr impermeabilidad durante la consolidación y reducir la fricción durante el corte.
- ✚ Se introduce la muestra de ensayo con sumo cuidado. Se conecta el dispositivo de carga y se ajusta el dial para medir tanto la deformación durante el corte, como el cambio del espesor de la muestra y luego se determina el espesor inicial.
- ✚ La costumbre de humedecer las piedras porosas antes de la colocación y aplicación de la fuerza normal sobre las muestras, dependerá del tipo de problema en estudio.
- ✚ Para muestras inalteradas obtenidas bajo el nivel freático, deben humedecerse las piedras.
- ✚ Para suelos expansivos se debe efectuar el humedecimiento después de la aplicación de la fuerza normal, para evitar expansiones que no son representativas de las condiciones de campo.
- ✚ Se debe permitir una consolidación inicial de la muestra bajo una fuerza normal adecuada. Después de aplicar la fuerza normal predeterminada, se llena el depósito de agua hasta un nivel por encima de la muestra, permitiendo el drenaje y una nueva consolidación de la misma. El nivel del agua se debe mantener durante la consolidación y en las fases siguientes de corte de tal manera que la muestra esté saturada en todo momento.

- ✚ La fuerza normal que se aplique a cada una de las muestras depende de la información requerida. Un solo incremento de ella puede ser apropiado para suelos relativamente firmes. Para los demás suelos pueden ser necesarios varios incrementos con el objeto de prevenir el daño de la muestra.
- ✚ El primer incremento dependerá de la resistencia y de la sensibilidad del suelo. En general, esta fuerza no debe ser tan grande que haga fluir el material constitutivo de la muestra por fuera del dispositivo de corte.
- ✚ Durante el proceso de la consolidación deben registrarse las lecturas de deformación normal, en tiempos apropiados, antes de aplicar un nuevo incremento de la fuerza.
- ✚ Cada incremento de la fuerza normal debe durar hasta que se complete la consolidación primaria. El incremento final debe completar la fuerza normal especificada.
- ✚ Se representan gráficamente las lecturas de la deformación normal contra el tiempo.
- ✚ Corte de la muestra. Luego de terminada la consolidación se deben soltar los marcos separándolos aproximadamente 0.25 mm (0.01 "), para permitir el corte de la muestra.
- ✚ Se debe aplicar la fuerza de corte lentamente para permitir la disipación completa de exceso de presión de poros.

Se continúa el ensayo hasta que el esfuerzo de corte sea constante, o hasta que se logre una deformación del 10% del diámetro o de la longitud original.

En el ensayo con control de esfuerzos, se comienza con incrementos de la fuerza de corte de aproximadamente un 10 % de la máxima estimada

Antes de aplicar un nuevo incremento, se permitirá por lo menos un 95 % de consolidación bajo el incremento anterior.

Cuando se ha aplicado del 50 % al 70 % de la fuerza de falla estimada, los nuevos incrementos serán de la mitad del valor de los aplicados hasta ese momento, o sea el 5 % de la máxima fuerza de corte.

En la proximidad de la falla, los incrementos de la fuerza pueden ser iguales a un cuarto del incremento inicial (2.5% de la fuerza normal de corte estimada). Se debe llevar registro de la fuerza de corte aplicada y la deformación normal y de corte para intervalos convenientes de tiempo. Con preferencia, el incremento de la fuerza de corte debe ser continuo. Terminado el ensayo, se remueve la muestra completa de la caja de corte, se seca en la estufa y se determina el contenido de humedad.

Cálculos.

✚ Contenido de humedad.

✚ Esfuerzos de corte.

Estación 3:

El talud se encuentra ubicado en la carretera “Baños del Inca – Llacanora” en el margen izquierdo progresiva 4+840 está compuesto por areniscas y limolitas de la Formación Farrat y depósitos cuaternarios en la parte superior.

Figura N° 24: Talud en la estación 3.



N: 9204676 / E: 784147

Clasificación Geomecánica:

El macizo rocoso ha sido caracterizado con un GSI de 22 (Criterios de la figura N°9 y tabla N° 4)y una compresión uniaxial de 30 Mpa,(Tabla N° 11) con estos datos ingresaremos al RocData para obtener su cohesión y ángulo de fricción.

Tabla N° 11: Registro Geológico - Geotécnico de la estación 3

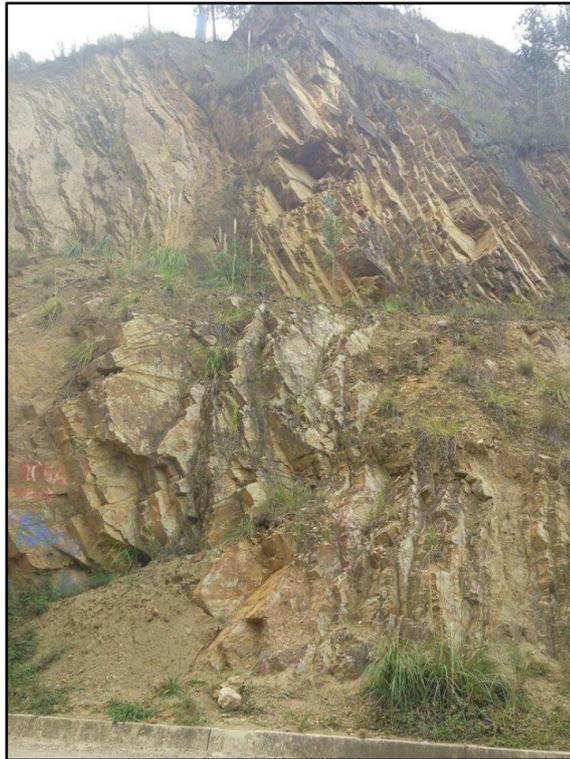
REGISTRO GEOLÓGICO-GEOTECNICO								
REGISTRO : Datos de Discontinuidades								
RESPONSABLE : ALEXIS TARRILLO MEMBRILLO							Observaciones: Progresiva 4+840	
SISTEMA : WGS 84								
CODIGO : E-3								
DIS. Nro.	DATA GPS.			MACIZO ROCOSO				
	ESTE	NORTE	COTA	LITOLOG / FORMAC.	METEORIZ	GRADO DE FRACT.	GSI	
					1=Fresco			
	2=Lev	1= Alto	1= Bloq- regular					
	3=Mod			2 = Med	2= Bloq -irregular			
	4=Alt	3 = Bajo	3= Bloq y capas					
	5=Compl			4= Fract- intenso				
6=Suelo								
1	9204676	784147	2617	Fm. Farrat	Areniscas	4	1	25-30 25
					Limolitas	M. Física M. Química		15-20 20
					RMR Areniscas =	33	Promedio Pesado*	
					RMR Limolitas =	25	RMR =	27
							TIPO IV	MALA

Fuente: Elaboración Propia.

Estación 4:

El talud se encuentra ubicado en la carretera “Baños del Inca – Llacanora” progresiva 5+020 en el margen izquierdo; está compuesto por areniscas y limolitas de la Formación Farrat y depósitos cuaternarios en la parte superior.

Figura N° 25: Talud de la estación 4.



N: 784239 / E: 9204526

Clasificación Geomecánica

Para esta clasificación se realizó la toma de datos en 5.1 m y se registró toda la información en base a la tabla N° 12.

Geomecánicamente, está compuesto por tres familias de discontinuidades y según Bienawski (1989) el macizo es de tipo III (Revisar tabla N° 3) es decir de calidad Regular.

Tabla N° 13: Valoración de los parámetros para la clasificación del macizo rocoso en la estación 4.

VALORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO (RMR)									
Clasificación RMR de Bieniawski (1989)									
PARÁMETRO		RANGO DE VALORES Y VALORACIONES							
RESIST. COMP. UNIAXIAL (Mpa)		> 250 (15)	100 - 250 (12)	50 - 100 (7)	25 - 50 (4)	< 25 (0)			
RQD %		90 - 100 (20)	75 - 90 (17)	50 - 75 (13)	25 - 50 (8)	< 25 (3)			
ESPACIAMIENTO Estr. (m)		> 2 (20)	0.6 - 2 (15)	0.2 - 0.6 (10)	0.06 - 0.2 (8)	< 0.06 (5)			
ESPACIAMIENTO Dis 1 (m)		> 2 (20)	0.6 - 2 (15)	0.2 - 0.6 (10)	0.06 - 0.2 (8)	< 0.06 (5)			
ESPACIAMIENTO Dis 2 (m)		> 2 (20)	0.6 - 2 (15)	0.2 - 0.6 (10)	0.06 - 0.2 (8)	< 0.06 (5)			
CONDICIÓN DE JUNTAS	Estr	PERSISTENCIA	< 1m (6)	1 - 3 m longitud (4)	3 - 10 m (2)	10 - 20 m (1)	> 20 m (0)		
		APERTURA	Cerrada (6)	< 0.1mm Apertura (5)	0.1 - 1.0 mm (4)	1 - 5 mm (1)	> 5 mm (0)		
		RUGOSIDAD	Muy rugosa (6)	Rugosa (5)	Lig. Rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de Falla (0)		
		RELLENO	Limpia (6)	Duro < 5 mm (4)	Duro > 5 mm (2)	Suave < 5 mm (2)	Suave > 5 mm (0)		
	Dis 1	ALTERACIÓN	Sana (6)	Lig. Alterada (5)	Mod. Alterada (3)	Muy Alterada (2)	Descompuesta (0)		
		PERSISTENCIA	< 1m (6)	1 - 3 m longitud (4)	3 - 10 mm (2)	10 - 20 m (1)	> 20 m (0)		
		APERTURA	Cerrada (6)	< 0.1mm Apertura (5)	0.1 - 1.0 mm (4)	1 - 5 mm (1)	> 5 mm (0)		
		RUGOSIDAD	Muy rugosa (6)	Rugosa (5)	Lig. Rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de Falla (0)		
	Dis 2	RELLENO	Limpia (6)	Duro < 5 mm (4)	Duro > 5 mm (2)	Suave < 5 mm (2)	Suave > 5 mm (0)		
		ALTERACIÓN	Sana (6)	Lig. Alterada (5)	Mod. Alterada (3)	Muy Alterada (2)	Descompuesta (0)		
		PERSISTENCIA	< 1m (6)	1 - 3 m longitud (4)	3 - 10 mm (2)	10 - 20 m (1)	> 20 m (0)		
		APERTURA	Cerrada (6)	< 0.1mm Apertura (5)	0.1 - 1.0 mm (4)	1 - 5 mm (1)	> 5 mm (0)		
AGUA SUBTERRÁNEA		Seco (15)	Húmedo (10)	Mojada (7)	Goteo (4)	Flujo (0)			
CLASE DEL MACIZO ROCOSO - RMR									
VALORACIÓN RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0				
CLASE	I	II	III	IV	V				
CALIDAD	Muy Buena	Buena	Regular	Mala	Muy Mala				

3.3.4 Determinación de la geometría de la posible falla.

Generalidades para la resistencia del suelo:

Los principales parámetros que definen la resistencia del suelo son el ángulo de fricción interna en el caso de suelos granulares y la resistencia al corte no drenada en el caso de suelos cohesivos.

El ángulo de fricción interna puede estimarse en el laboratorio con el ensayo de corte directo y ensayo triaxial consolidado drenado. También existen correlaciones entre el ángulo de fricción interna y ensayos in-situ como la prueba de penetración estándar (SPT) o la prueba de penetración de cono (CPT).

Geometría de tipo de falla de taludes representativos:

La geometría de tipo de falla en taludes representativos, se determinó de dos formas una en función muestras extraídas de una calicata de la

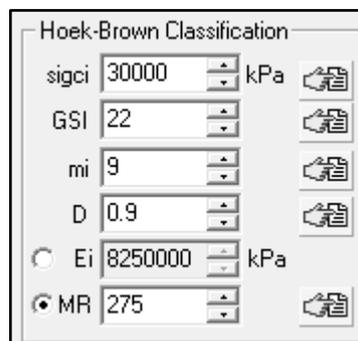
carretera Baños del Inca – Llacanora progresiva 4+600 m la cual fue sometida al ensayo de Corte Directo, obteniéndose el valor de cohesión y ángulo de fricción , luego sera modelado y analizado usando el software slide que calcula el factor de seguridad y el tipo de falla.

El siguiente método que se uso fue a través de los datos geotécnicos utilizando brújula para tomar direcciones y el software DIPS, analizando la orientación de los mismos, también se utilizaron los programas como RocData , Rocplane y Swedge para los taludes con RQD y GSI.

Estación 1º

Para poder saber la cohesión y ángulo de fricción se hace uso del programa RocData en el cual se ingresa los valores del registro Geológico- Geotécnico que se ha tomado previamente.

Figura N° 26: Datos de Hoek-Brown para la estación 1.



Hoek-Brown Classification	
sigci	30000 kPa
GSI	22
mi	9
D	0.9
<input type="radio"/> Ei	8250000 kPa
<input checked="" type="radio"/> MR	275

- ✚ El valor del sigci es la resistencia a la compresión uniaxial dependiendo del material, en este caso tiene un valor de 30 Mpa.
- ✚ El valor de GSI es el obtenido en la tabla de registro, el cual es 22.
- ✚ El valor de la calidad de la roca “mi”, como son limolitas tiene un rango de 7 ± 2 , para nuestro caso hemos considerado 9.

- ✚ El valor D es el factor de disturbio o voladura al que está expuesto el talud, para nuestro caso hemos considerado un “Poor Blasting” con un valor de 0.9.
- ✚ El valor MR será el de arrojado por el programa según el tipo de roca, en nuestro caso es de 275, se calcula en base al EI.

Con estos datos el programa calcula los coeficientes del criterio de Hoek-Brown.

Figura N° 27: Coeficientes de Hoek-Brown para la estación 1.

Hoek-Brown Criterion

mb 0.057

s 4.2e-6

a 0.538

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^2$$

Luego se ingresan los datos de Unit Weight y el Slope Height en la envolvente de falla.

Figura N° 28: Datos de envolvente de falla para la estación 1.

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 176.959 kPa

Unit Weight 26 kN/m3

Slope Height 8.5 m

Según los datos ingresados el programa calcula la cohesión y ángulo de fricción.

Figura N° 29: Cohesión y ángulo de fricción para la estación 1.

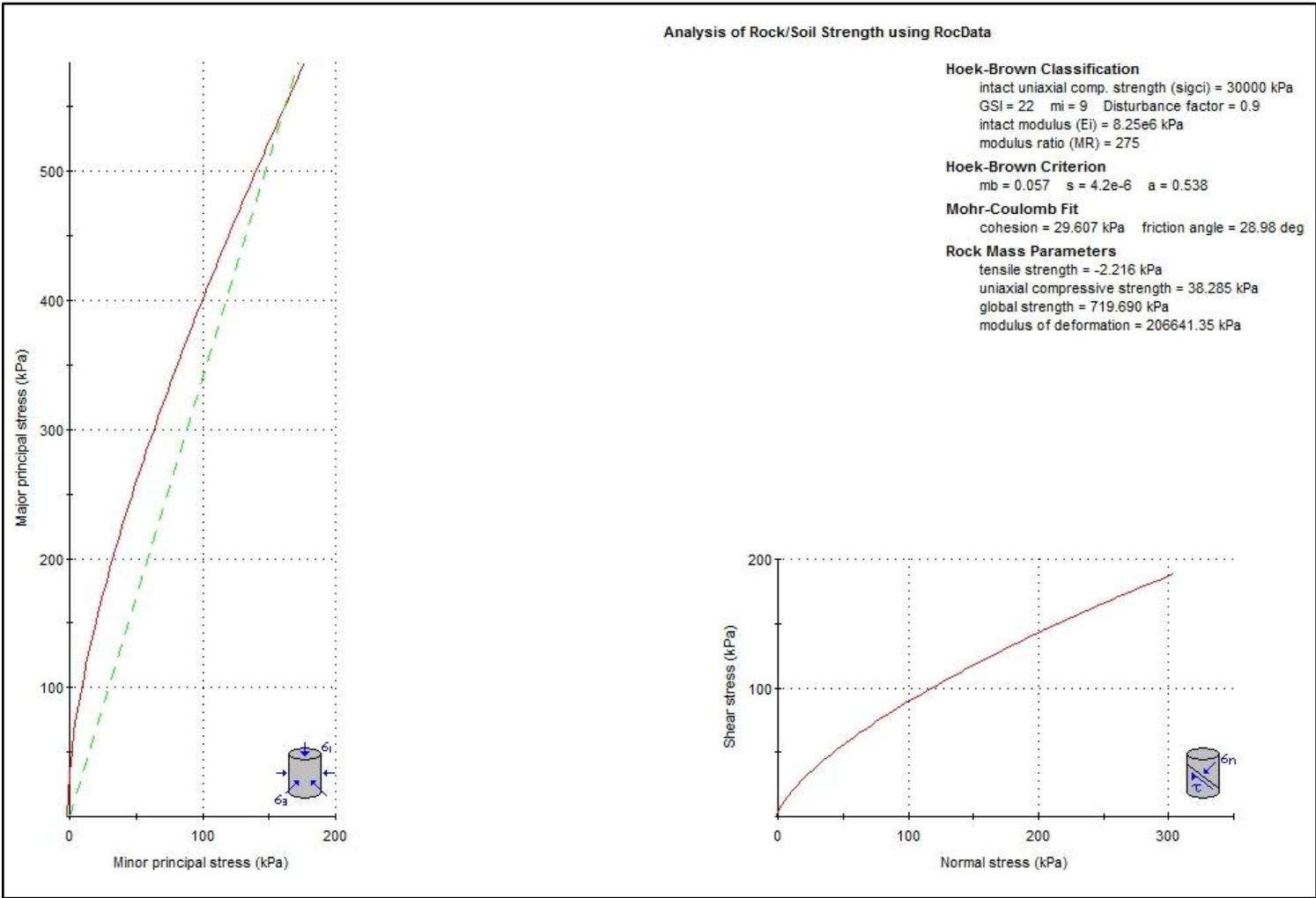
Mohr-Coulomb Fit

c 29.607 kPa

phi 28.98 deg

Como resultado final en Rocdata se obtiene:

Figura N° 30: En el gráfico de la izquierda se representan los esfuerzos principales mayores y menores; en la derecha se representan los esfuerzos normales y cortantes en la estación 1



Estación 2:

Mediante el ensayo de corte directo se grafica la envolvente de falla para hallar la cohesión y ángulo de fricción.

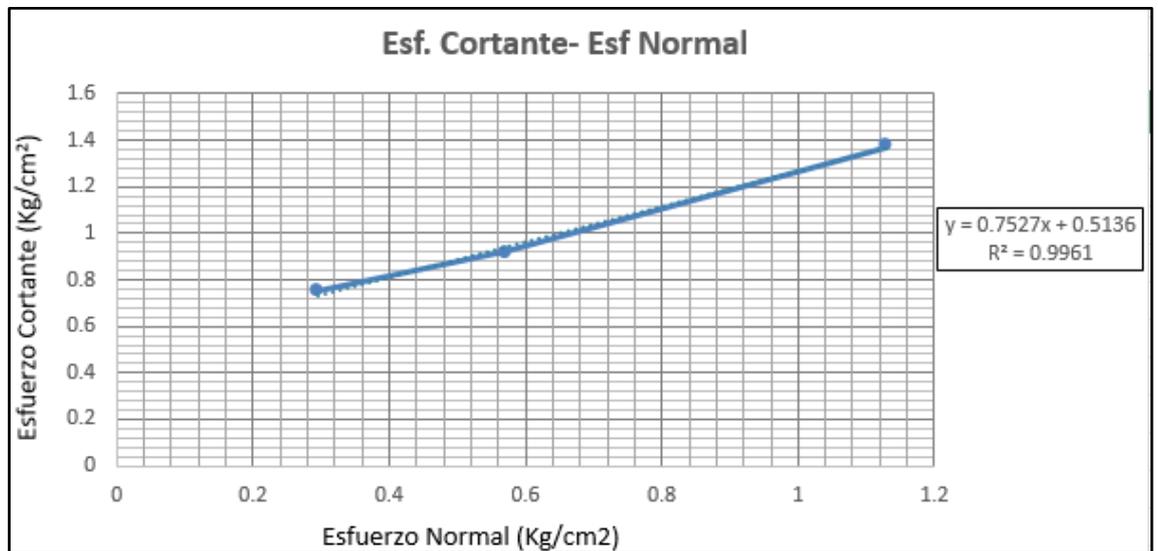
Valor obtenido del ensayo de corte directo:

Tabla N° 14: Datos de cohesión y ángulo de fricción de la estación 2.

ESTACION	ANGULO DE FRICCION	COHESION
4+600 m	36.87°	0.52 Kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia.

Figura N° 31: Envolvente de falla del talud ubicado en el Km 4+600 m L.I.

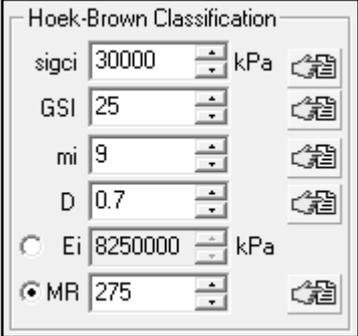


Fuente: Elaboración Propia.

Estación 3º

Para poder saber la cohesión y ángulo de fricción se hace uso del programa RocData en el cual se ingresa los valores del registro Geológico- Geotécnico que se ha tomado previamente.

Figura N° 32: Datos de Hoek-Brown para la estación 3.



Hoek-Brown Classification	
sigci	30000 kPa
GSI	25
mi	9
D	0.7
<input type="radio"/> Ei	8250000 kPa
<input checked="" type="radio"/> MR	275

- ✚ El valor del sigci es la resistencia a la compresión uniaxial dependiendo del material, en este caso tiene un valor de 30 Mpa.
- ✚ El valor de GSI es el obtenido en la tabla de registro, el cual es 25.
- ✚ El valor de la calidad de roca “mi” como son limolitas tiene un rango de 7 ± 2 , para nuestro caso hemos considerado 9.
- ✚ El valor D es el factor de disturbio o voladura al que está expuesto, para nuestro caso hemos considerado un “Poor Blasting” con un valor de 0.7.
- ✚ El valor MR será el de arrojado por el programa según el tipo de roca ,en nuestro caso es de 275, se calcula en base al Ei.

Con estos datos el programa calcula los coeficientes del criterio de Hoek-Brown.

Figura N° 33: Coeficientes de Hoek-Brown para la estación 3.

Hoek-Brown Criterion

mb 0.146

s 1.9e-5

a 0.531

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Luego se ingresan los datos de Unit Weight y el Slope Height en la envolvente de falla.

Figura N° 34: Datos de envolvente de falla para la estación 3.

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 496.470 kPa

Unit Weight 26 kN/m3

Slope Height 25 m

Según los datos ingresados el programa calcula la cohesión y ángulo de fricción.

Figura N° 35: Cohesión y ángulo de fricción para la estación 3.

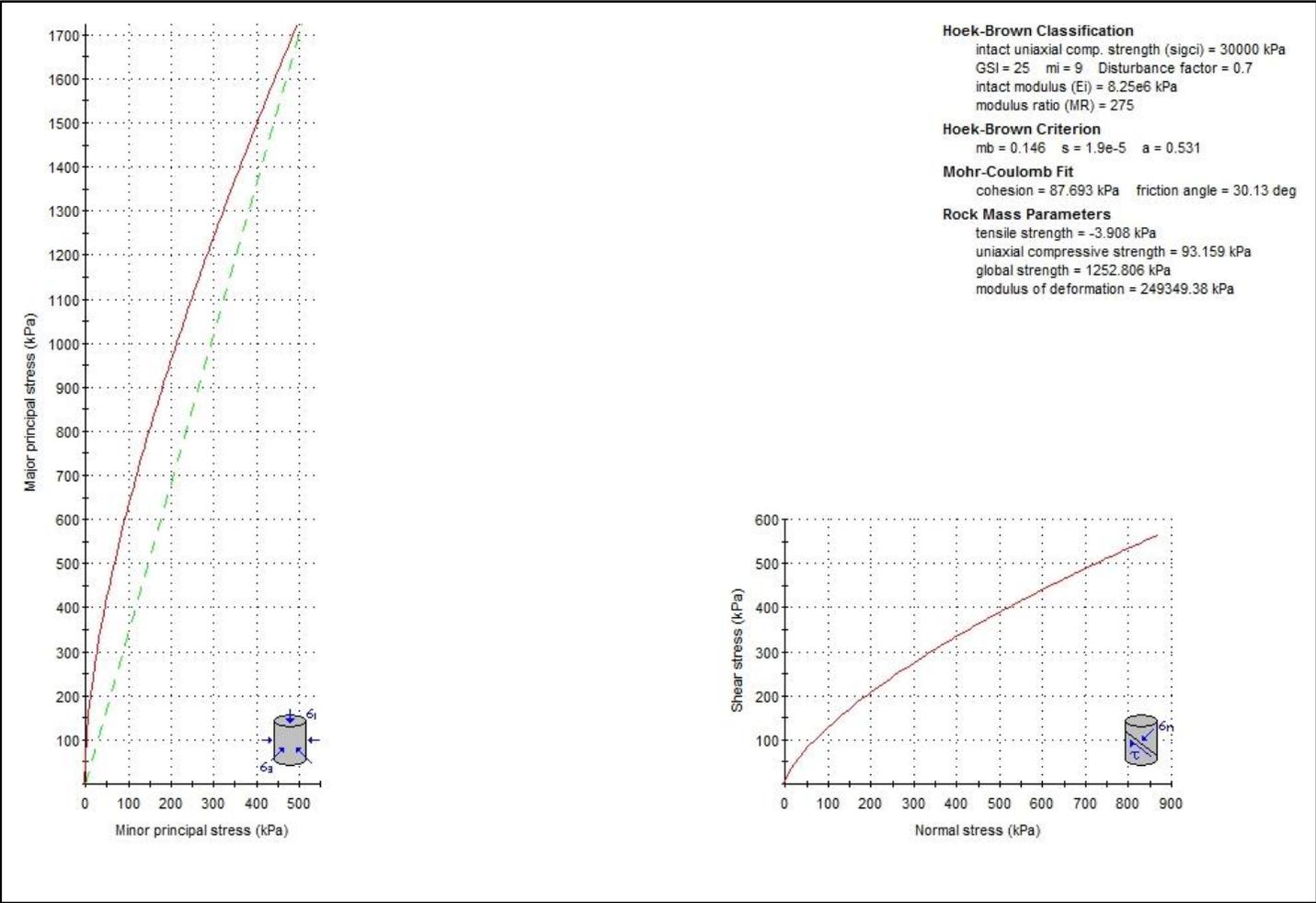
Mohr-Coulomb Fit

c 87.693 kPa

phi 30.13 deg

Como resultado final en Rocdata se obtiene:

Figura N° 36: En el gráfico de la izquierda se representan los esfuerzos principales mayores y menores; en la derecha se representan los esfuerzos normales y cortantes en la estación 3.



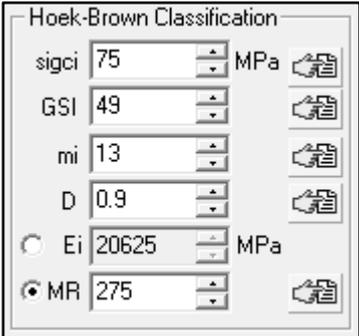
Estación 4º

En esta estación se tienen dos tipos de estratos más definidos y no tan aglomerados como en los taludes anteriores, es por eso que se hace un ponderado tanto de la cohesión como del ángulo de fricción.

Areniscas

Para poder saber la cohesión y ángulo de fricción se hace uso del programa RocData en el cual se ingresa los valores del registro Geológico- Geotécnico que se ha tomado previamente.

Figura N° 37: Datos de Hoek-Brown para areniscas la estación 4.



Hoek-Brown Classification	
sigci	75 MPa
GSI	49
mi	13
D	0.9
<input type="radio"/> Ei	20625 MPa
<input checked="" type="radio"/> MR	275

- ✚ El valor del sigci es la resistencia a la compresión uniaxial dependiendo del material, en este caso tiene un valor de 75 Mpa.
- ✚ El valor de GSI es el obtenido en la tabla de registro, el cual es 49.
- ✚ El valor de la calidad de roca “mi” como son limolitas tiene un rango de 17 ± 4 , para nuestro caso hemos considerado 13 ya que están muy oxidadas.
- ✚ El valor D es el factor de disturbio o voladura al que está expuesto, para nuestro caso hemos considerado un “Poor Blasting” con un valor de 0.9.

- ✚ El valor MR será el de arrojado por el programa según el tipo de roca, en nuestro caso es de 275, se calcula en base al EI.

Con estos datos el programa calcula los coeficientes del criterio de Hoek-Brown.

Figura N° 38: Coeficientes de Hoek-Brown para la estación 4.

Hoek-Brown Criterion

mb 0.474

s 0.0003

a 0.506

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Luego se ingresan los datos de Unit Weight y el Slope Height en la envolvente de falla.

Figura N° 39: Datos de envolvente de falla para la estación 4.

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 0.5776 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m3

Slope Height 25 m

Según los datos ingresados el programa calcula la cohesión y ángulo de fricción.

Figura N° 40: Cohesión y ángulo de fricción para la estación 4.

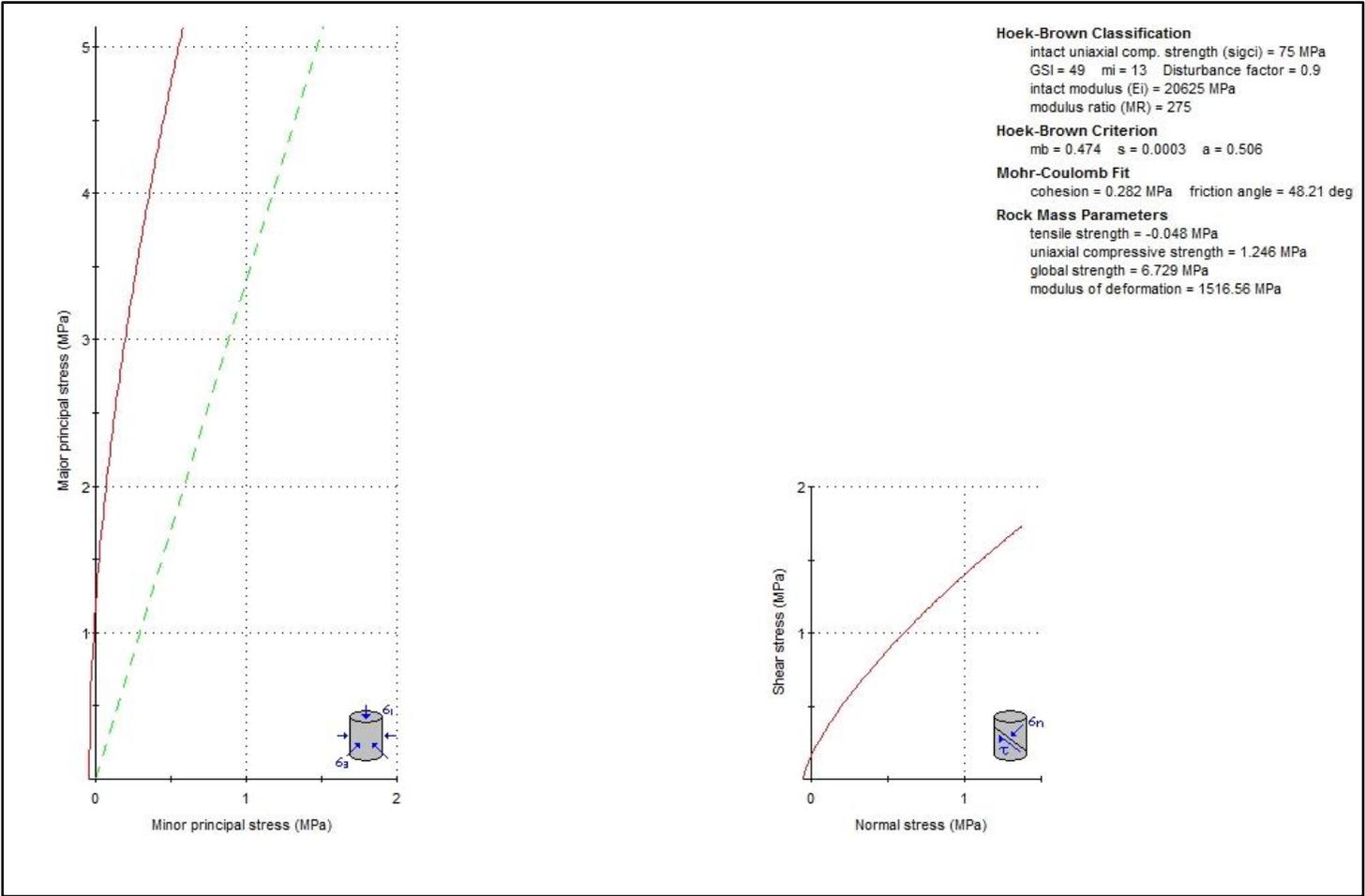
Mohr-Coulomb Fit

c 0.282 MPa

phi 48.21 deg

Como resultado final en Rocdata se obtiene:

Figura N° 41: En el gráfico de la izquierda se representan los esfuerzos principales mayores y menores; en la derecha se representan los esfuerzos normales y cortantes en la estación 4 para las areniscas.



Limolitas

Para poder saber la cohesión y ángulo de fricción se hace uso del programa RocData en el cual se ingresa los valores del registro Geológico- Geotécnico que se ha tomado previamente.

Figura N° 42: Datos de Hoek-Brown para limolitas la estación 4.



Hoek-Brown Classification	
sigci	30 MPa
GSI	23
mi	5
D	0.9
<input type="radio"/> Ei	11250 MPa
<input checked="" type="radio"/> MR	375

- ✚ El valor del sigci es la resistencia a la compresión uniaxial dependiendo del material, en este caso tiene un valor de 30 Mpa.
- ✚ El valor de GSI es el obtenido en la tabla de registro, el cual es 23.
- ✚ El valor de la calidad de roca “mi” como son limolitas tiene un rango de 7 ± 2 , para nuestro caso hemos considerado 5.
- ✚ El valor D es el factor de disturbio o voladura al que está expuesto, para nuestro caso hemos considerado un “Poor Blasting” con un valor de 0.9.
- ✚ El valor MR será el de arrojado por el programa según el tipo de roca, en nuestro caso es de 375, se calcula en base al Ei.

Con estos datos el programa calcula los coeficientes del criterio de Hoek-Brown.

Figura N° 43: Coeficientes de Hoek-Brown para limolitas la estación 4.

Hoek-Brown Criterion

mb 0.034

s 4.92e-6

a 0.536

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Ahora se ingresan los datos de Unit Weight y el Slope Height en la envolvente de falla.

Figura N° 44: Datos de la envolvente de falla para limolitas la estación 4.

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 0.4290 MPa

Unit Weight 0.024 MN/m3

Slope Height 25 m

Según los datos ingresados el programa calcula la cohesión y ángulo de fricción.

Figura N° 45: Cohesión y ángulo de fricción para limolitas la estación 4

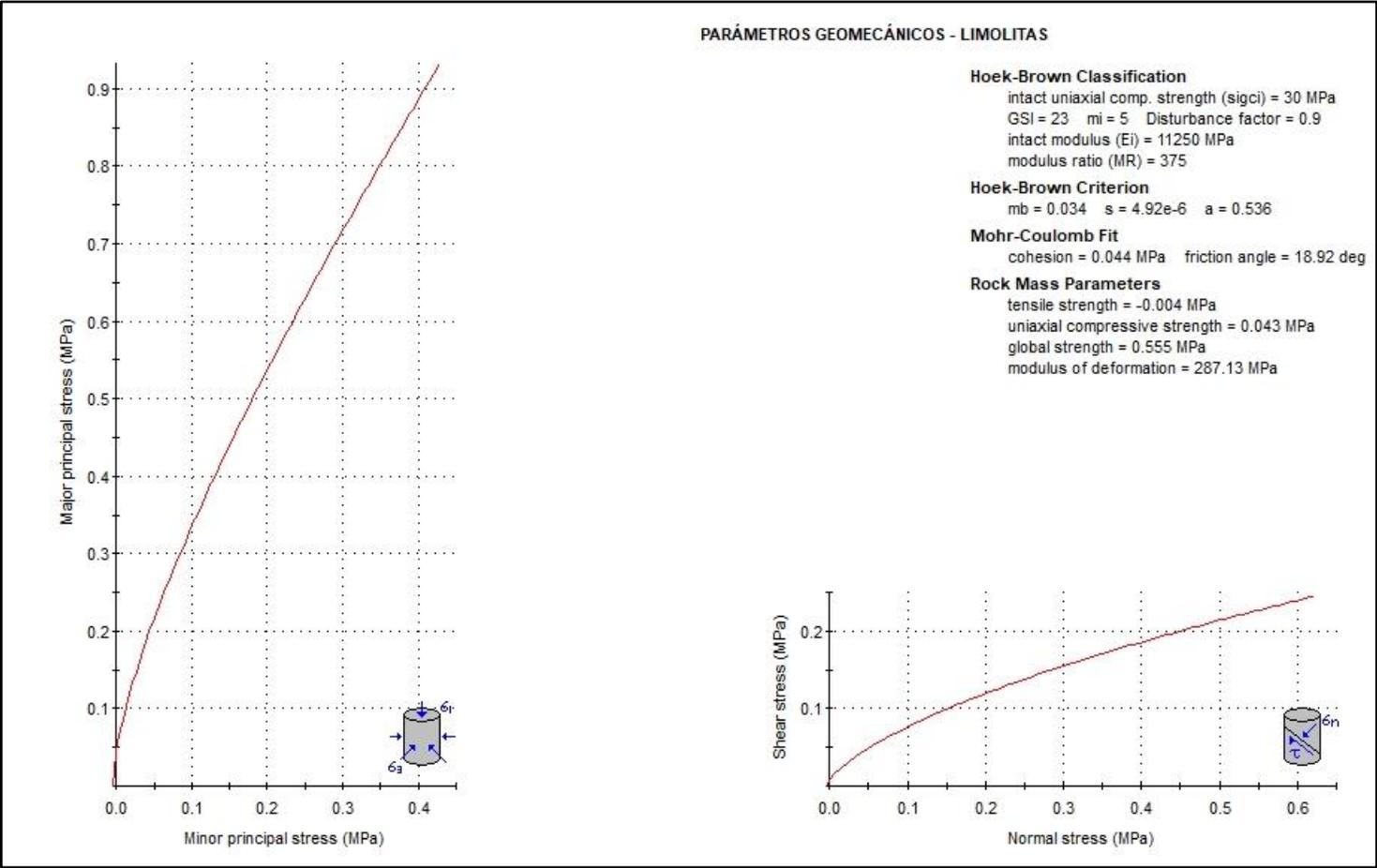
Mohr-Coulomb Fit

c 0.044 MPa

phi 18.92 deg

Como resultado final en Rocdata se obtiene:

Figura N° 46: En el gráfico de la izquierda se representan los esfuerzos principales mayores y menores; en la derecha se representan los esfuerzos normales y cortantes en la estación 4 para las limolitas.



Determinación de las causas que pueden provocar la falla de los taludes.

Se determinara mediante una serie de estudios geotécnicos y de suelos, las características de la roca y suelo. Para el caso de suelos, análisis granulométrico, límites de attemberger, así como la humedad relativa encontrada y para el caso de roca se recurrirá a los índices GSI y RMR.

Clasificación de la roca y suelo encontrado:

En este proyecto de investigación se ha analizado cuatro taludes críticos de la carretera Baños del Inca – Llacanora siendo 3 de material rocoso y 1 de suelo. En los taludes rocosos se ha encontrado estratos de areniscas con grano fino muy oxidadas con presencia de jarosita, goethita y magnetita combinado con estratos de limolitas también oxidadas y en el talud con material suelto se ha tomado la muestra de calicata y obtenido un suelo tipo A-4(1) en la clasificación AASHTO y un suelo tipo SC en la clasificación SUCS.

Tabla N° 15: Análisis granulométrico estación 2.

Progresiva	Calicata	Índice Plástico	Índice Liquido	Limite Plástico
4+600 m	C-1	6.24%	26.90%	20.66%

Fuente: Elaboración propia.

Tipo de fallas encontradas y relacionados con el proyecto.

En el presente proyecto de investigación los tipos de fallas más frecuentes encontrados en los taludes críticos de la carretera Baños del Inca – Llacanora son:

Falla por deslizamiento superficial y rotacional

Los taludes de las progresivas 4+540 m, 4+600 m, 4+840 m presentan este tipo de falla la cual se produce por la acción de las fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximo a su frontera deslicen hacia abajo. Este fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud debido a la ausencia de presión normal confinante.

Otras causas que pueden producir este tipo de falla son el aumento de las cargas actuantes en la cresta del talud disminución de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o en el caso de laderas naturales razones de conformación geológica.

Frecuentemente, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poros por el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de la presión del agua en los estratos de arena (acuíferos), las fallas están ligadas a las temporadas de lluvia por la recarga del agua de los suelos, ya que absorben más rápidamente de lo que se escurre por lo que aumentan de peso.

Falla por cuña

El talud que falla por cuña es el talud ubicado en la progresiva 5+020.

Se denomina falla por cuña, aquella que se produce a través de dos discontinuidades oblicuas respecto a la superficie del talud, con la línea de intersección de ambas aflorando en la superficie del mismo y buzando en sentido desfavorable.

Este tipo de falla se origina en macizos rocosos en los que existe una disposición adecuada de orientación y buzamiento de las diaclasas.

Tabla N° 16: Resumen tipo de falla encontrada

Progresiva	Tipo de falla encontrada
4+540 m	Falla desplazamiento rotacional.
4+600 m	Falla desplazamiento rotacional.
4+840 m	Falla desplazamiento rotacional.
5+020 m	Falla por cuña.

Determinación de las posibles causas de falla en taludes analizados.

La estabilidad de un talud está afectada por diversos factores, tales como:

Factores geomorfológicos:

- ✚ Topografía de los alrededores y geometría del talud.
- ✚ Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.

Factores internos:

- ✚ Propiedades mecánicas, físicas del suelo constituyente.
- ✚ Estado de esfuerzos actuantes.

Factores climáticos:

- ✚ Agua superficial.
- ✚ Agua subterránea.

Generalizando los factores de falla estos pueden ser Externo o Internos

Externos:

Producen aumento de los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. El aumento de la altura del talud o el hacerlo más escarpado, son causas de este tipo, como también

son la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la cresta del talud o la ocurrencia de sismos.

Internos:

Son las que ocurren sin cambio de las condiciones exteriores del talud. Estos disminuyen la resistencia al esfuerzo cortante del suelo constitutivo, el aumento de presión de poros o la disipación de la cohesión son causas de este tipo.

- ✚ Aumento de peso del suelo, por aumento del contenido de humedad.
- ✚ Remoción por socavación de una parte de la masa del suelo.
- ✚ Choques producidos por terremotos o voladuras.
- ✚ Grietas de tracción.
- ✚ Presión de agua en las grietas.

En el área de estudio del presente proyecto el factor que más afecta a la estabilidad de estos taludes viene a ser el aumento del peso de la tierra por incremento del contenido de humedad y a la vez la profunda erosión que esta genera, ya que contamos con estratos de areniscas y limolitas bastantes oxidadas productos de las lluvias.

Tabla N° 17: Resumen causas de fallas.

Nº de Estación	Tipo de falla encontrada	Causas
Estación 1	Falla desplazamiento rotacional.	Pendiente de talud, Tipo de roca, presencia agua por lluvias, actividad en la corona.
Estación 2	Falla desplazamiento rotacional.	
Estación 3	Falla desplazamiento rotacional.	
Estación 4	Falla por cuña.	

Tabla N° 18: Datos geométricos de los taludes inestables.

Estación	Altura (m)	Pendiente (°)	Longitud (m)	Observación
Estación 1	8.5 m	77.14°	9.0 m	Datos tomados con wincha, y eclímetro.
Estación 2	8.0 m	75.05°	9.3 m	
Estación 3	26.0 m	75.9°	28.2 m	
Estación 4	25.0 m	79.0°	26.1 m	

Fuente: Elaboración propia.

3.3.5 Análisis del factor de seguridad en taludes con deslizamientos.

Para el análisis del factor de seguridad vamos a utilizar diferente software dependiendo del tipo de roca, suelo o falla q se presente.

Estación 1:

Como hemos utilizado el factor GSI vamos a analizar este talud mediante el programa Slide ya que esta roca al estar tan erosionada y ser de mala calidad actúa como suelo. Este programa nos permite determinar el factor de seguridad del talud sometido a tensiones totales, tensiones efectivas (con presencia de agua) y un análisis en caso de ocurrencia de sismo.

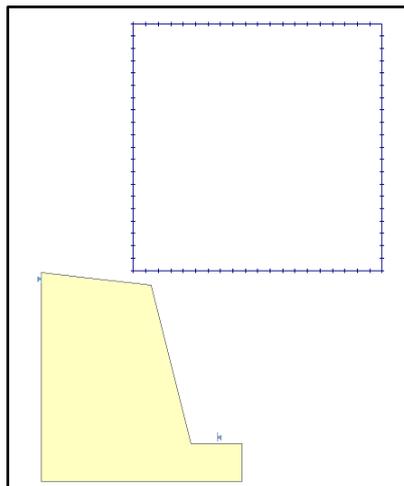
Para empezar se dibuja el talud con la carretera ingresando coordenadas cartesianas según el tipo de perfil que se tenga

Figura N° 47: Coordenadas de la estación 1 en Slide.

Point	X	Y
1	9.96	6
2	7.97	14.5
3	0	16.5
4	0	0
5	17.96	0
6	17.96	6
7		
8		
9		

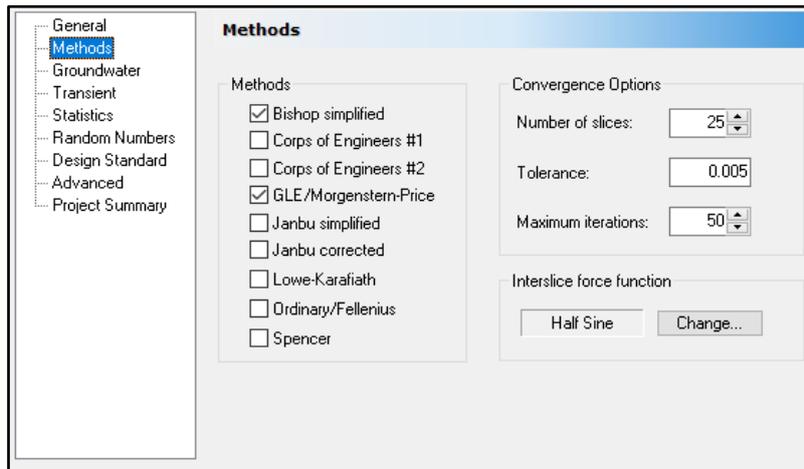
Una vez dibujado el talud se define el material, la cohesion, el ángulo de fricción y se crea la malla para su análisis.

Figura N° 48: Talud de la estación 1 en Slide.



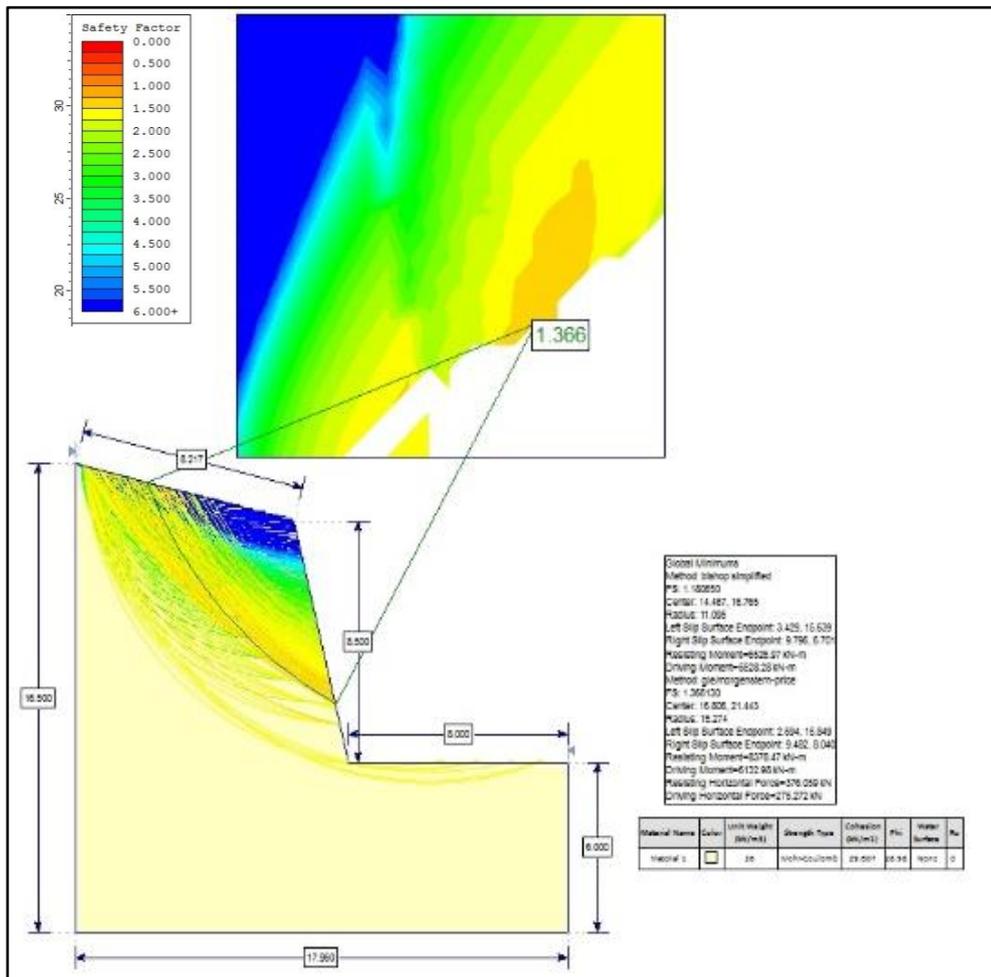
Para el análisis de este talud se ha planteado usar el método bishop simplificado y Morgenstern-Price, eso se configura en “Project Settings”

Figura N° 49: Métodos de análisis para la estación 1.



Finalmente se computa y ejecuta el análisis. Obteniendo los siguientes resultados para tensiones totales.

Figura N° 50: Análisis en Slide en la estación 1.



Se obtiene los siguientes resultados:

Figura N° 51: Factor de seguridad por el método Bishop simplificado y Morgensten-price para tensiones totales en la estación 1.

```

Global Minimums
Method: bishop simplified
FS: 1.180650
Center: 14.467, 16.765
Radius: 11.095
Left Slip Surface Endpoint: 3.429, 15.639
Right Slip Surface Endpoint: 9.796, 6.701
Resisting Moment=6526.97 kN-m
Driving Moment=5528.28 kN-m
Method: glemorgensten-price
FS: 1.366130
Center: 16.806, 21.443
Radius: 15.274
Left Slip Surface Endpoint: 2.594, 15.849
Right Slip Surface Endpoint: 9.482, 8.040
Resisting Moment=8378.47 kN-m
Driving Moment=6132.98 kN-m
Resisting Horizontal Force=376.059 kN
Driving Horizontal Force=275.272 kN
    
```

Tabla N° 19: Resultados del factor de seguridad de la estación 1 para tensiones totales.

Método	Factor de seguridad
Bishop simplificado	1.18
Morgensten-Price	1.36

Fuente: Elaboración propia.

Ahora para el análisis de tensiones efectivas se le adiciona agua, se escoge los mismos métodos de Bishop simplificado y Morgensten-price.

Se procesa una nueva malla, se computa y el software nos arroja lo siguiente.

Figura N° 52: Grafica del comportamiento de talud a tensiones efectivas en la estación 1.

Tensiones Efectivas:

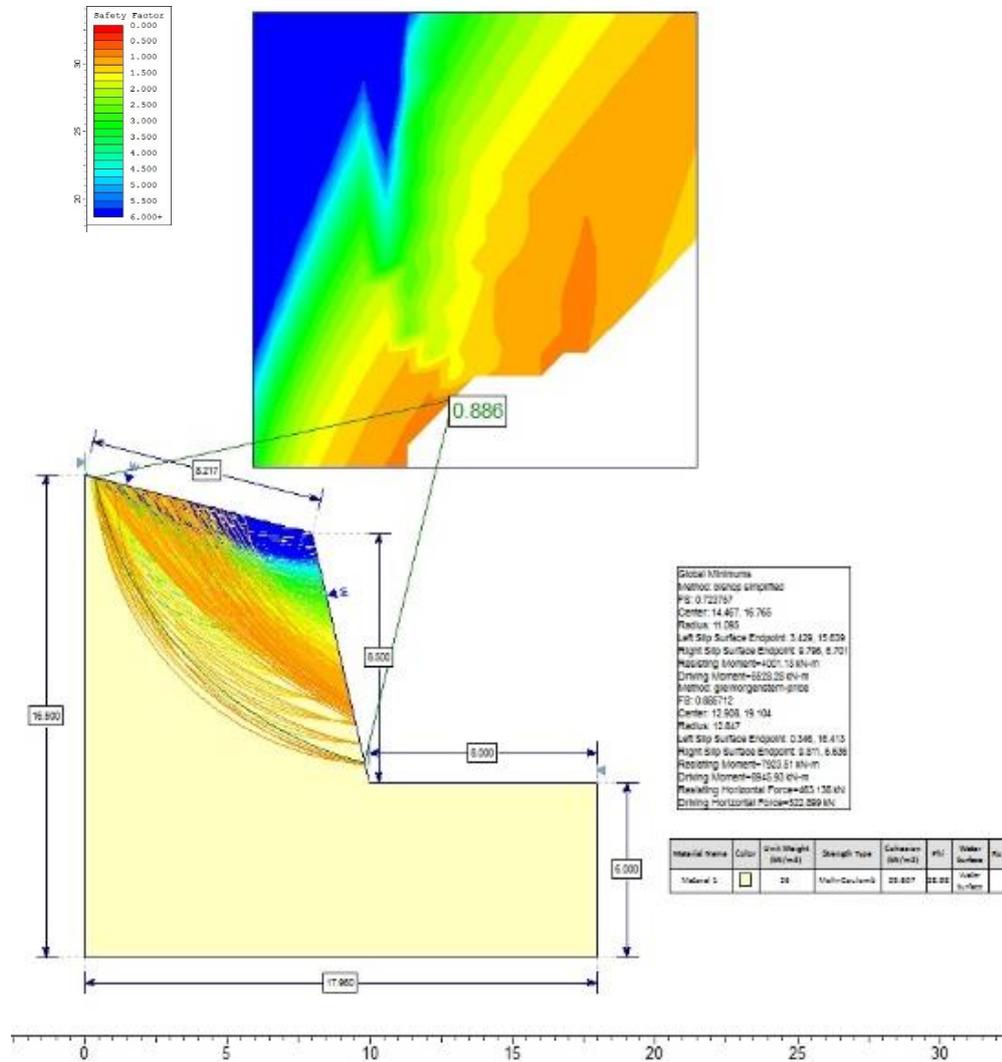


Figura N° 53: Factor de seguridad por el método Bishop y Morgensten-price para tensiones efectivas.

```

Global Minimums
Method: bishop simplified
FS: 0.723757
Center: 14.467, 16.765
Radius: 11.095
Left Slip Surface Endpoint: 3.429, 15.639
Right Slip Surface Endpoint: 9.796, 6.701
Resisting Moment=4001.13 kN-m
Driving Moment=5528.28 kN-m
Method: glemorgenstem-price
FS: 0.885712
Center: 12.908, 19.104
Radius: 12.847
Left Slip Surface Endpoint: 0.346, 16.413
Right Slip Surface Endpoint: 9.811, 6.636
Resisting Moment=7923.51 kN-m
Driving Moment=8945.93 kN-m
Resisting Horizontal Force=463.138 kN
Driving Horizontal Force=522.899 kN
    
```

Tabla N° 20: Resultados del factor de seguridad de la estación 1 a tensiones efectivas.

Método	Factor de seguridad
Bishop simplificado	0.72
Morgensten-Price	0.88

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se analiza cual sería el resultado más crítico, considerándose presencia de agua y a la vez sismo.

Para ingresar el factor de sismo se tiene los siguientes datos

Figura N° 54: Coeficientes sísmicos para análisis de la estación 1.

Seismic Load

Seismic load coefficient

Horizontal: positive in direction of failure

Vertical: positive down



seismic force = (slice weight) x (seismic load coefficient)

Los valores de los coeficientes sísmicos han sido tomados de la tesis de post grado del Magister Segundo Reinaldo Rodríguez Cruzado.

En la cual haciendo uso del mapa de zonas sísmicas del Perú, ubica a la región Cajamarca en la zona 3 (MTC,2006) con un factor de 0.4 al cual se le reajusto 12.5% considerando una aceleración máxima de 0.35, luego fue ingresada en el software Loadcap resultando los valores de la aceleración horizontal 0.175 y vertical 0.088.

Una vez procesado se obtiene lo siguiente:

Figura N° 55: Análisis de tensiones efectivas y sismo en la estación 1

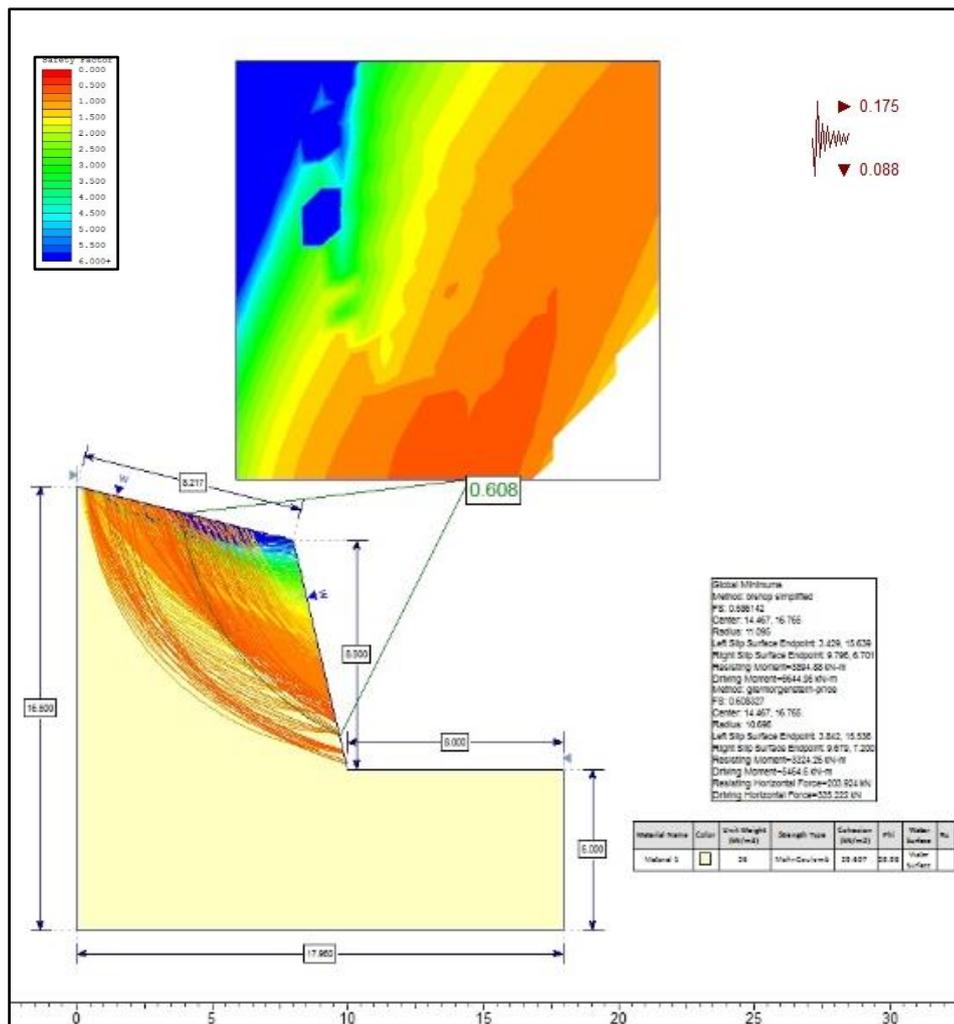


Tabla N° 21: Resultados del factor de seguridad de la estación 1 a tensiones efectivas y coeficiente sísmico.

Método	Factor de seguridad
Bishop simplificado	0.58
Morgensten-Price	0.60

Fuente: Elaboración propia.

Estación 2:

Tenemos un talud con material coluvial así que para analizar dicho talud se hará empleo del programa Slide con este programa vamos a determinar el factor de seguridad del talud sometido a tensiones totales y tensiones efectivas (con presencia de agua) además de un análisis en caso de ocurrencia de sismo.

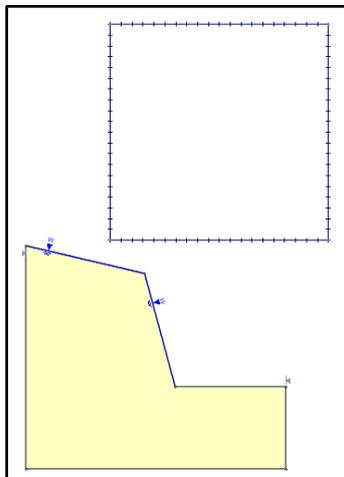
Para empezar se dibuja el talud con la carretera ingresando coordenadas cartesianas según el tipo de perfil que se tenga

Figura N° 56: Coordenadas de la estación 2 en Slide.

Point	X	Y
1	18.69	6
2	10.69	6
3	8.5	14.2
4	0	16.2
5	0	0
6	18.69	0
7		
8		
9		

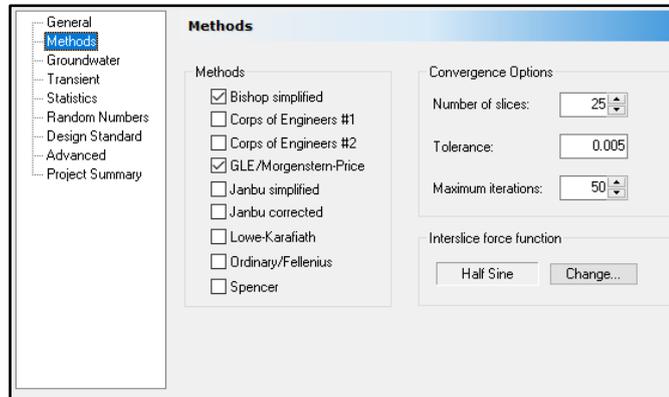
Una vez dibujado el talud se le define el material, cohesión, ángulo de fricción y se crea la malla con autogrid.

Figura N° 57: Talud de la estación 2 en Slide.



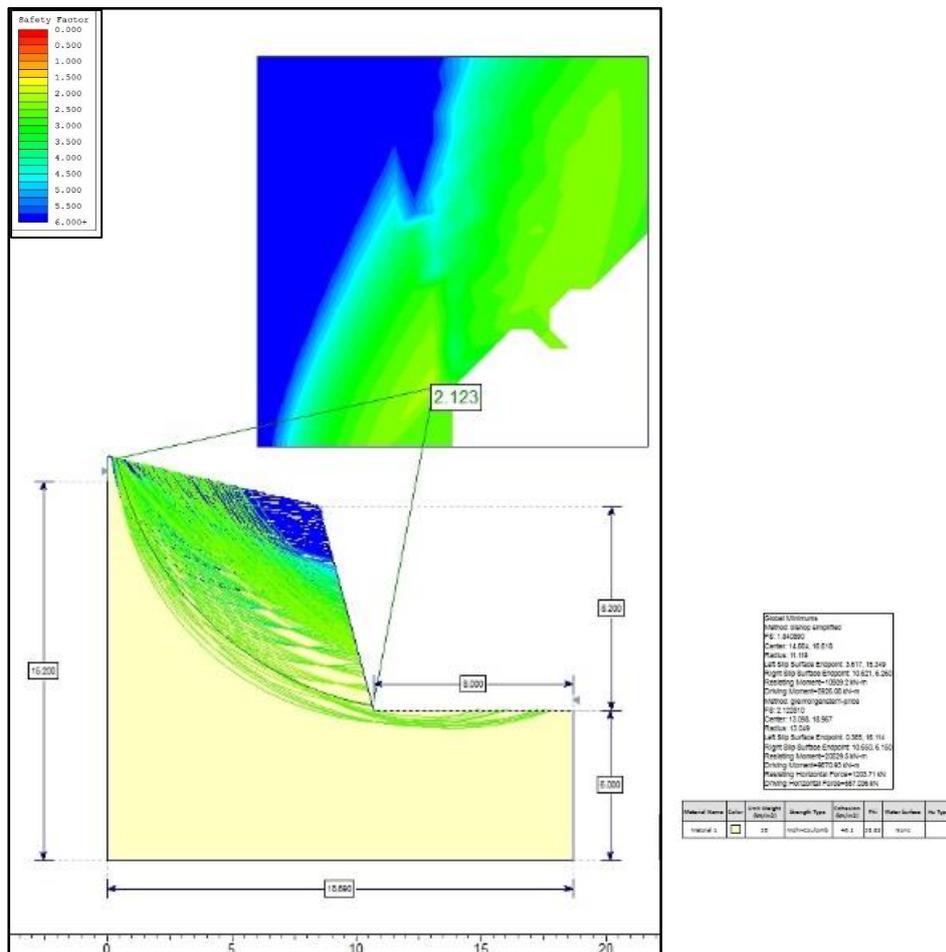
Para el análisis de este talud se ha planteado usar el método bishop simplificado y Morgenstern-Price, eso se configura en “Project Settings”

Figura N° 58: Métodos de análisis para la estación 1.



Finalmente se computa y ejecuta el análisis. Obteniendo los siguientes resultados para tensiones totales.

Figura N° 59: Esfuerzos totales en la estación 2.



Se obtiene los siguientes resultados:

Figura N° 60: Factor de seguridad por el método Bishop simplificado y Morgensten-price para tensiones totales en estación 2.

```

Global Minimums
Method: bishop simplified
FS: 1.840890
Center: 14.664, 16.618
Radius: 11.119
Left Slip Surface Endpoint: 3.617, 15.349
Right Slip Surface Endpoint: 10.621, 6.260
Resisting Moment=10909.2 kN-m
Driving Moment=5926.08 kN-m
Method: gle/morgenstem-price
FS: 2.122610
Center: 13.098, 18.967
Radius: 13.049
Left Slip Surface Endpoint: 0.365, 16.114
Right Slip Surface Endpoint: 10.650, 6.150
Resisting Moment=20529.5 kN-m
Driving Moment=9670.93 kN-m
Resisting Horizontal Force=1203.71 kN
Driving Horizontal Force=567.036 kN
    
```

Tabla N° 22: Resultados del factor de seguridad de la estación 2 para tensiones totales.

Método	Factor de seguridad
Bishop simplificado	1.84
Morgensten-Price	2.12

Fuente: Elaboración propia.

Ahora para el análisis de tensiones efectivas se le adiciona agua, se escoge los mismos métodos de Bishop simplificado y Morgensten-price.

Se procesa una nueva malla, se computa y el software nos arroja lo siguiente.

Figura N° 61: Gráfica del comportamiento de talud a tensiones efectivas.

Tensiones Efectivas:

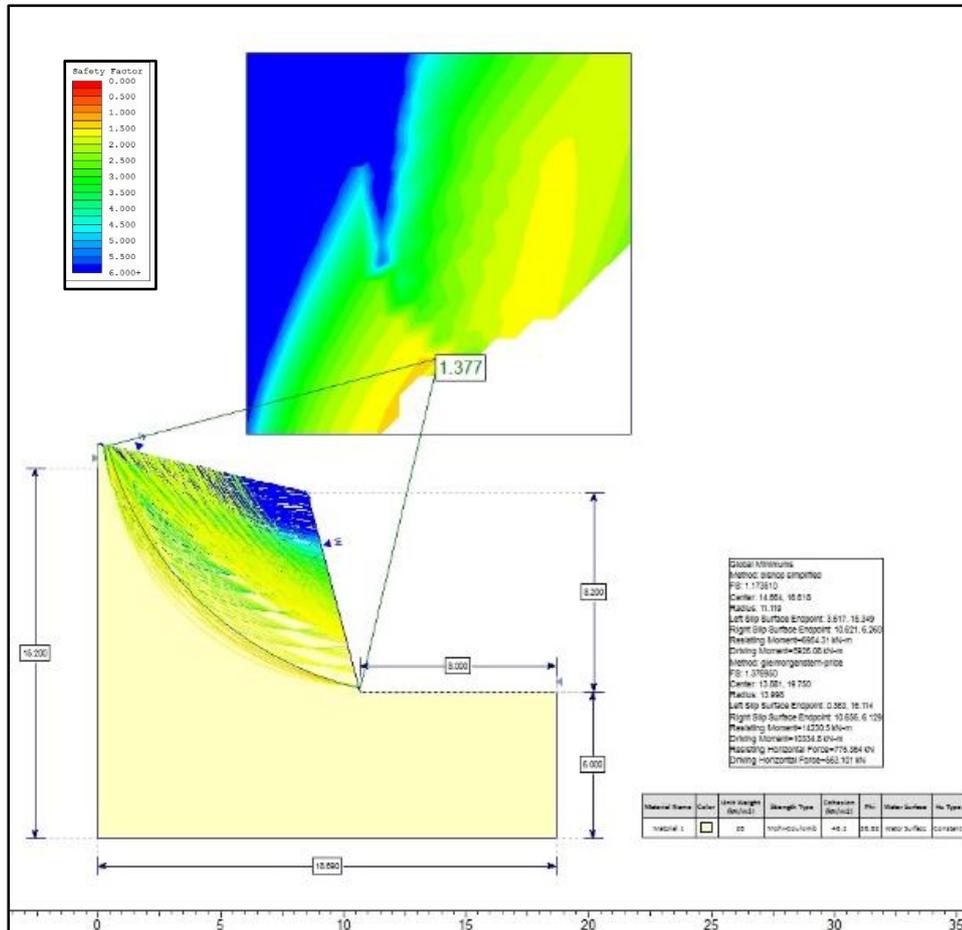


Figura N° 62: Factor de seguridad por el método Bishop y Morgenstern-price para tensiones efectivas en la estación 2.

Global Minimums

Method: bishop simplified
 FS: 1.173510
 Center: 14.664, 16.618
 Radius: 11.119
 Left Slip Surface Endpoint: 3.617, 15.349
 Right Slip Surface Endpoint: 10.621, 6.260
 Resisting Moment=6954.31 kN-m
 Driving Moment=5926.08 kN-m

Method: gle/morgenstern-price
 FS: 1.376950
 Center: 13.881, 19.750
 Radius: 13.998
 Left Slip Surface Endpoint: 0.363, 16.114
 Right Slip Surface Endpoint: 10.656, 6.129
 Resisting Moment=14230.5 kN-m
 Driving Moment=10334.8 kN-m
 Resisting Horizontal Force=775.364 kN
 Driving Horizontal Force=563.101 kN

Tabla N° 23: Resultados del factor de seguridad de la estación 2 a tensiones efectivas.

Método	Factor de seguridad
Bishop simplificado	1.17
Morgensten-Price	1.37

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se analiza cual sería el resultado más crítico, considerándose presencia de agua y a la vez sismo.

Para ingresar el factor de sismo se tiene los siguientes datos

Figura N° 63: Coeficientes sísmicos para análisis de la estación 2.

Seismic Load

Seismic load coefficient

Horizontal: positive in direction of failure

Vertical: positive down

seismic force = (slice weight) x (seismic load coefficient)

Los valores de los coeficientes sísmicos han sido tomados de la tesis de pos grado del Magister Segundo Reinaldo Rodríguez Cruzado.

En la cual haciendo uso del mapa de zonas sísmicas del Perú, ubica a la región Cajamarca en la zona 3 (MTC,2006) con un factor de 0.4 al cual se le reajusto 12.5% considerando una aceleración máxima de 0.35, luego fue ingresada en el software Loadcap resultando los valores de la aceleración horizontal 0.175 y vertical 0.088.

Una vez procesado se obtiene lo siguiente:

Figura N° 64: Análisis de tensiones efectivas y sismo en la estación 2.

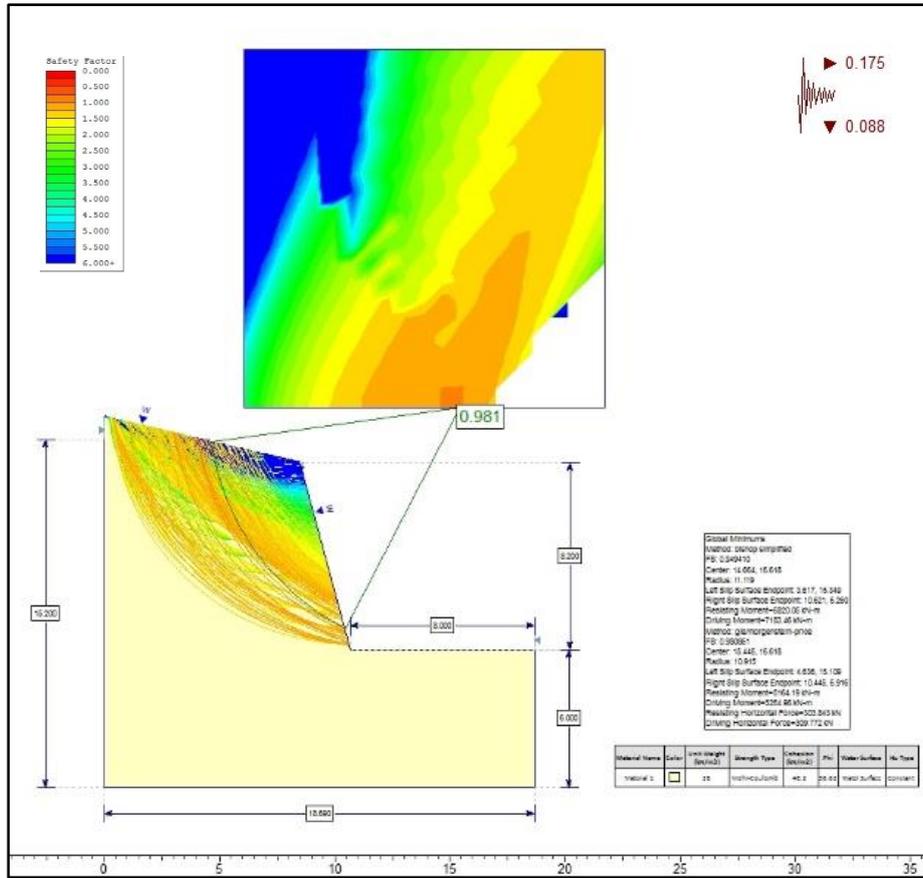


Tabla N° 24: Resultados del factor de seguridad de la estación 1 a tensiones efectivas y coeficiente sísmico.

Método	Factor de seguridad
Bishop simplificado	0.94
Morgensten-Price	0.98

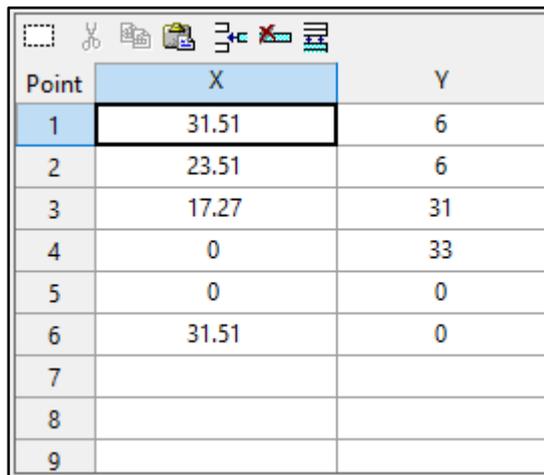
Fuente: Elaboración propia.

Estación 3:

Como hemos utilizado el factor GSI vamos a analizar este talud mediante el programa Slide ya que esta roca al estar tan erosionada y ser de mala calidad actúa como suelo. Este programa nos permite determinar el factor de seguridad del talud sometido a tensiones totales, tensiones efectivas (con presencia de agua) y un análisis en caso de ocurrencia de sismo.

Para empezar se dibuja el talud con la carretera ingresando coordenadas cartesianas según el tipo de perfil que se tenga

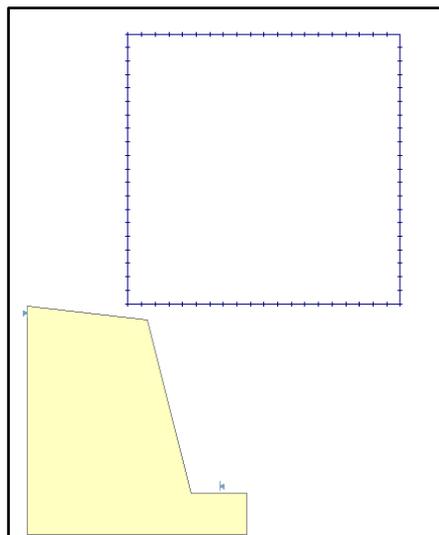
Figura N° 65: Coordenadas de la estación 3 en Slide.



Point	X	Y
1	31.51	6
2	23.51	6
3	17.27	31
4	0	33
5	0	0
6	31.51	0
7		
8		
9		

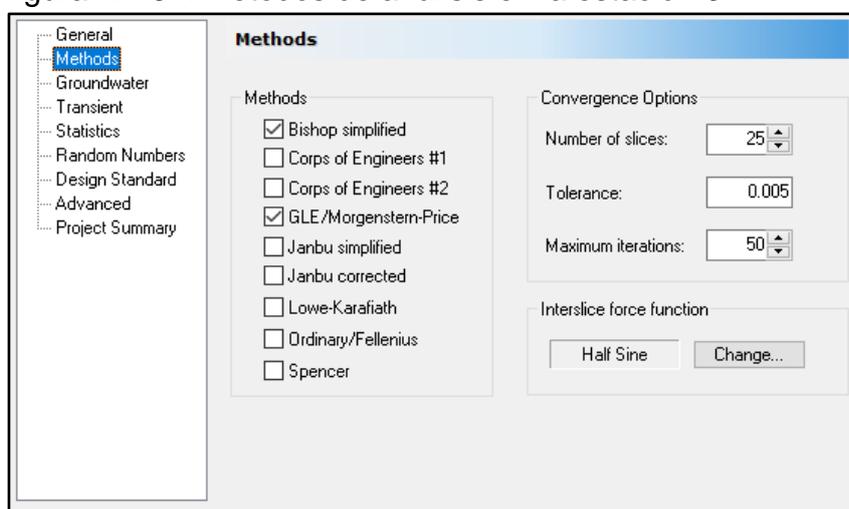
Una vez dibujado el talud se define el material, cohesión, ángulo de fricción y se crea la malla para su análisis.

Figura N° 66: Talud de la estación 3 en Slide.



Para el análisis de este talud se ha planteado usar el método bishop simplificado y Morgensten-Price, eso se configura en “Project Settings”

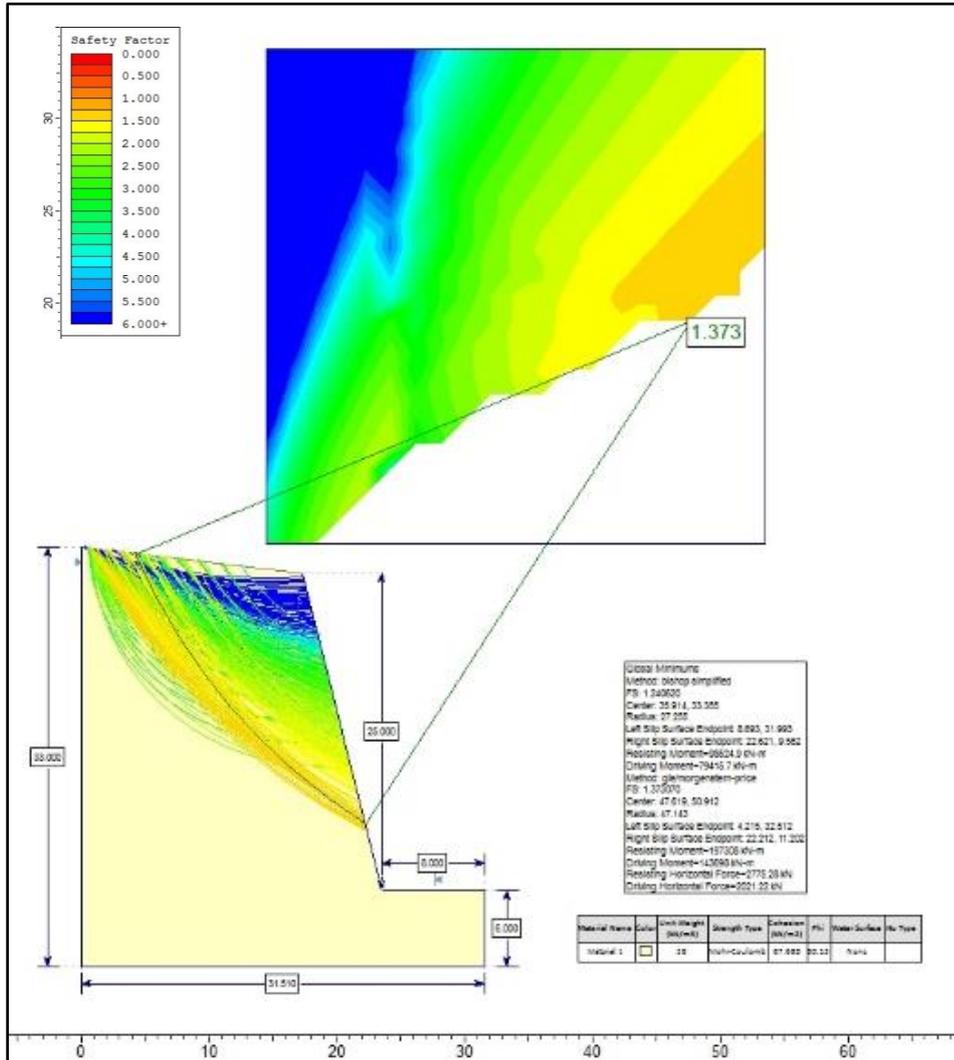
Figura N° 67: Métodos de análisis en la estación 3.



Finalmente se computa y ejecuta el análisis. Obteniendo los siguientes resultados para tensiones totales.

Figura N° 68: Esfuerzos totales en la estación 3.

Tensiones totales:



Se obtiene los siguientes resultados:

Figura N° 69: Factor de seguridad por el método Bishop simplificado y Morgensten-price para tensiones totales en la estación 3.

```

Global Minimums
Method: bishop simplified
FS: 1.240520
Center: 35.914, 33.355
Radius: 27.255
Left Slip Surface Endpoint: 8.693, 31.993
Right Slip Surface Endpoint: 22.621, 9.562
Resisting Moment=98524.9 kN-m
Driving Moment=79415.7 kN-m
Method: glemorgensten-price
FS: 1.373070
Center: 47.619, 50.912
Radius: 47.143
Left Slip Surface Endpoint: 4.215, 32.512
Right Slip Surface Endpoint: 22.212, 11.202
Resisting Moment=197308 kN-m
Driving Moment=143696 kN-m
Resisting Horizontal Force=2775.28 kN
Driving Horizontal Force=2021.22 kN
    
```

Tabla N° 25: Resultados del factor de seguridad de la estación 3 para tensiones totales.

Método	Factor de seguridad
Bishop simplificado	1.24
Morgensten-Price	1.37

Fuente: Elaboración propia.

Ahora para el análisis de tensiones efectivas se le adiciona agua, se escoge los mismos métodos de Bishop simplificado y Morgensten-price. Se procesa un nuevo Autogrid, se computa y el software nos arroja lo siguiente.

Figura N° 70: Gráfica del comportamiento de talud a tensiones totales en la estación 3.

Tensiones Efectivas:

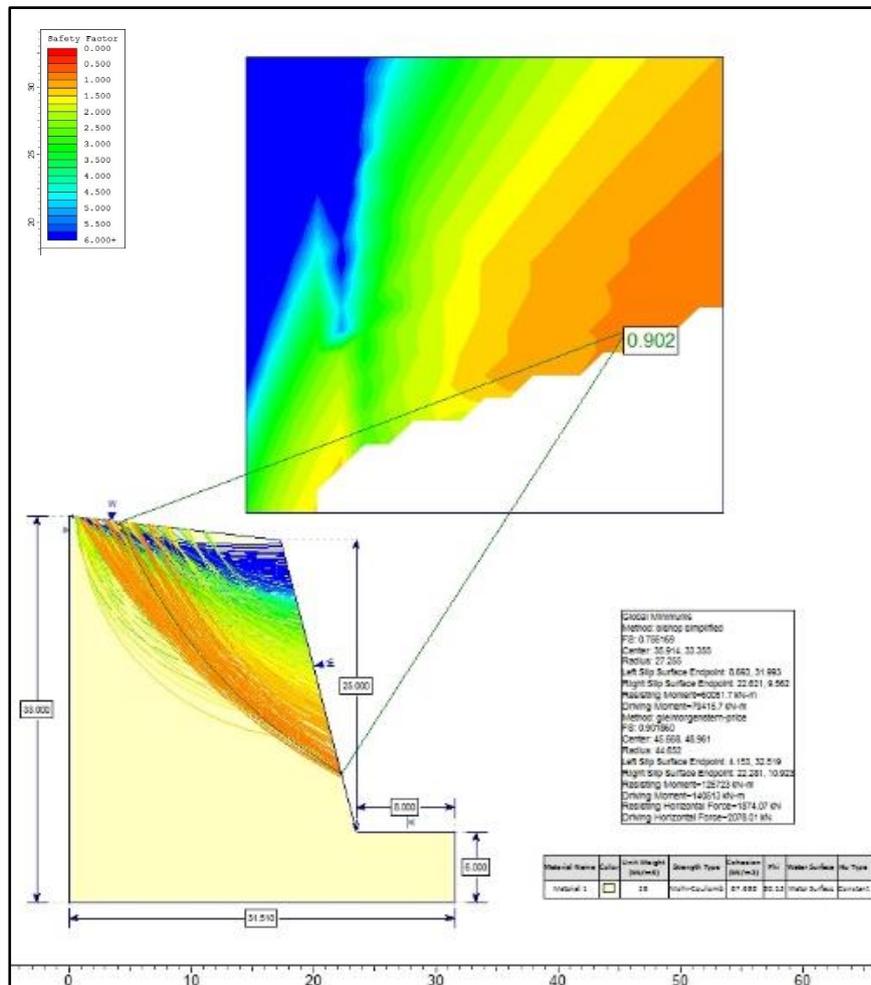


Figura N° 71: Factor de seguridad por el método Bishop y Morgensten-price para tensiones efectivas.

Global Minimums
 Method: bishop simplified
 FS: 0.756169
 Center: 35.914, 33.355
 Radius: 27.255
 Left Slip Surface Endpoint: 8.693, 31.993
 Right Slip Surface Endpoint: 22.621, 9.562
 Resisting Moment=60051.7 kN-m
 Driving Moment=79415.7 kN-m
 Method: glemorgenstem-price
 FS: 0.901860
 Center: 45.668, 48.961
 Radius: 44.652
 Left Slip Surface Endpoint: 4.153, 32.519
 Right Slip Surface Endpoint: 22.281, 10.923
 Resisting Moment=126723 kN-m
 Driving Moment=140513 kN-m
 Resisting Horizontal Force=1874.07 kN
 Driving Horizontal Force=2078.01 kN

Tabla N° 26: Resultados del factor de seguridad para la estación 3 a tensiones efectivas.

Método	Factor de seguridad
Bishop simplificado	0.75
Morgensten-Price	0.90

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se analiza cual sería el resultado más crítico, considerándose presencia de agua y a la vez sismo.

Para ingresar el factor de sismo se tiene los siguientes datos

Figura N° 72: Coeficientes sísmicos para análisis de la estación 3

Seismic Load

Seismic load coefficient

Horizontal: positive in direction of failure

Vertical: positive down

seismic force = (slice weight) x (seismic load coefficient)

Los valores de los coeficientes sísmicos han sido tomados de la tesis de pos grado del Magister Segundo Reinaldo Rodríguez Cruzado.

En la cual haciendo uso del mapa de zonas sísmicas del Perú, ubica a la región Cajamarca en la zona 3 (MTC,2006) con un factor de 0.4 al cual se le reajusto 12.5% considerando una aceleración máxima de 0.35, luego fue ingresada en el software Loadcap resultando los valores de la aceleración horizontal 0.175 y vertical 0.088.

Una vez procesado se obtiene lo siguiente:

Figura N° 73: Análisis de tensiones efectivas y sismo en la estación 3.

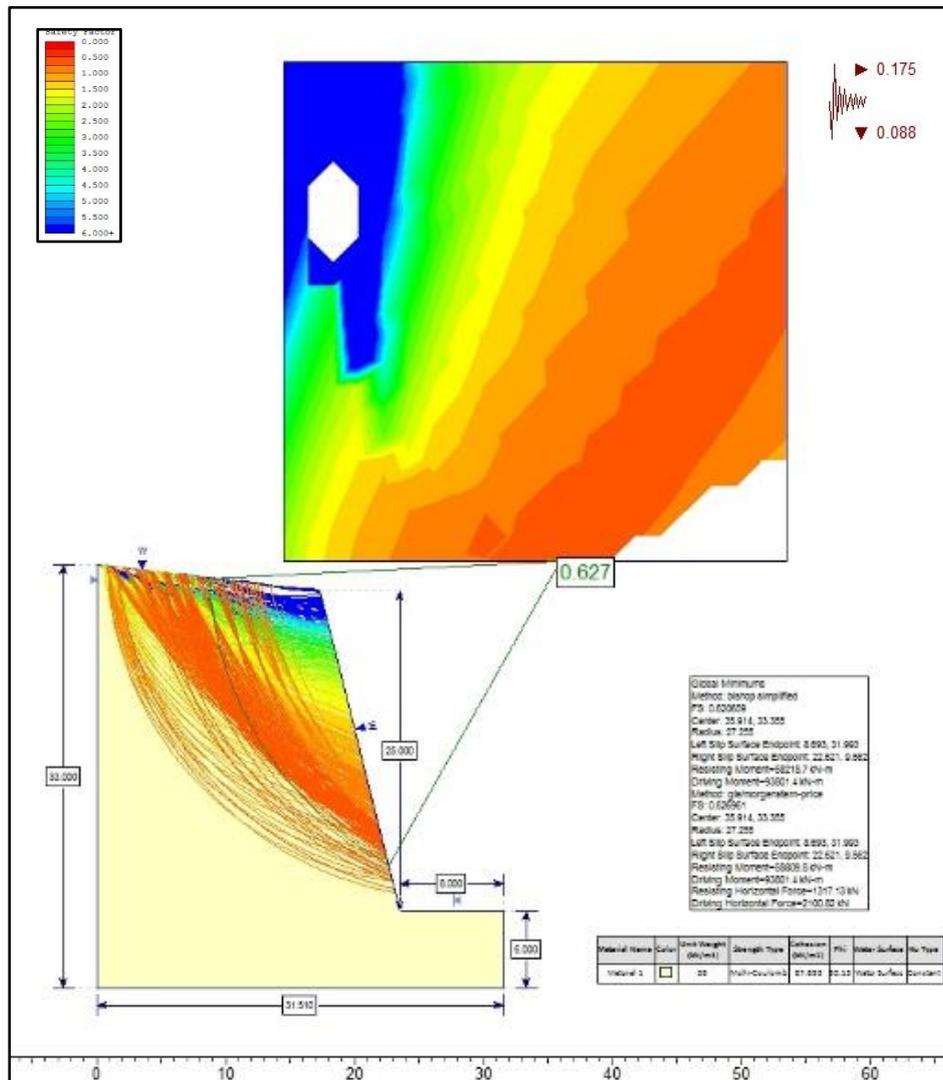


Tabla N° 27: Resultados del factor de seguridad de la estación 3 a tensiones efectivas y coeficiente sísmico.

Método	Factor de seguridad
Bishop simplificado	0.62
Morgensten-Price	0.63

Fuente: Elaboración propia.

Estación 4:

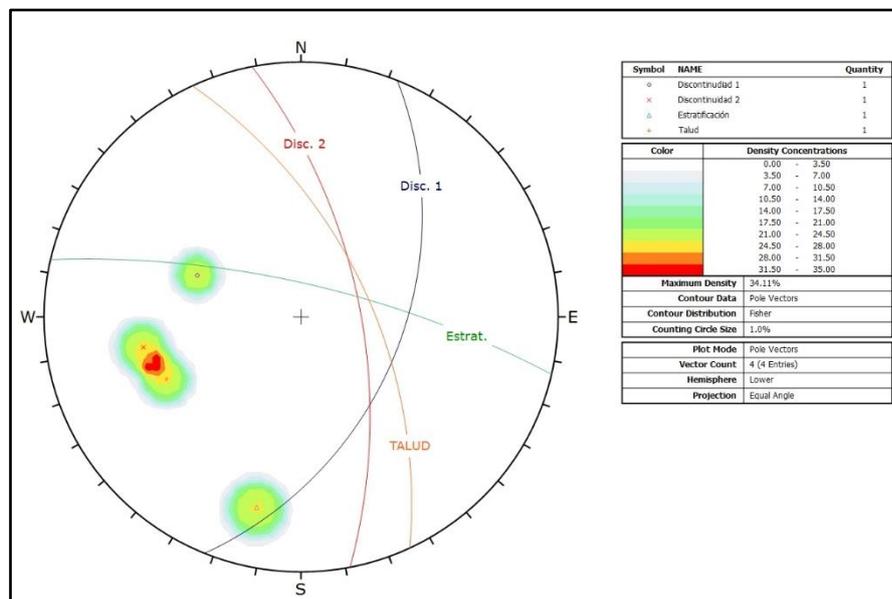
Determinamos el tipo de falla que presentara este talud para eso trabajamos en el programa DIPS y vamos ingresar los valores del DIP y el DD de cada estrato y diaclasa encontrado.

Figura N° 74: Dip y DD en Dips para la estación 4.

ID	Dip	Dip Direction	NAME
1	75	13	Estratificación
2	47	112	Discontinuidad 1
3	64	79	Discontinuidad 2

Luego generamos la vista esférica de los estratos con su respectiva orientación.

Figura N° 75: Grafica de DIP y DD en el programa Dips.



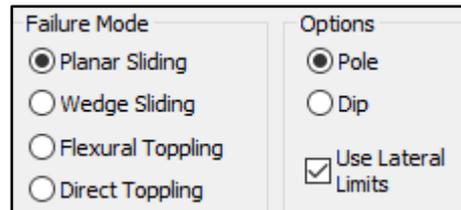
Ahora vamos a analizar el tipo de falla que presenta con la ayuda del mismo programa.

Ingresamos los valores en slope de DIP y DD del registro geológico-geotécnico tomado en campo mediante brújula, el valor del ángulo de

fricción, anteriormente ya calculado con el programa RocData así como el limite lateral para el análisis.

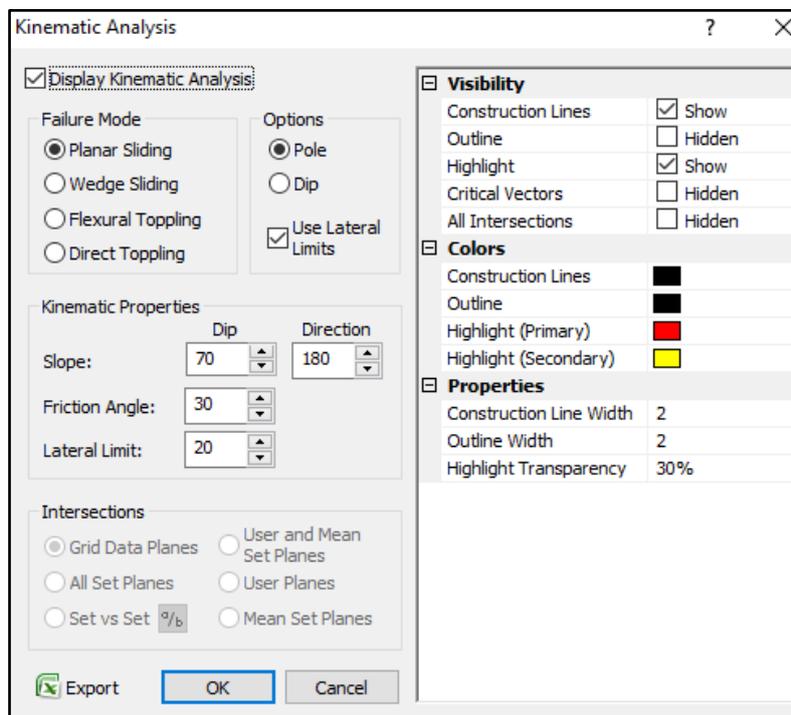
Para saber q tipo de falla tenemos, se corre el programa con todas las opciones de los modos de falla.

Figura N° 76: Selección del modo de falla para la estación 4



Se empieza a ejecutar los diferentes análisis para ver si la falla es planar, cuña o rotacional como muestra el siguiente menú.

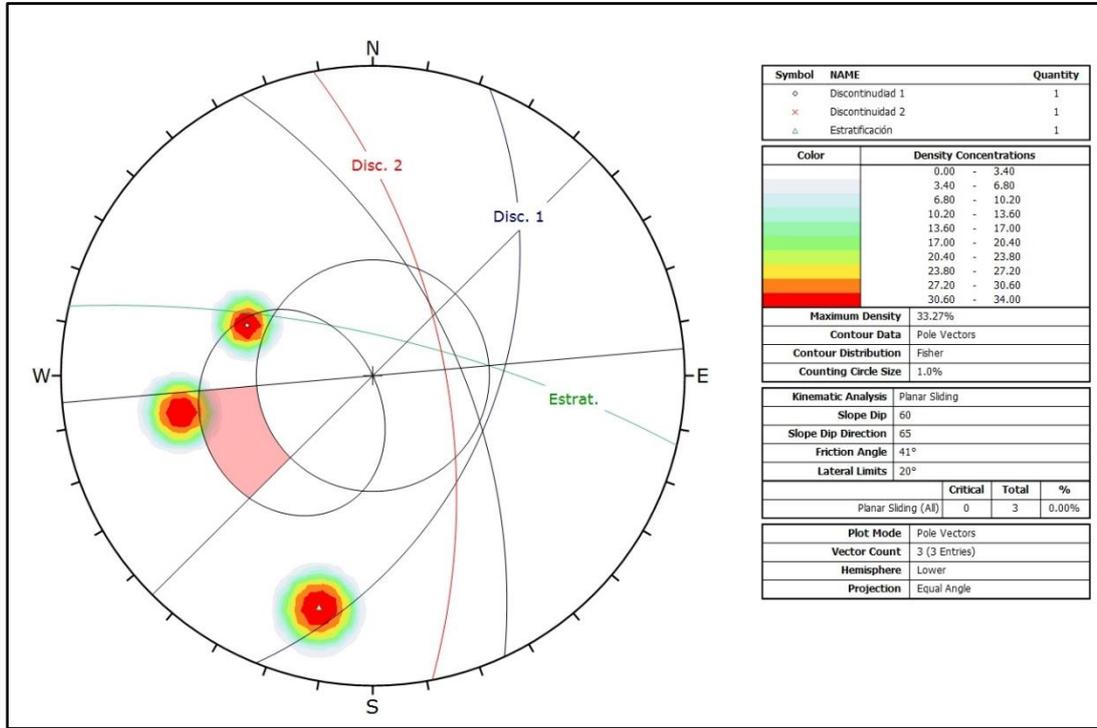
Figura N° 77: Propiedades cinematicas para la estación 4



Para los diferentes tipos de pruebas obtenemos lo siguiente

Planar:

Figura N° 78: Análisis Planar de la Estación 4.



Cuña:

Figura N° 79: Análisis Wedge de la Estación 4.

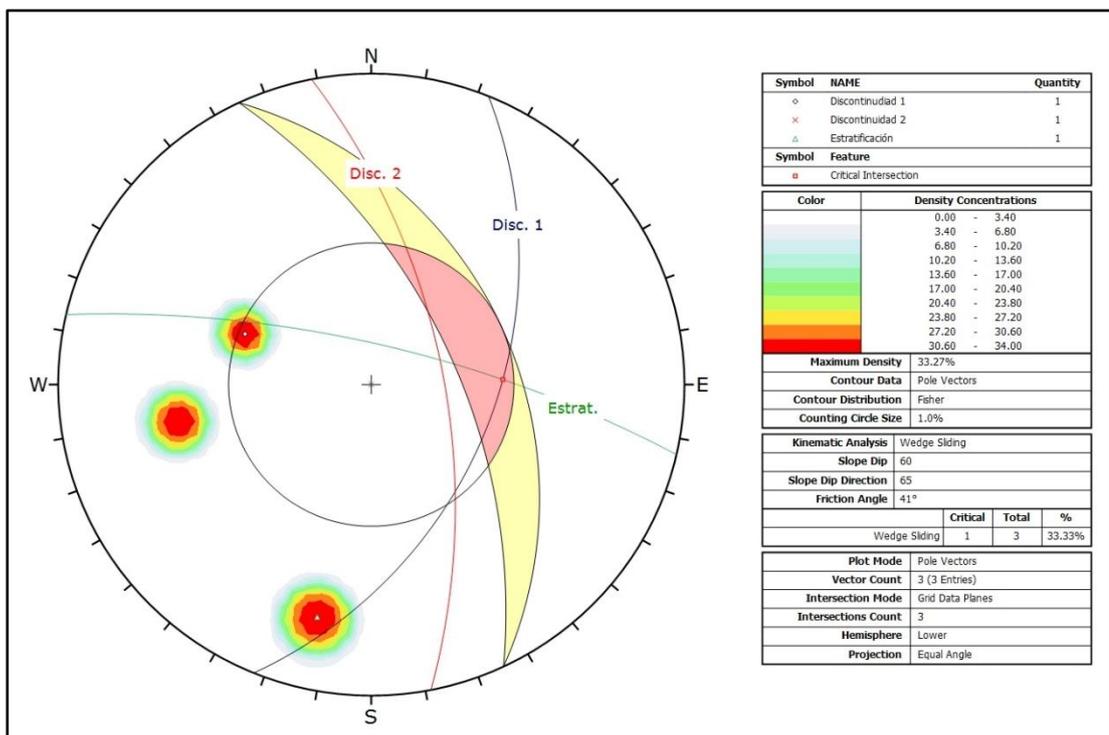
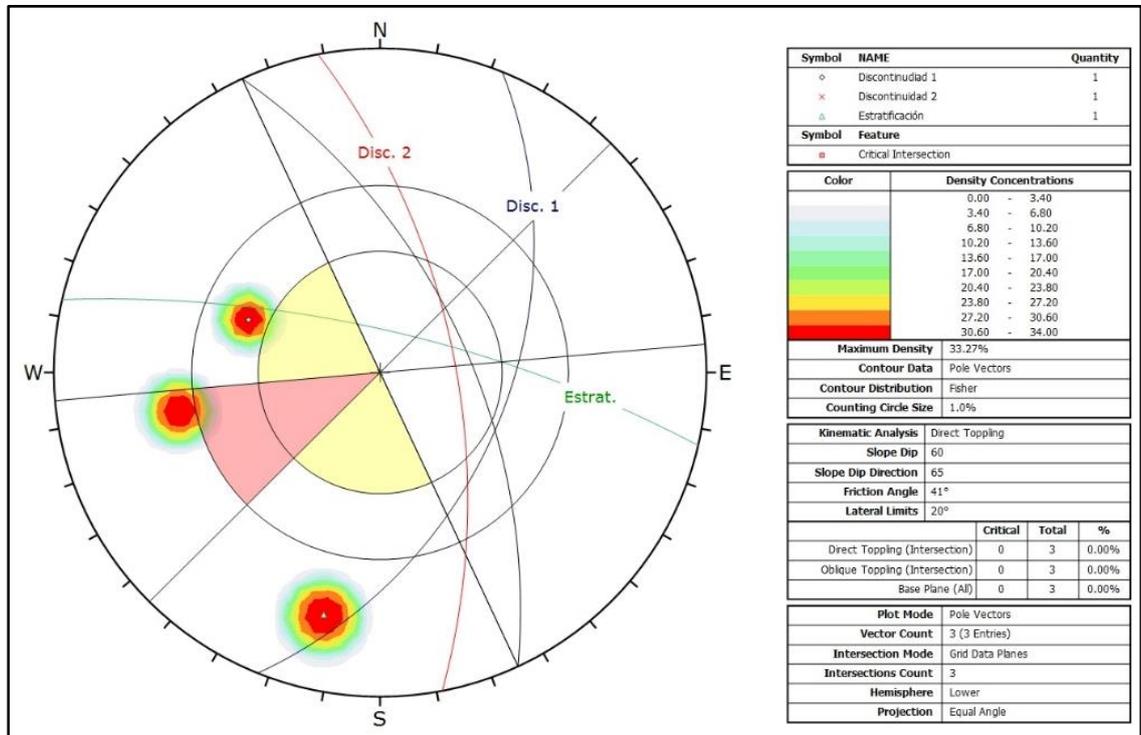


Figura N° 80: Análisis Toppling de la Estación 4



Probabilidad de ocurrencia de falla planar 0%, falla por cuña 33.33% y probabilidad de falla por toppling 0%.

El tipo de falla que presenta la estación 4 es una falla por cuña, para el cálculo de su factor de seguridad emplearemos el programa Swedge.

Se ingresan los valores de DIP, DD, cohesión y ángulo de fricción de los estratos que van a fallar.

Figura N° 81: Ingreso de datos en Sweedge para la estación 4.

	Dip (deg)	Dip Direction (deg)	Cohesion (t/m2)	Friction Angle (deg)
Joint Set 1	75	13	23.4	42.35
Joint Set 2	47	112	23.4	42.35
Upper Face	13	65		
Slope Face	60	65		

Tension Crack	
<input checked="" type="checkbox"/>	Tension Crack
Dip (deg)	64
Dip Direction (deg)	79
Trace Length (m)	5

Slope Properties	
Slope Height (m)	25
Unit Weight (t/m3)	2.6
<input checked="" type="checkbox"/>	Bench Width (m)
	30
<input type="checkbox"/>	Overhanging

Safety Factor = 1.95405
 Wedge Weight = 1129.25 tonnes
 Sliding on Joint 2

Distance in meters
 Force in Tonnes (1000 kg)

Para la cohesión y ángulo de fricción se saca el promedio ponderado ya que se cuenta con dos estratos uno arcilloso y el otro de limolita, según su incidencia se tiene un 80% de arenisca y un 20% de limolita.

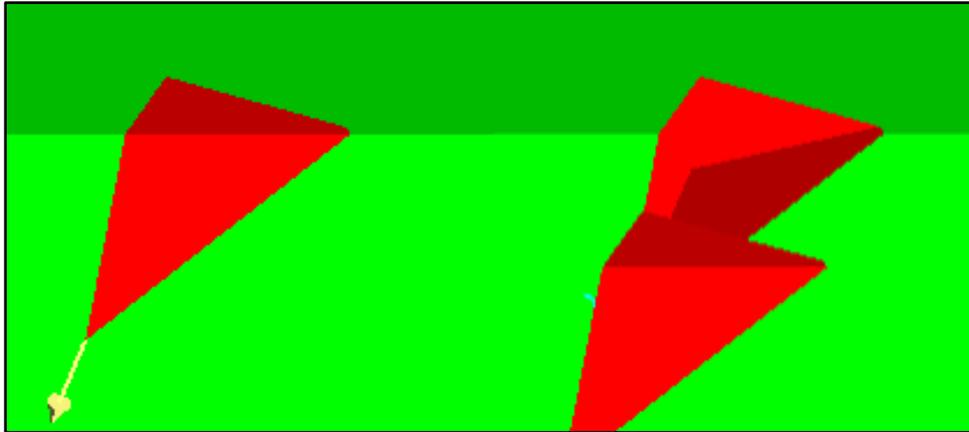
Se analiza a lo largo de 5 m de incidencia en la horizontal.

Las vistas para la falla por cuña son las siguientes:

-  Top
-  Front
-  Side
-  Perspective

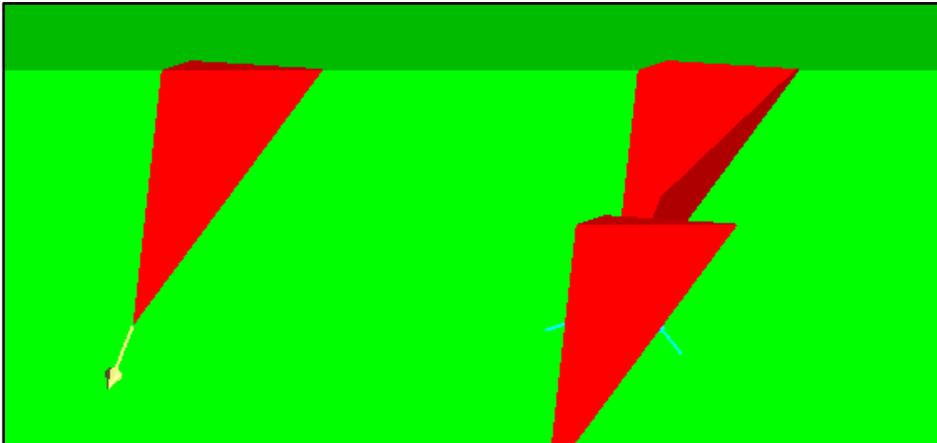
Vista Top:

Figura N° 82: Vista superior del talud, estado inicial y falla por cuña



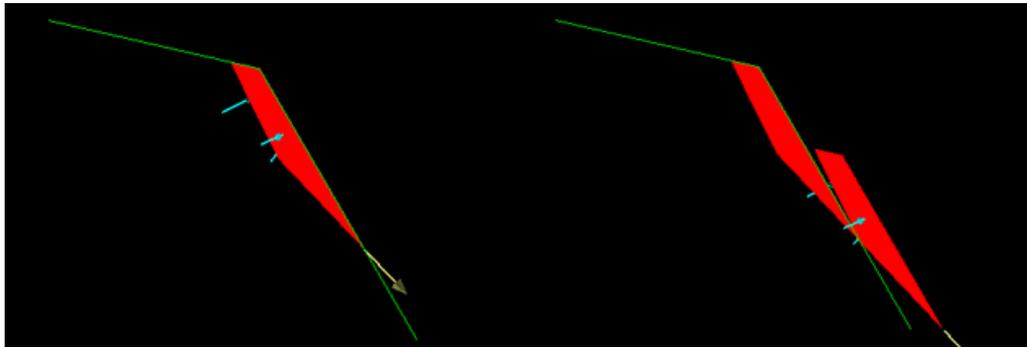
Vista Front:

Figura N° 83: Vista frontal del talud, estado inicial y falla por cuña



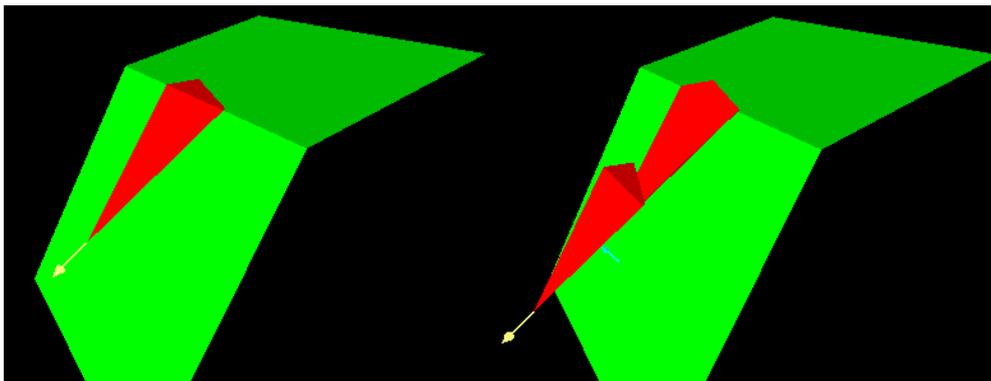
Vista Side:

Figura N° 84: Vista lateral del talud, estado inicial y falla por cuña



Vista Perspective:

Figura N° 85: Vista en perspectiva del talud, estado inicial y falla por cuña.



Obteniéndose un valor de factor de seguridad de 1.95.

CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Según el Manual del Ministerio de Transporte para carreteras pavimentadas de bajo volumen de tráfico (2008) los taludes deben tener una relación en función a V: H

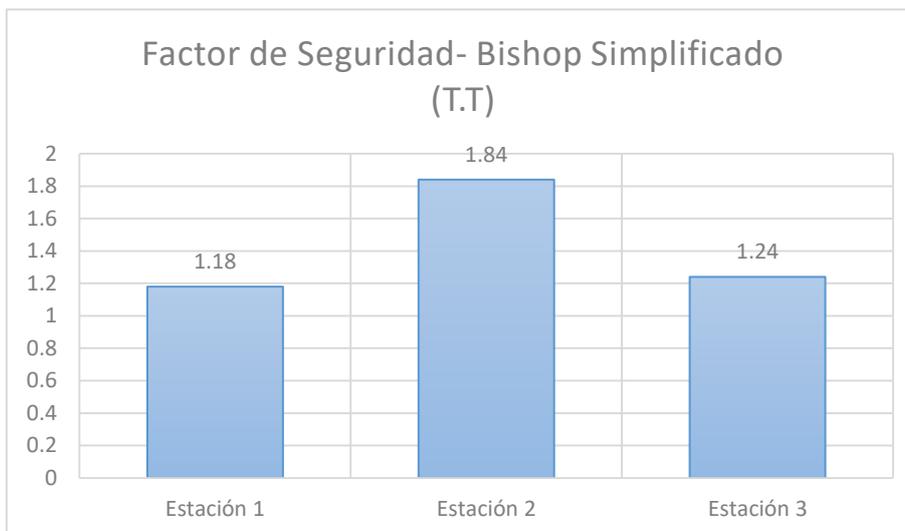
Tabla N° 28: Relación terreno altura en taludes según MTC-2008

CLASE DE TERRENO	TALUD (V: H)		
	H < 5	5 < H < 10	H > 10
Roca fija	10 : 1	(*)	(**)
Roca suelta	6 : 1 - 4 : 1	(*)	(**)
Conglomerados cementados	4 : 1	(*)	(**)
Suelos consolidados compactos	4 : 1	(*)	(**)
Conglomerados comunes	3 : 1	(*)	(**)
Tierra compacta	2 : 1 - 1 : 1	(*)	(**)
Tierra suelta	1 : 1	(*)	(**)
Arenas sueltas	2 : 1	(*)	(**)
Zonas blandas con abundante arcillas o zonas humedecidas por filtraciones	1 : 2 hasta 1 : 3	(*)	(**)

Fuente: Manuales para el diseño de Carreteras de Bajo Volumen de Transito (2008)

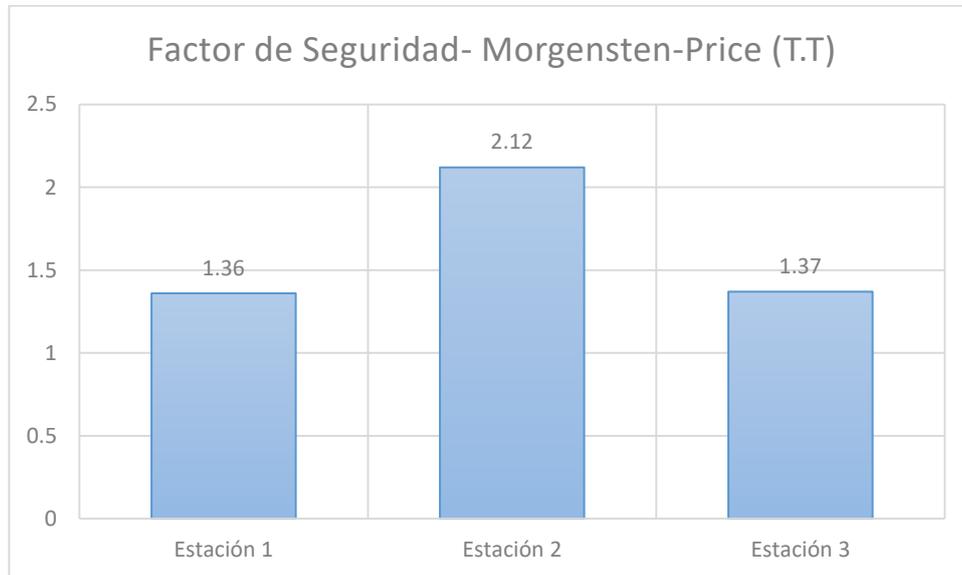
Los taludes críticos de la carretera Baños del Inca – Llacanora presentan una altura de 8 y 25 m por ende es necesario el análisis de estabilidad. Se obtuvo el factor de seguridad de los taludes críticos de la carretera Baños del Inca – Llacanora, tres de estos taludes fueron analizados con tensiones totales, efectiva y para los cuatro taludes se evaluó con carga sísmica obteniendo lo siguiente:

Figura N° 86: Factor de seguridad con tensiones totales utilizando Bishop Simplificado.



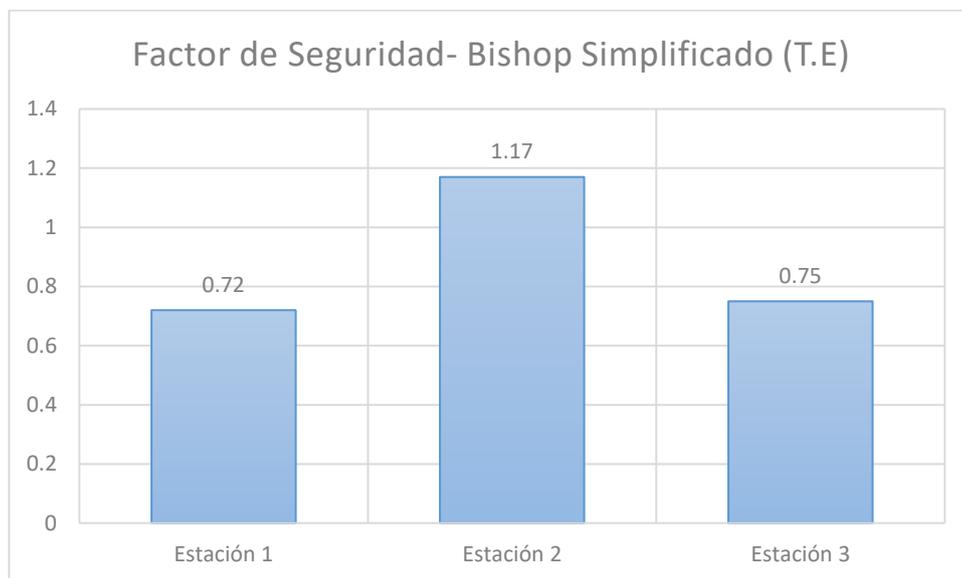
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 87: Factor de seguridad con tensiones totales utilizando Morgensten-Price.



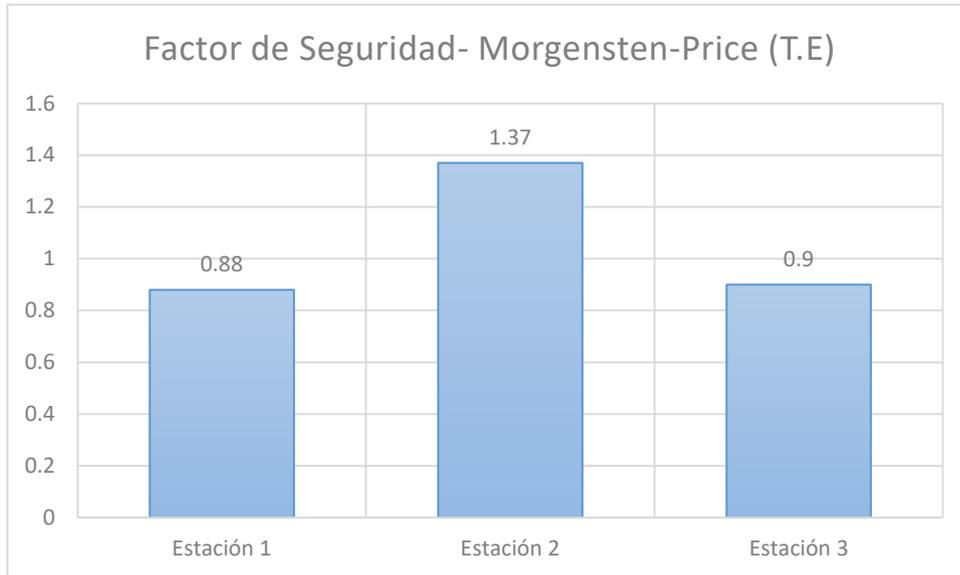
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 88: Factor de seguridad con efectivas utilizando Bishop Simplificado.



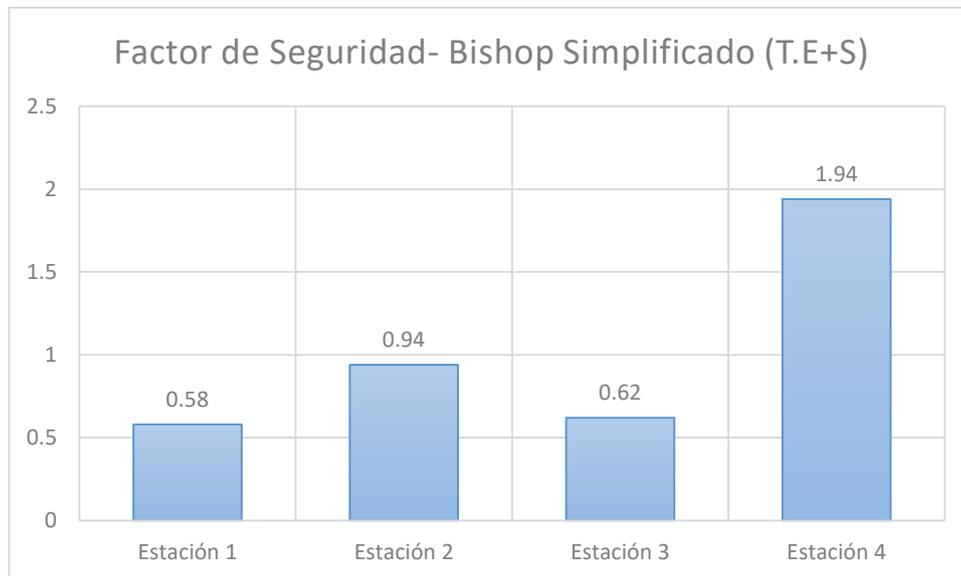
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 89: Factor de seguridad con tensiones efectivas utilizando Morgensten-Price.



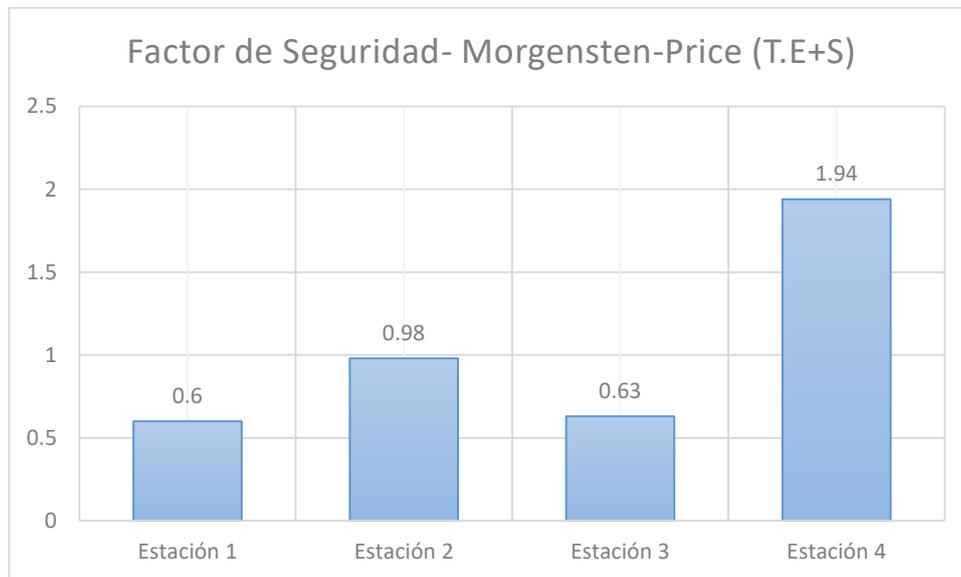
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 90: Factor de seguridad con efectivas y carga sísmica utilizando Bishop simplificado.



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 91: Factor de seguridad con efectivas y carga sísmica utilizando Morgensten-Price.



Fuente: Elaboración propia.

Se confirma que los taludes fallan en alturas superiores a 6.0 m y con ángulos de inclinación mayores a 45° y que estos dependen de su meteorización y formación geológica tal cual lo dice Mayorga Zelaya y Garay Obregon.

Como se observa en las gráficas el factor de seguridad va disminuyendo notoriamente a medida que las condiciones empeoran, con la presencia de agua el factor de seguridad se reducen en promedio 40% y con la carga sísmica este baja a casi el 50 % de su valor inicial.

Los taludes rocosos que están más erosionados actúan como suelo y su factor de seguridad es mucho menor que el de uno rocoso no tan fracturado, y con solo la presencia de agua 3 taludes tienen un factor inferior a 1 (siendo este el limite critico) ocasionando que estos taludes fallen y ya con presencia de un sismo el fallo es inminente, el único que no fallaría sería el talud con la roca no muy erosionada ni oxidada que es la estación 4.

En otras rocas no tan erosionadas el factor de seguridad varía entre 1.79 a 3.89 como indica Rene Mamani en su estudio de estabilidad de taludes en macizo rocoso.

Para Jawer Toro Irueta los principales factores que afectan al talud son con la cohesión y ángulo de fricción tanto del suelo como de roca. En la siguiente tabla mostramos los valores de los cuatro taludes así como su pendiente.

Tabla N° 29: Resultado de parámetros y características de los taludes críticos

Progresiva	Ángulo de Fricción	Cohesión	Pendiente del talud	Tipo de Material encontrado
4+540 m	28.98°	0.30 Kg/cm ²	77.14°	Limolitas muy oxidadas y arcillas
4+600 m	38.82°	0.47 Kg/cm ²	75.05°	A-4 (1) - SC
4+840 m	30.13°	0.89 Kg/cm ²	75.9°	Limolitas muy oxidadas y arcillas.
5+020 m	18.92°	0.19 Kg/cm ²	79.0°	Arcillas oxidadas con presencia de finos y limolitas oxidas

Fuente: Elaboración propia.

Los taludes en la carretera tiene una pendiente promedio de 76.77 ° y para la cohesión es muy variada dependiendo del tipo de roca predominante y el grado de erosión que se presenta.

El esfuerzo de corte ensayado para la estación 2 con 1, 2 y 4 kg nos da un esfuerzo cortante máximo de 0.74, 0.924 y 1.372 Kg/cm² respectivamente.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES:

- ✚ Los taludes de la carretera Baños del Inca – Llacanora no son estables ya que en condiciones secas son mayores a 1 ($F.S >1$) pero con la presencia de agua se vuelven inestables y en caso de sismos estos presentan una falla inminente ($F.S <1$).
- ✚ Los valores que afectan a la inestabilidad de talud en promedio son: Ángulo de fricción: 29.21° y una cohesión de 0.52 Kg/cm^2 además de los factores hidrogeológicos.
- ✚ En los taludes rocosos se encontró Areniscas con presencia de finos y limolitas muy oxidadas y en la zona de depósitos cuaternarios un suelo de clasificación ASSHTO A-4 (1) y SUCS como SC.
- ✚ Los taludes críticos inestables se encuentran en las progresivas 4+540 m, 4+600 m, 4+840 m, 5+020m.

5.2 RECOMENDACIONES:

- ✚ Para estudios complementarios es preciso realizar ensayos de sondeo profundo, como ensayos SPT, o ensayos triaxiales.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ✚ ASTM D3080 Norma para El ensayo de Corte Directo.

- ✚ BRAJA M.Das, Fundamentos de Ingeniera Geotécnica. [E-book] Mexico 2013 [Fecha de Consulta 20 de Noviembre del 2017]. Disponible en : https://dl.dropboxusercontent.com/content_link/OTX4Vc5C6gHXs70Sglj33GFdN2em8ljOuY9T21GA58Cs70cuVLxePGIq0WHNExLI/file?dl=1

- ✚ CRESPO VILLALAZ, Mecánica de Suelos y Cimentaciones [E-book] Mexico 2004 [Fecha de Consulta 10 de Octubre del 2017] Disponible en : <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/mecanica-desuelos-y-cimentaciones-crespo-villalaz.pdf>

- ✚ GARAY OBREGON FELIX, Y GERARDO MAYORGA ZELAYA. Estudio de estabilidad de taludes con fines normativos de tres carreteras principales. [Tesis Virtual] Nicaragua 2003 [Fecha de Consulta 25 de Noviembre del 2017] Disponible en: <http://biblioteca.mti.gob.ni:8080/docushare/dsweb/GetRendition/Tesis-24/html>

- ✚ Instituto Geologico y Minero de España, Manual de Taludes IGME [E-book] España 2006 [Fecha de Consulta 13 de Diciembre del 2017]. Disponible en : <http://enriquemontalar.com/manual-de-taludes-del-igme/>

- ✚ JIMENEZ SALAS, Geotecnia y Cimientos II Mecánica del Suelo y de las Rocas [E-book] Madrid 2010 [Fecha de Consulta 12 de Octubre del 2017].Disponible en : <https://es.scribd.com/doc/251689144/Geotecnia-y-cimientos-I-2da-Edicion-J-A-Jimenez-Salas-y-J-L-de-Justo-Alpanes-FREELIBROS-ORG-pdf>

- ✚ MAMANI LARICO ,ROGER RENE. Análisis de la Estabilidad de Taludes en macizo rocoso de la carretera Sina Yanahuaya Tramo III-Sub tramo 02, a partir de la caracterización geológica y resistencia a la compresión simple. [Tesis Virtual] Puno 2016 [Fecha de Consulta 24 de Noviembre

del 2017] Disponible en :

<https://es.scribd.com/document/349375032/Mamani-Larico-Roger-Rene>

- ✚ MTC, Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito. [E-book] Peru 2008 [Fecha de Consulta 10 de Diciembre del 2017]. Disponible en :
<http://www.trianglegironi.cat/images/imatges%20i%20documents/cerdanya/urus/disseny%20carreteres.pdf>

- ✚ Muni Budhu, Fundamentos de la mecánica de Suelos [E-book] España 2007 [Fecha de Consulta 20 de Diciembre del 2017]. Disponible en :
http://priodeep.weebly.com/uploads/6/5/4/9/65495087/soil_mechanics_fundamentals_by_muni_budhu_-_wiley_blackwell_-_civilenggforall.pdf

- ✚ TORO IRUETA, JAWER. LARICO. Evaluación de la inestabilidad de taludes en la carretera las Pirias- cruce Lambayeque, San Ignacio. [Tesis Virtual] Jaen 2014 [Fecha de Consulta 23 de Noviembre del 2017] Disponible en:
<http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/476/T%20625.7%20T676%202014.pdf?sequence=1>

ANEXOS

- Inventario de taludes.
- Estudio de tráfico.
- Ensayos de granulometría y corte directo.
- Panel Fotográfico.
- Plano geológico del área de estudio. (1)
- Plano en planta de ubicación de taludes (1)
- Planos de secciones típicas de carretera (1)
- Planos de secciones transversales de la carretera (11)
- Planos de perfil de taludes (1)

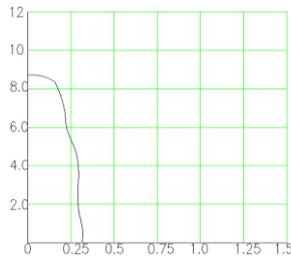
INVENTARIO DE TALUDES			
TITULO: ANALISIS DE TALUDES		GUIA DE OBSERVACION N°: 1	
FECHA	feb-18		
CARRETERA:	BANOS DEL INCA - LLACANORA	TALUDES INESTABLES:	Progresivas(4+540 m)
EST. FINAL	LADO	IZQUIERDO	
TESIS: GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRITICOS DE LA CARRETERA BANOS DEL INCA - LLACANORA			



GEOLOGIA DEL TALUD			
SUELO	SI	NO	DESCRIPCION
SP	Material rocoso		
SM			
SC			
ML			
CL			
OL			
MH			

ESTRATIGRAFIA DE TALUD		
CAPA	DESCRIPCION	
CAPA 1	Areniscas	Grano fino muy oxidadas con presencia de jarosita, goethita magnetita
CAPA 2	Limolitas	Oxidadas
CAPA 3		Se repite el ciclo pues estan plegados

GEOMETRIA DE TALUD		
ALTURA	8.5	metros
GRADO INCLINACION (Pie)	77.14	GRADO INCLINACION (Corona) 18.3
LONGITUD	9	metros



PRESENCIA DE AGUA			
NACIMIENTOS	SI	NO	DESCRIPCION
SUPERFICIAL		X	
SUB TERRANEA			

FALLAS ESTRUCTURALES O VISUALES EN EL TALUD			
TIPO DE FALLA	SI	NO	DESCRIPCION
GRIETAS CORONA DE TALUD		X	
GRIETAS CARA TALUD		X	

TIPOS DE INESTABILIDAD					
TIPO	SI	NO	TIPO	SI	NO
DERRUMBES/C.BLOQUES		X	DESIZAMIENTOS	X	
COLADAS DE FLUJOS		X	VOLCAMIENTO		X
REPTACION DE SUELOS		X	AVALANCHAS DE ROCAS		X

VEGETACION ENCONTRADA SOBRE TALUD			
TIPO DE SIEMBRA	SI	NO	DESCRIPCION
ARBOLES	X		Eucalipto
OTROS			

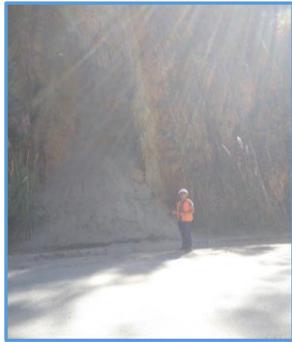
ESTABILIDAD					
SITUACION ACTUAL	SI	NO	SITUACION ACTUAL	SI	NO
ESTABLE		X	MEDIDA DE PROTECCION		
INESTABLE LOCAL		X			
INESTABLE	X				X



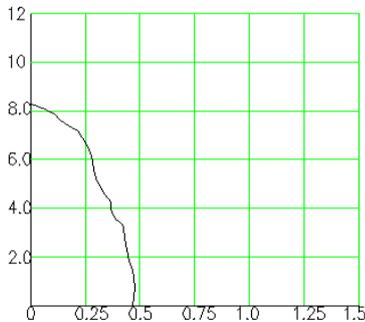
OBSERVACIONES ADICIONALES

En la zona de la corona se tiene un terreno bastante inestable a pesar de tener vegetacion.

INVENTARIO DE TALUDES			
TITULO: ANALISIS DE TALUDES		GUIA DE OBSERVACION N°: 2	
FECHA	feb-18		
CARRETERA:	BANOS DEL INCA - LLACANORA	TALUDES INESTABLES:	Progresivas(4+600 m)
EST. FINAL	LADO		IZQUIERDO
TESIS: GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRITICOS DE LA CARRETERA BANOS DEL INCA - LLACANORA			

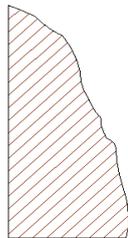


GEOLOGIA DEL TALUD			
SUELO	SI	NO	DESCRIPCION
SP		X	
SM		X	
SC	X		A-4 (1)
ML		X	
CL		X	
OL		X	
MH		X	
ESTRATIGRAFIA DE TALUD			
DESCRIPCION			
CAPA 1	Areniscas	Grano fino muy oxidadas con presencia de jarosita, goethita magnetita	
CAPA 2	Limolitas	Oxidadas	
CAPA 3		Se repite el ciclo pues estan plegados	



GEOMETRIA DE TALUD			
ALTURA	8.2	metros	
GRADO INCLINACION (Pie)	75.05	GRADO INCLINACION (Corona)	15 grados
LONGITUD	9.3	metros	
PRESENCIA DE AGUA			
NACIMIENTOS		SI	NO
SUPERFICIAL			X
SUB TERRANEA			
FALLAS ESTRUCTURALES O VISUALES EN EL TALUD			
TIPO DE FALLA		SI	NO
GRIETAS CORONA DE TALUD			X
GRIETAS CARA TALUD		X	
BERMAS		SI	NO
EROSION TALUD			X
LOMOS DE PRESION			X

TIPOS DE INESTABILIDAD					
TIPO	SI	NO	TIPO	SI	NO
DERRUMBES/C.BLOQUES	X		DESLIZAMIENTOS		X
COLADAS DE FLUJOS		X	VOLCAMIENTO		X
REPTACION DE SUELOS		X	AVALANCHAS DE ROCAS		X

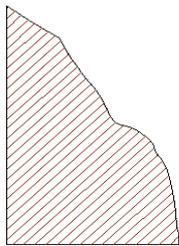
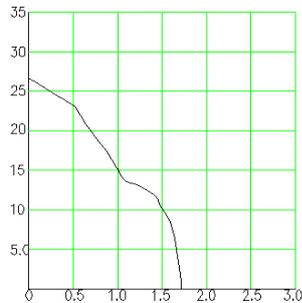


VEGETACION ENCONTRADA SOBRE TALUD					
TIPO DE SIEMBRA		DESCRIPCION			
ARBOLES	X	Eucalipto, Pinos			
OTROS					
ESTABILIDAD					
SITUACION ACTUAL	SI	NO	SITUACION ACTUAL	SI	NO
ESTABLE		X	MEDIDA DE PROTECCION		
INESTABLE LOCAL		X			X
INESTABLE	X				

OBSERVACIONES ADICIONALES

Presencia de capa de suelo

INVENTARIO DE TALUDES		
TITULO: ANALISIS DE TALUDES	GUIA DE OBSERVACION N°:	3
FECHA	feb-18	
CARRETERA:	BANOS DEL INCA - LLACANORA	TALUDES INESTABLES: Progresivas(4+840 m)
EST. FINAL	LADO	IZQUIERDO
TESIS: GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRITICOS DE LA CARRETERA BANOS DEL INCA - LLACANORA		



GEOLOGIA DEL TALUD		
SUELO	SI	NO
SP	Material rocoso	
SM		
SC		
ML		
CL		
OL		
MH		

ESTRATIGRAFIA DE TALUD		
DESCRIPCION		
CAPA 1	Areniscas	Grano fino muy oxidadas con presencia de jarosita, goethita magnetita
CAPA 2	Limolitas	Oxidadas
CAPA 3		Se repite el ciclo pues estan plegados

GEOMETRIA DE TALUD			
ALTURA	26	metros	
GRADO INCLINACION (Pie)	75.9	GRADO INCLINACION (Corona)	16 grados
LONGITUD	28.2	metros	

PRESENCIA DE AGUA			
NACIMIENTOS	SI	NO	DESCRIPCION
SUPERFICIAL		X	
SUB TERRANEA			

FALLAS ESTRUCTURALES O VISUALES EN EL TALUD			
TIPO DE FALLA	SI	NO	DESCRIPCION
GRIETAS CORONA DE TALUD	X		
GRIETAS CARA TALUD	X		
BERMAS	SI	NO	DESCRIPCION
EROSION TALUD	X		
LOMOS DE PRESION		X	

TIPOS DE INESTABILIDAD					
TIPO	SI	NO	TIPO	SI	NO
DERRUMBES/C.BLOQUES	X		DESIZAMIENTOS	X	
COLADAS DE FLUJOS		X	VOLCAMIENTO		X
REPTACION DE SUELOS		X	AVALANCHAS DE ROCAS		X

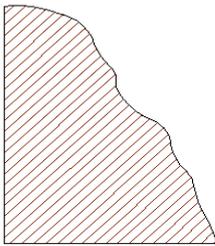
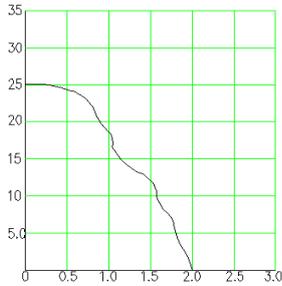
VEGETACION ENCONTRADA SOBRE TALUD	
TIPO DE SIEMBRA	DESCRIPCION
ARBOLES	
OTROS	X MALEZA,PENCAS, ARBUSTOS

ESTABILIDAD					
SITUACION ACTUAL	SI	NO	SITUACION ACTUAL	SI	NO
ESTABLE		X	MEDIDA DE PROTECCION		
INESTABLE LOCAL	X				X
INESTABLE		X			

OBSERVACIONES ADICIONALES

Gran Erosion en la cara del talud

INVENTARIO DE TALUDES						
TITULO: ANALISIS DE TALUDES			GUIA DE OBSERVACION N°:		4	
FECHA		feb-18				
CARRETERA: BANOS DEL INCA - LLACANORA			TALUDES INESTABLES: Progresivas(5+020 m)			
EST. FINAL		LADO		IZQUIERDO		
TESIS: GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRITICOS DE LA CARRETERA BANOS DEL INCA - LLACANORA						
	GEOLOGIA DEL TALUD					
	SUELO	SI	NO	DESCRIPCION		
	SP	Material rocoso				
	SM					
	SC					
	ML					
	CL					
	OL					
	MH					
	ESTRATIGRAFIA DE TALUD					
DESCRIPCION						
CAPA 1	Areniscas	Grano fino muy oxidadas con presencia de jarosita, goethita magnetita				
CAPA 2	Limolitas	Oxidadas				
CAPA 3	Se repite el ciclo pues estan plegados					
GEOMETRIA DE TALUD						
ALTURA	25	metros				
GRADO INCLINACION (Pie)	79	GRADO INCLINACION (Corona)		12		
LONGITUD	27.4	metros				
PRESENCIA DE AGUA						
NACIMIENTOS		SI	NO	DESCRIPCION		
SUPERFICIAL			X			
SUB TERRANEA						
FALLAS ESTRUCTURALES O VISUALES EN EL TALUD						
TIPO DE FALLA		SI	NO	DESCRIPCION		
GRIETAS CORONA DE TALUD			X			
GRIETAS CARA TALUD		X				
BERMAS		SI	NO	DESCRIPCION		
EROSION TALUD			X			
LOMOS DE PRESION			X			
TIPOS DE INESTABILIDAD						
TIPO	SI	NO	TIPO	SI	NO	
DERRUMBES/C.BLOQUES	X		DESIZAMIENTOS	X		
COLADAS DE FLUJOS		X	VOLCAMIENTO		X	
REPTACION DE SUELOS		X	AVALANCHAS DE ROCAS		X	
VEGETACION ENCONTRADA SOBRE TALUD						
TIPO DE SIEMBRA		DESCRIPCION				
ARBOLES						
OTROS		X	MALEZA			
ESTABILIDAD						
SITUACION ACTUAL	SI	NO	SITUACION ACTUAL	SI	NO	
ESTABLE		X	MEDIDA DE PROTECCION			
INESTABLE LOCAL		X				X
INESTABLE	X					
OBSERVACIONES ADICIONALES						
La Piedra esta agrietada en toda la cara del talud						

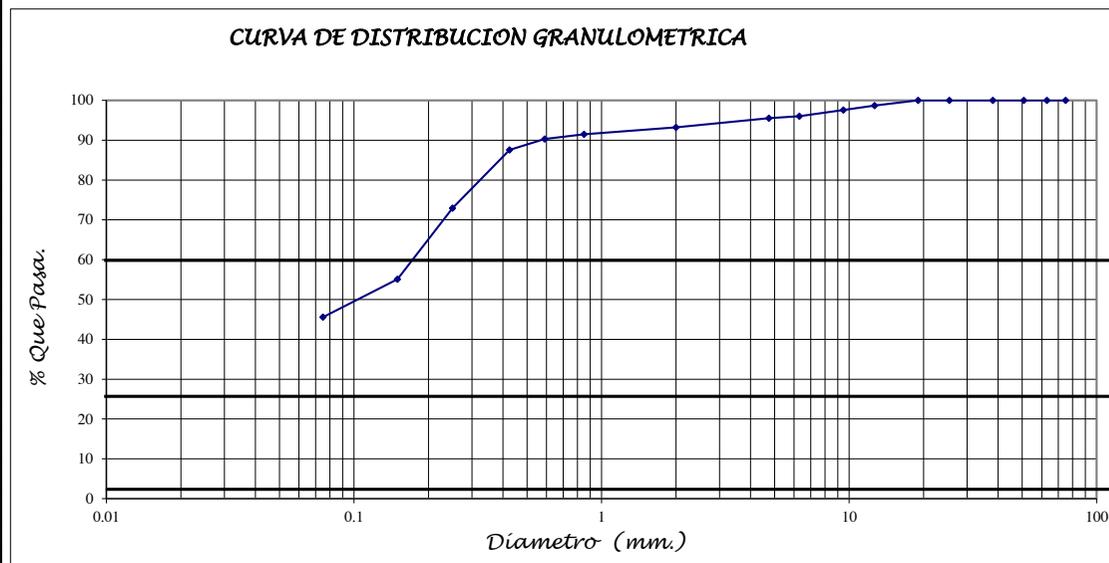


TESIS	GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRÍTICOS DE LA CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA		
TESISTA:	BACH. TARRILLO MEMBRILLO, Ronald Alexis.		UBICACIÓN
MUESTRA	Calicata 01	Fecha: mar-18	

ANALISIS GRANULOMETRICO POR LAVADO ASTM - D422

PESO SECO INICIAL :	900.00 gr.
PESO SECO FINAL :	489.90 gr.
PESO MENOR No 200 :	410.10 gr.

TAMIZ N°	Abert (mm)	PESO RETENIDO		PORCENTAJE ACUMULADO	
		PARCIAL	% Parcial	% Reten. Acumulado	% Que Pasa
3	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.70	11.60	1.29	1.29	98.71
3/8"	9.50	10.10	1.12	2.41	97.59
1/4"	6.30	14.40	1.60	4.01	95.99
N° 4	4.75	4.30	0.48	4.49	95.51
N° 10	2.00	20.60	2.29	6.78	93.22
N° 20	0.85	15.70	1.74	8.52	91.48
N° 30	0.59	10.60	1.18	9.70	90.30
N° 40	0.43	24.50	2.72	12.42	87.58
N° 60	0.25	131.50	14.61	27.03	72.97
N° 100	0.15	160.90	17.88	44.91	55.09
N° 200	0.08	85.70	9.52	54.43	45.57
Cazoleta	0.00	0.00	0.00	54.43	45.57
TOTAL		489.90			



Resultados de ensayos

MALLA	%QUE PASA	SUCS	SC
N° 4	95.5	AASHTO	A-4 (1)
N° 10	93.2	% GRAVA	4.0
N° 40	87.6	% ARENA	50.4
N° 200	45.6	%FINOS	45.6

D60 =	0.18	TIPO MUESTRA	ALTERADA
D30 =	0.00	Cu =	---
D10 =	0.00	Cc =	---

-) **CONDICION DE MUESTREO:**
 -) **TIPO DE MUESTRA :** Alterada tipo Mab.

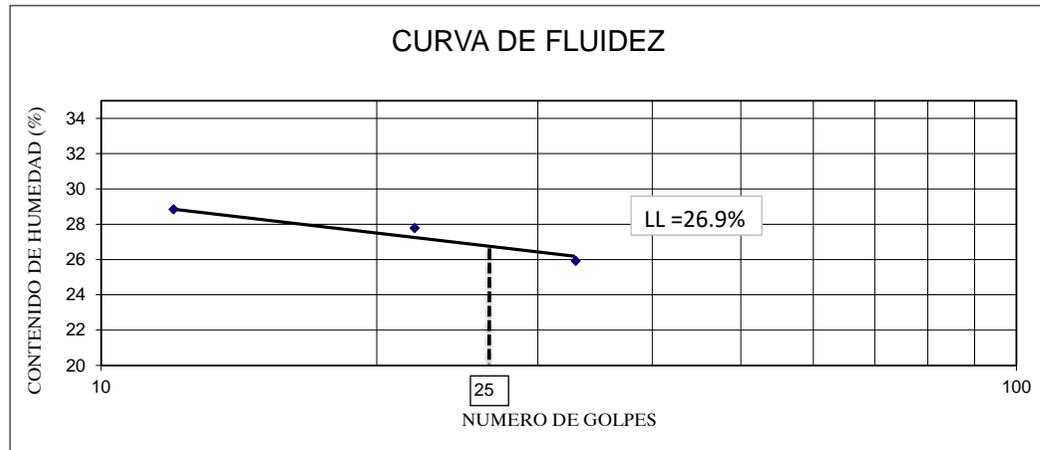
TESIS	GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRÍTICOS DE LA CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA			
TESISTA:	BACH. TARRILLO MEMBRILLO, Ronald Alexis.		UBICACIÓN	Carretera: Baños del Inca-Llacanora
MUESTRA	Calicata 01	Fecha:	mar-18	

LIMITES DE ATTERBERG - ASTM D4318

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD ASTM D 2216

ENSAYO N°	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		
	1	2	3	1	2	3
Peso suelo hum+tara	39.50	32.80	34.40	30.15	29.80	30.20
Peso suelo seco + tara	37.00	31.40	32.90	29.10	28.70	29.00
Peso del Agua	2.50	1.40	1.50	1.05	1.10	1.20
Peso Tara	28.00	26.00	27.70	24.05	22.90	23.60
Peso del suelo	9.00	5.40	5.20	5.05	5.80	5.40
Contenido de humedad (%)	27.78	25.93	28.85	20.79	18.97	22.22
Número de golpes	22	33	12	PROMEDIO (%)	20.66	

MUESTRA	Calicata 01	Calicata 01
ESTRATO	Unico	Unico
TARA No		
Peso suelo hum+tara (gr)	930.00	930.10
Peso suelo seco + tara (gr)	812.60	810.40
Peso del agua (gr)	117.40	119.70
Peso tara (gr)	62.20	60.20
Peso del suelo (gr)	750.40	750.20
Contenido de humedad (%)	15.64	15.96
PROMEDIO (%)	15.80	



Límite Líquido =	26.90%	W(%) Prom.	15.80%
Límite Plástico =	20.66%	Índice Liquidez	-0.78
Índice Plástico =	6.24%		

ESPECIFICACIONES:		
Secado de la muestra antes del ensayo: A temperatura ambiente.		
Secado de la muestra para obtener humedades: Al horno a 110°C +5°C		
Tipo de Muestra para Ensayo: Alterada.		
Agua Empleada: Agua Potable.		
Rango de Medición: Balanza electrónica de 500gr. y 0.01gr.		
CONDICION DE MUESTRO:		
SUCS	AASHTO	TIPO DE MUESTRA ALCANZADA
SC	A-4 (1)	Alterada del tipo Mab.

TESIS	GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRÍTICOS DE LA CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA						
UBICACIÓN	CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA						
CALICATA	1		ENSAYO DE CORTE DIRECTO				
TIPO DE MUESTRA	REMOLDEADA		COORDENADAS UTM		Este	784182	
FECHA	mar-18				Norte	9204532	
Tiempo (min)	desplazamiento horizontal	desplazamiento horizontal	divisiones de carga	fuerza cortante	Deformacion	Area corregida	Esfuerzo corte
0	0	0.0000	0	0	0	36	0
0.5	0	0.0000	0	0	0	36	0
1	0	0.0000	0	0	0	36	0
1.5	11	0.0110	8	3.571	0.002	36.072	0.099
2	34	0.0340	11	4.91	0.006	36.217	0.136
2.5	58	0.0580	15	6.696	0.01	36.364	0.184
3	82	0.0820	21	9.374	0.014	36.511	0.257
3.5	105	0.1050	29	12.945	0.018	36.66	0.353
4	126	0.1260	36	16.07	0.021	36.772	0.437
4.5	149	0.1490	45	20.087	0.025	36.923	0.544
5	170	0.1700	51	22.765	0.028	37.037	0.615
5.5	194	0.1940	56	24.997	0.032	37.19	0.672
6	217	0.2170	59	26.336	0.036	37.344	0.705
6.5	240	0.2400	62.5	27.899	0.04	37.5	0.744
7	264	0.2640	63.1	28.167	0.044	37.657	0.748
7.5	290	0.2900	62.9	28.077	0.048	37.815	0.742
8	313	0.3130	62	27.675	0.052	37.975	0.729
8.5	337	0.3370	61.5	27.452	0.056	38.136	0.72

Datos de la Muestra de corte

Lado(cm)	6
Altura(cm)	2
Area(cm ²)	36
Volumen(cm ³)	72
Vel. De carga (mm/min)	0.5

Carga Normal

Pa (Kg)	10
Pb (Kg)	0.604
Pv (Kg)	10.604

Esfuerzo Normal

σ_n (Kg/cm ²)	0.294555556
-------------------------------------	-------------

Cosntante del anillo de carga

(Kg/Nºdiv.)	0.446379
-------------	----------



TESIS	GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRÍTICOS DE LA CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA						
UBICACIÓN	CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA						
CALICATA	1		ENSAYO DE CORTE DIRECTO				
TIPO DE MUESTRA	REMOLDEADA		COORDENADAS UTM		Este	784182	
FECHA	mar-18				Norte	9204532	
Tiempo (min)	desplazamiento horizontal	desplazamiento horizontal	divisiones de carga	fuerza cortante	Deformacion	Area corregida	Esfuerzo corte
0	0	0.0000	0	0	0	36	0
0.5	0	0.0000	0	0	0	36	0
1	24	0.0240	0	0	0.004	36.145	0
1.5	51	0.0510	9	4.017	0.009	36.327	0.111
2	74	0.0740	14	6.249	0.012	36.437	0.172
2.5	97	0.0970	21.5	9.597	0.016	36.585	0.262
3	119	0.1190	30.5	13.615	0.02	36.735	0.371
3.5	140	0.1400	38	16.962	0.023	36.847	0.46
4	163	0.1630	43.9	19.596	0.027	36.999	0.53
4.5	187	0.1870	49	21.873	0.031	37.152	0.589
5	210	0.2100	54	24.104	0.035	37.306	0.646
5.5	232	0.2320	59	26.336	0.039	37.461	0.703
6	255	0.2550	63	28.122	0.043	37.618	0.748
6.5	278	0.2780	67	29.907	0.046	37.736	0.793
7	302	0.3020	71	31.693	0.05	37.895	0.836
7.5	324	0.3240	74	33.032	0.054	38.055	0.868
8	348	0.3480	76	33.925	0.058	38.217	0.888
8.5	372	0.3720	78.9	35.219	0.062	38.38	0.918
9	397	0.3970	79.8	35.621	0.066	38.544	0.924
9.5	421	0.4210	79.5	35.487	0.07	38.71	0.917
10	445	0.4450	78	34.818	0.074	38.877	0.896
10.5	470	0.4700	74	33.032	0.078	39.046	0.846
11	496	0.4960	70.2	31.336	0.083	39.258	0.798

Datos de la Muestra de corte

Lado(cm)	6
Altura(cm)	2
Area(cm ²)	36
Volumen(cm ³)	72
Vel. De carga (mm/min)	0.5

Carga Normal

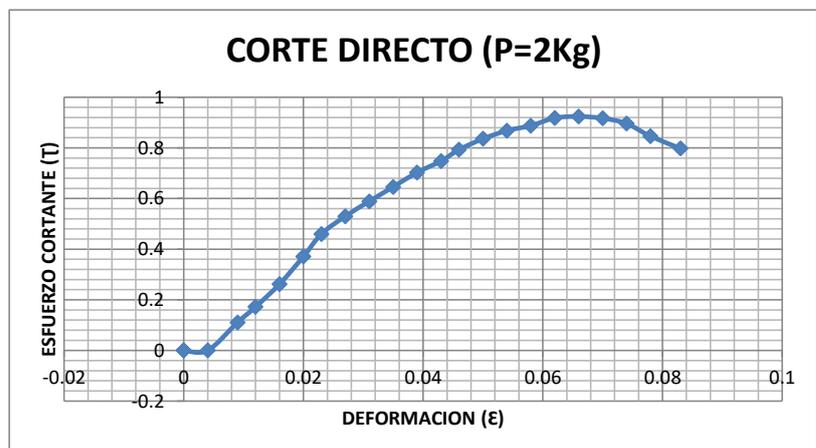
Pa (Kg)	20
Pb (Kg)	0.604
Pv (Kg)	20.604

Esfuerzo Normal

σ_n (Kg/cm ²)	0.572333333
-------------------------------------	-------------

Cosntante del anillo de carga

(Kg/N ^o div.)	0.446379
--------------------------	----------



TESIS		GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRÍTICOS DE LA CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA						
UBICACIÓN		CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA						
CALICATA	1		ENSAYO DE CORTE DIRECTO					
TIPO DE MUESTRA	REMOLDEADA		COORDENADAS UTM		Este	784182		
FECHA	mar-18				Norte	9204532		
Tiempo (min)	desplazamiento horizontal	desplazamiento horizontal	divisiones de carga	fuerza cortante	Deformacion	Area corregida	Esfuerzo corte	
0	0	0.0000	0	0	0	36	0.00	
0.5	0	0.0000	0	0	0	36	0.00	
1	18	0.0180	16	7.142	0.003	36.108	0.20	
1.5	24	0.0240	24	10.713	0.004	36.145	0.296	
2	47	0.0470	33	14.731	0.008	36.29	0.406	
2.5	70	0.0700	45	20.087	0.012	36.437	0.551	
3	92	0.0920	51	22.765	0.015	36.548	0.623	
3.5	115	0.1150	57	25.444	0.019	36.697	0.693	
4	139	0.1390	62	27.675	0.023	36.847	0.751	
4.5	163	0.1630	66	29.461	0.027	36.999	0.796	
5	185	0.1850	71	31.693	0.031	37.152	0.853	
5.5	209	0.2090	75	33.478	0.035	37.306	0.897	
6	232	0.2320	78	34.818	0.039	37.461	0.929	
6.5	254	0.2540	82	36.603	0.042	37.578	0.974	
7	279	0.2790	85.1	37.987	0.047	37.775	1.006	
7.5	301	0.3010	88	39.281	0.05	37.895	1.037	
8	323	0.3230	89.5	39.951	0.054	38.055	1.05	
8.5	347	0.3470	93	41.513	0.058	38.217	1.086	
9	370	0.3700	95	42.406	0.062	38.38	1.105	
9.5	390	0.3900	98	43.745	0.065	38.503	1.136	
10	413	0.4130	102	45.531	0.069	38.668	1.177	
10.5	435	0.4350	105	46.87	0.073	38.835	1.207	
11	458	0.4580	108	48.209	0.076	38.961	1.237	
11.5	481	0.4810	111	49.548	0.08	39.13	1.266	
12	504	0.5040	114	50.887	0.084	39.301	1.295	
12.5	526	0.5260	116	51.78	0.088	39.474	1.312	
13	550	0.5500	119	53.119	0.092	39.648	1.34	
13.5	574	0.5740	121	54.012	0.096	39.823	1.356	
14	597	0.5970	122.9	54.86	0.1	40	1.372	
14.5	622	0.6220	123.5	55.128	0.104	40.179	1.372	
15	647	0.6470	123.5	55.128	0.108	40.359	1.366	
15.5	663	0.6630	122.5	54.681	0.111	40.495	1.35	
16	697	0.6970	121.5	54.235	0.116	40.724	1.332	
16.5	722	0.7220	119.5	53.342	0.12	40.909	1.304	
17	747	0.7470	118.5	52.896	0.125	41.143	1.286	

Datos de la Muestra de corte

Lado(cm)	6
Altura(cm)	2
Area(cm ²)	36
Volumen(cm ³)	72
Vel. De carga (mm/min)	0.5

Carga Normal

Pa (Kg)	40
Pb (Kg)	0.604
Pv (Kg)	40.604

Esfuerzo Normal

σ_n (Kg/cm ²)	1.127888889
-------------------------------------	-------------

Cosntante del anillo de carga

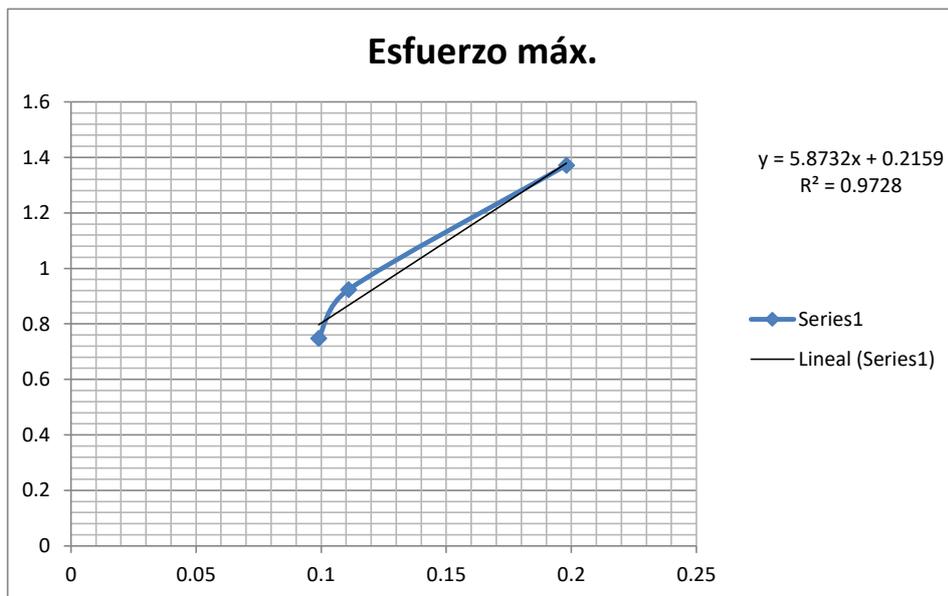
(Kg/N ^o div.)	0.446379
--------------------------	----------



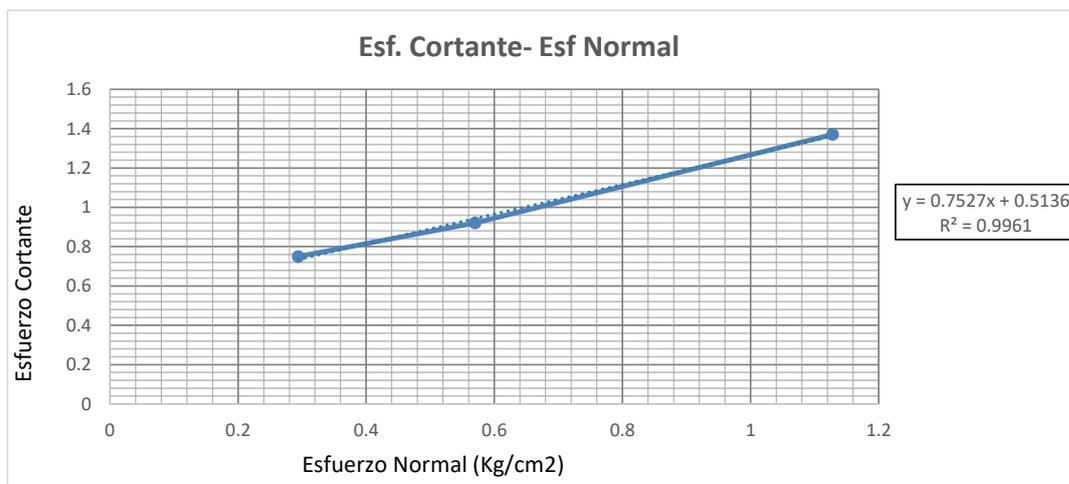
TESIS	GRADO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES CRÍTICOS DE LA CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA				
UBICACIÓN	CARRETERA BAÑOS DEL INCA - LLACANORA				
CALICATA	1		ENSAYO DE CORTE DIRECTO		
TIPO DE MUESTRA	REMOLDEADA		COORDENADAS UTM	Este	784182
FECHA	mar-18			Norte	9204532

Esfuerzos maximos y minimos

	esf m	esf max.
1kg	0.099	0.748
2kg	0.111	0.924
4kg	0.20	1.372



Muestra	esf. Normal	Cort. Max
1kg	0.294	0.75
2kg	0.57	0.92
4kg	1.13	1.37



Cohesion (Kg/cm ²)	0.52
Angulo de friccion(°)	36.87



Foto N° 1: Estado de la estación 1



Foto N° 2: Estado de la estación 2



Foto N° 3: Estado de la estación 3



Foto N° 4: Estado de la estación 4



Foto N° 5: Estudio de tipo de roca de talud.

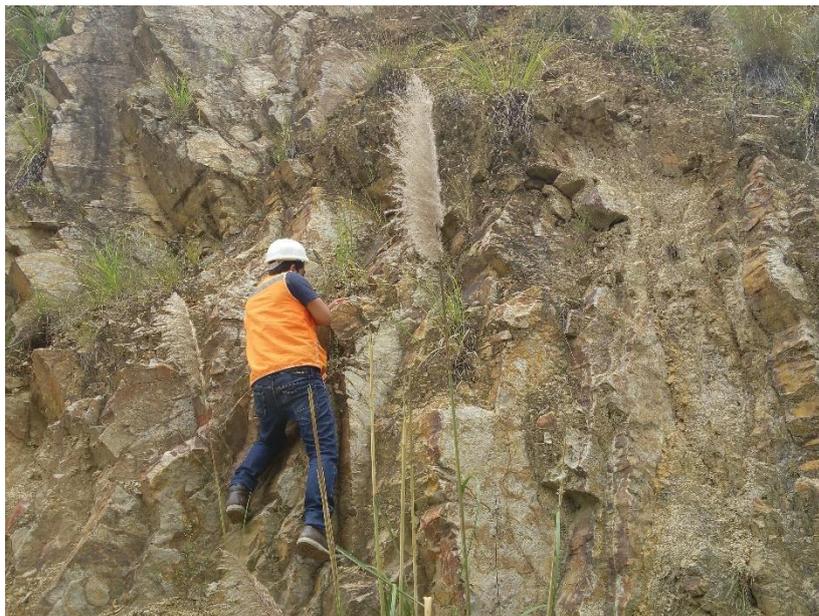


Foto N°6: Toma de datos geológico y geotécnico.



Foto N° 7: Uso de brújula en la toma de DIP y DD.



Foto N° 8: Calicata para la extracción de muestras para granulometría y corte directo.



Foto N° 9: Muestras para el ensayo de corte directo.



Foto N° 10: Muestras ensayadas por corte directo con 1,2 y 4 Kg.



Foto N° 11: Ensayo de granulometria.



Foto N° 12: Ensayos de límites de atterberg.



Foto N° 13: Continuo mantenimiento de cunetas y acarreo de material desprendido de taludes.