



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE RECURSOS NATURALES

ESCUELA DE INGENIERÍA AGRONÓMICA

CARRERA DE INGENIERÍA EN GEOLOGÍA Y MINAS

**ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES DEL PASO LATERAL
DE LA CIUDAD DE MACAS**

TRABAJO DE TITULACIÓN

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN PARA TITULACIÓN DE GRADO

**PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL
TÍTULO DE INGENIERO EN GEOLOGÍA Y MINAS**

ESCOBAR CHANALATA STEVE HAMILTON

FLORES CARVAJAL MARIUXI DAYANARA

RIOBAMBA- ECUADOR

2017

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Nosotros, **Mariuxi Dayanara Flores Carvajal** y **Steve Hamilton Escobar Chanalata** declaramos que el presente trabajo de titulación es de nuestra propiedad intelectual y que los resultados del mismo son originales.


La documentación proveniente de fuentes ajenas tiene sus respectivas citas y referencias.

Macas, Junio de 2017.



Mariuxi Dayanara Flores Carvajal

C.I. 140052654-5



Steve Hamilton Escobar Chanalata

C.I. 160050922-6

Macas, 10 de Julio de 2017

Ingeniera
Romané Peñafiel M. Mgs.
DIRECTORA DE LA EXTENSIÓN MORONA SANTIAGO
Presente.

De nuestra consideración.

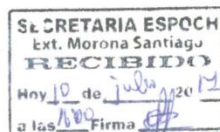
En documento adjunto sirvace encontrar el INFORME DE APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN cuyo tema es: "ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES DEL PASO LATERAL DE LA CIUDAD DE MACAS", propuesto por los egresados ESCOBAR CHANALATA STEVE HAMILTON y FLORES CARVAJAL MARIUXI DAYANARA, estudiantes de la carrera de Geología y Minas, Facultad de Recursos Naturales, Extensión Morona Santiago.

Por su gentil atención le expresamos nuestros agradecimientos.

Atentamente,

Ing. Edgar Ramiro Pino Mgs.
DIRECTOR TRIBUNAL

Ing. Marco Antonio Mejía Mgs.
MIEMBRO TRIBUNAL



DEDICATORIA

A Dios, por ser mi principal fortaleza en todo momento, por haberme dado sabiduría y sobre todo salud para alcanzar mis propósitos.

A mis padres, Ligia y Mario porque con su gran apoyo a lo largo de mi carrera y de toda mi vida, al brindarme su afecto, sus buenos consejos y sobre todo su ejemplo, me han enseñado a ser una persona humilde, responsable, correcta y perseverante, lo cual me motiva a seguir superándome en la vida.

Mariuxi D. Flores C.

DEDICATORIA

Al creador de todas las cosas, el que me ha levantado cuando estado a punto de darme por vencido, a quien encomiendo mi vida y sepa darme la sabiduría necesaria para salir adelante y por muchas cosas más, con toda la humildad en mi corazón dedico principalmente este trabajo de titulación a Dios.

A mi hijo Jhulian Escobar por ser el pilar fundamental en mi vida, ser el motivo más grande para esforzarme a diario, permitiendo dar lo mejor de mí para que él pueda tener un futuro mejor.

A mis padres, Hamilton y Silvia por haberme educado con valores, hábitos y principios siendo un ejemplo a seguir como pareja, pero a pesar de nuestras diferencias nunca dejaron de creer en mí y apoyarme en los peores momentos de mi vida, que Dios los bendiga y permita tenerlos junto a mí disfrutando de cada logro que obtendré.

A mis tíos, Fernando y briggith por haber tomado el rol de mis padres, por formarme como hombre de bien sabiendo depositar toda su confianza y guiar mi camino, les estaré agradecido toda la vida, pidiendo a Dios que les permita disfrutar junto a mí de muchas de mis metas a obtener les quiero mucho de todo corazón y siempre serán mi segundo hogar.

A mi abuelita Fanny que nunca dejo de creer en mí, aquella persona que siempre tomo el rol de madre y desde muy temprana edad supo darme una gran educación y a pesar de la distancia siempre estaba pendiente de mí, gracias madre mía gracias por estar a mi lado te amo demasiado y solo pido a Dios que siempre te guarde y te cuide.

A mis amigos y compañeros, Byron, Ronny y Xavier con quienes compartí buenos y malos momentos pero siempre estuvieron ahí con su apoyo incondicional.

A mi amiga, Mariuxi que entre risas, bromas y enojos hemos culminado con éxito nuestra trabajo de titulación siempre te estaré agradecido.

Steve H. Escobar Ch

AGRADECIMIENTOS

Al Ing. José Luis Torres por compartirnos sus conocimientos, los cuales han sido un gran apoyo y guía en el desarrollo de nuestro trabajo y sobre todo por su sincera e incondicional amistad.

Al Ing. Ramiro Pino y Marco Mejía por brindarnos sus conocimientos impartidos en las diferentes cátedras y sus valiosas sugerencias, las mismas que nos ayudaron a enriquecer nuestro trabajo.

A nuestra querida Universidad ESPOCH, por abrirnos las puertas para ser parte de ella como estudiantes de nuestra carrera y permitimos obtener los conocimientos y educación que nos servirán para desenvolvemos en nuestras vidas tanto profesionales como personales.

CONTENIDO

DEDICATORIA.....	IV
DEDICATORIA.....	V
AGRADECIMIENTOS.....	VI
CONTENIDO.....	VII
INDICE DE TABLAS.....	X
INDICE DE ILUSTRACIONES.....	XI
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I.....	2
1 MARCO REFERENCIAL	2
1.1 Antecedentes	2
1.2 Planteamiento del problema	2
1.3 Justificación	2
1.4 Objetivos	3
1.4.1 Objetivo general.....	3
1.4.2 Objetivos específicos	3
1.5 Planteamiento de la hipótesis	3
1.6 Generalidades.....	4
1.6.1 Ubicación del Área de Estudio.....	4
1.6.2Accesibilidad.....	5
1.6.3 Clima.....	6
1.6.4 Características del suelo	7
1.6.5 Flora y Fauna	7
CAPITULO II	8
2 MARCO TEÓRICO	8
2.1 Geología Regional.....	8

2.1.1 Estratigrafía Regional.....	9
2.2 Análisis de los fenómenos en remoción de masa.....	11
2.3 Métodos utilizados para el cálculo de estabilidad de taludes.....	12
2.4 Método de Equilibrio Límite.....	13
2.4.1 Método de Bishop Simplificado.....	15
2.4.2 Método de Janbú Simplificado.....	16
2.4.3 Método de Spencer.....	17
2.5 Retroanálisis.....	18
2.6 Clasificación Geomecánica SMR (Slope Mass Rating).....	20
2.6.1 Obtención Del Índice RMR.....	20
2.6.2 Obtención Del Índice SMR.....	25
2.7 Análisis de Estabilidad Cinemática.....	27
2.8 Cálculo del Factor de Seguridad para taludes en roca por el Método de Equilibrio Límite.....	28
2.8.1 Falla Planar.....	28
2.8.2 Falla en Cuña.....	31
CAPÍTULO III.....	34
3 DISEÑO Y EXPERIMENTACIÓN.....	34
3.1 Metodología.....	34
3.2 Levantamiento Topográfico.....	36
3.3 Investigaciones a lo largo del trazado vial.....	36
3.4 Marco Geológico Local.....	39
3.4.1 Formación Hollín.....	39
3.4.2 Formación Mera.....	40
3.5 Geomorfología.....	41
3.6 Estructuras.....	43
3.7 Sismicidad.....	44
3.8 Geohidrología.....	47

3.9 Modelo Geológico.....	49
3.9.1 Descripción del Modelo	51
3.10 Asentamientos en la Vía.....	53
3.10.1 Asentamiento 1	55
3.10.2 Asentamiento 2	57
CAPITULO IV	60
4 Análisis e Interpretación de Resultados	60
4.1 Estimación de los Parámetros de Resistencia al Corte en Suelo	60
4.2 Coeficiente de Presión Intersticial r_u	62
4.3 Análisis de Estabilidad.....	64
4.3.1 Cálculo del Factor de seguridad en taludes excavados en suelo	64
4.3.2 Retroanálisis.....	66
4.3.3 Factor de Seguridad calculado para condiciones actuales	70
4.3.4 Cálculo del Factor de Seguridad considerando medidas de estabilización y sostenimiento	75
4.3.5 Cálculo del Factor de Seguridad para los Asentamientos de la vía.....	81
4.4 Calculo de factor de seguridad en taludes excavados en roca.....	96
4.4.1 Caracterización del macizo rocoso.....	96
4.4.2 Análisis de estabilidad Cinemática	101
4.4.3 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de Equilibrio Límite	105
CAPÍTULO V.....	116
5 Conclusiones y recomendaciones	116
5.1 Conclusiones	116
5.2 Recomendaciones.....	118
5.3 Resumen.....	121
5.4 Abstract	122
5.5 Bibliografía	123
ANEXO	

INDICE DE TABLAS

Tabla 1-1 Rangos de temperatura de la Parroquia Macas	6
Tabla 2-1 Rangos de precipitación de la Parroquia Macas	6
Tabla 3-2 Resistencia a Compresión Simple de la Roca.....	21
Tabla 4-2 Espaciado de las Juntas.....	21
Tabla 5-2 RQD.....	22
Tabla 6-2 Naturaleza de las juntas	22
Tabla 7-2 Presencia de Agua.....	24
Tabla 8-2 Obtención del índice RMR	24
Tabla 9-2 Factor de corrección F1	25
Tabla 10-2 Factor de corrección F2	26
Tabla 11-2 Factor de corrección F3	26
Tabla 12-2 Factor de corrección F4	27
Tabla 13-2 Obtención del Índice SMR	27
Tabla 14-3 Resumen de ensayos de clasificación de suelos	38
Tabla 15-4 Parámetros de resistencia al corte obtenidos del retroanálisis	61
Tabla 16-4 Coeficiente de Presión Intersticial (r_u).....	63
Tabla 17-4 Factor de Seguridad obtenido del Retroanálisis	69
Tabla 18-4 Factor de Seguridad obtenido en Condiciones Actuales.....	73
Tabla 19-4 Factor de Seguridad considerando medidas de estabilización y sostenimiento.....	79
Tabla 20-4 Resumen de las medidas de sostenimiento para taludes en suelo.....	80
Tabla 21-4 Factor de Seguridad para asentamientos en condiciones saturadas	95
Tabla 22-4 Factor de Seguridad para asentamientos en condiciones no saturadas	95
Tabla 23-4 RMR Talud Izquierdo km 4+780. Estratificación S0 (290/12)	97
Tabla 24-4 SMR Talud Izquierdo km 4+780. Estratificación S ₀ (290/12)	97
Tabla 25-4 RMR km 4+780 Talud Izquierdo. Familia de Diaclasas J1 (294/74).....	98
Tabla 26- 4 SMR Talud Izquierdo km 4+780. Familia de Diaclasas J1 (294/74)	98
Tabla 27-4 RMR km 4+780. Familia de Diaclasas J2 (033/78).....	99
Tabla 28-4 SMR Talud Izquierdo km 4+780. Familia de Diaclasas J2 (033/78)	99
Tabla 29-4 Resultados de la Clasificación SMR en taludes en roca	100
Tabla 30-4 Análisis cinemático para falla planar, talud izquierdo abscisa 4+780.....	103
Tabla 31-4 Análisis cinemático para falla en cuña, talud izquierdo abscisa 4+780.....	105

Tabla 32-4 Factor de Seguridad de los taludes rocosos que presentan falla planar 110

Tabla 33-4 Datos de la cuña $S_0 - J_2$ en condiciones estáticas y saturadas 111

Tabla 34-4 Datos de la cuña en condiciones pseudoestáticas y saturadas 112

Tabla 35-4 Datos de la cuña en condiciones estáticas y no saturadas..... 113

Tabla 36-4 Datos de la cuña en condiciones estáticas y no saturadas ubicada en el talud izquierdo abscisa 4+780..... 114

Tabla 37-4 Factor de Seguridad de los taludes rocosos que presentan falla por cuña 115

INDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1-1 Ubicación del área de estudio..... 4

Figura 2-1 Mapa de acceso a la zona de estudio 5

Figura 3-2 Mapa de la Región de Macas 9

Figura 4-2 Fuerzas actuantes sobre la superficie de rotura del talud 13

Figura 5-2 Representación de la división en dovelas de la masa de terreno desplazada..... 15

Figura 6-2 Representación de fuerzas en una dovela..... 16

Figura 7-2 Fuerzas actuantes en una dovela de acuerdo al método de Spencer..... 17

Figura 8-2 Valor de ru para distintas posiciones del Nivel Freático (N.F.) 20

Figura 9-2 Disposición de discontinuidades en rotura planar 29

Figura 10-2 Modelo de Falla Planar..... 30

Figura 11-2 Disposición de discontinuidades en la rotura por cuñas..... 31

Figura 12-2 Sección vertical del talud por la línea de intersección 32

Figura 13-2 Modelo de Falla en Cuña..... 33

Figura 14-3 Ubicación de la estación total marca Sokkia para el levantamiento topográfico. Km 4+760 borde izquierdo 36

Figura 20-3 Suelos residuales 41

Figura 21-3 Mapa Geomorfológico de la zona de estudio 42

Figura 22-3 Principales zonas geomorfológicas en el área de estudio..... 42

Figura 23-3 Estratificación y diaclasas tomadas en taludes rocosos del Paso Lateral de Macas..... 43

Figura 24-3 Principales estructuras sismo genéticas en la zona de estudio. 44

Figura 25-3 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z 46

Figura 26-3 Surgencia de agua subterránea, abscisa 7+440.....	48
Figura 27-3 Acumulación de agua, abscisas 5+100 – 5+300.....	49
Figura 28-3 Modelo Geológico del Paso Lateral d la ciudad de Macas.....	50
Figura 29-3 Ladera abajo del primer asentamiento.....	54
Figura 30-3 Ladera abajo del segundo asentamiento	54
Figura 31-3 Primer asentamiento ubicado entre las abscisas 6+960 – 7+015	56
Figura 32-3 Escarpe laterales, lado derecho del primer asentamiento	56
Figura 33-3 Desborde de agua fuera de la alcantarilla primer asentamiento	56
Figura 34-3 Segundo asentamiento ubicado entre las abscisas 7+230 – 7+285	57
Figura 35-3 Grietas de extensión, lado Izquierdo del segundo asentamiento	58
Figura 36-3 Desborde de agua fuera de la alcantarilla del segundo asentamiento.....	58
Figura 37-3 Modelo Geológico de los Asentamientos.....	59
Figura 38-4 Deslizamiento rotacional Km. 4+710.....	64
Figura 39-4 Base Topográfica. Deslizamiento Km 4+710	65
Figura 40-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas	66
Figura 41-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas	66
Figura 42-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas	67
Figura 43-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas	67
Figura 44-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas	68
Figura 45-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudo estáticas	68
Figura 46-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas	70
Figura 47-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas	70
Figura 48-4 F.S. por el método de Janbu Simplificad en condiciones estáticas	71
Figura 49-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas	71
Figura 50-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas	72
Figura 51-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas	72
Figura 52-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas	76
Figura 53-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas	76
Figura 54-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estática	77
Figura 55-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas	77
Figura 56-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas	78
Figura 57-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas	78
Figura 58-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas	82
Figura 59-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas	82

Figura 60-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas	83
Figura 61-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas	83
Figura 62-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas	84
Figura 63-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas	84
Figura 64-4 F.S. por el de Bishop Simplificado en condiciones estáticas	85
Figura 65-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas	85
Figura 66-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas	86
Figura 67-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas	86
Figura 68-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas	87
Figura 69-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudo estáticas	87
Figura 70-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas	89
Figura 71-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas	89
Figura 72-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas	90
Figura 73-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas	90
Figura 74-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas	91
Figura 75-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas	91
Figura 76-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas	92
Figura 77-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas	92
Figura 78-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas	93
Figura 79-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas	93
Figura 80-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas	94
Figura 81-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas	94
Figura 82-4 Talud Izquierdo ubicado en la abscisa 4+780	96
Figura 83-4 Estructuras en areniscas, talud izquierdo, abscisa 4+780, falla planar	102
Figura 84-4 Análisis gráfico de las estructuras para falla planar, Talud Izquierdo abscisa 4+780 .	102
Figura 85-4 Estructuras en arenisca, talud izquierdo, abscisa 4+780, falla por cuña	104
Figura 86-4 Análisis gráfico de las estructuras para la cuña $S_0 - J_2$. Talud Izquierdo abscisa 4+780	104
Figura 87-4 FS obtenido en condiciones estáticas y saturadas	106
Figura 88-4 Fuerzas actuantes al momento del deslizamiento en condiciones estáticas y saturadas	106
Figura 89-4 FS obtenido en condiciones pseudoestáticas y saturadas	107
Figura 90-4 Fuerzas actuantes al momento del deslizamiento en condiciones pseudoestáticas y saturadas.....	107

Figura 91-4 FS obtenido en condiciones estáticas y drenadas	108
Figura 92-4 Diagrama de fuerzas actuantes al momento del deslizamiento en condiciones estáticas y drenadas	108
Figura 93-4 FS obtenido en condiciones pseudoestáticas y drenadas	109
Figura 94-4 Diagrama de fuerzas actuantes en el momento del deslizamiento en condiciones pseudoestáticas y drenadas.....	109
Figura 95-4 FS obtenido en condiciones estáticas y saturadas	111
Figura 96-4 FS obtenido en condiciones pseudoestáticas y saturadas	112
Figura 97-4 FS obtenido en condiciones estáticas y no saturadas	113
Figura 98-4 FS obtenido en condiciones pseudoestáticas y no saturadas	114

INTRODUCCIÓN

Es importante que la inclinación de un talud de corte garantice su estabilidad, ya que un criterio conservador que tienda a disminuir esta inclinación puede resultar en costos elevados para la obra. Además, el resultado del deslizamiento de un talud puede ser a menudo catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas, por ello la estabilidad de un talud se debe asegurar para garantizar el normal funcionamiento de la obra y evitar futuros gastos económicos. Por estas razones se considera de suma importancia realizar un estudio de estabilidad de taludes de corte antes de la construcción de una obra civil, en este caso particular, de la vía perimetral o Paso Lateral de la ciudad de Macas, para lo cual es indispensable que se desarrolle un levantamiento geológico que permita conocer la litología, estratigrafía y la estructura del terreno, las cuales son características intrínsecas de los materiales que controlan la ocurrencia de un deslizamiento. Es necesario además realizar un análisis geotécnico para definir y valorar la resistencia de los materiales existentes frente a los esfuerzos cortantes a que se ven sometidos y su respectiva corrección si fuere el caso. Todos los estudios mencionados son muy necesarios, aunque no suficientes, para eliminar o contrarrestar definitivamente los efectos producidos por movimientos inesperados en los taludes.

CAPÍTULO I

1 MARCO REFERENCIAL

1.1 Antecedentes

El proyecto vial fue construido en el año 2012 por la empresa constructora FOPECA y enlaza la parroquia General Proaño con la vía a Sucúa sin ingresar a la ciudad de Macas, avanza en sentido Norte-Sur y tiene una longitud aproximada 8850 m desde su inauguración, en esta vía han ocurrido numerosos fenómenos de inestabilidad principalmente en épocas invernales, ocasionando la interrupción del tránsito vehicular, además de dos asentamientos de la calzada localizados sobre el cruce de quebradas bajo la vía.

1.2 Planteamiento del problema

Muchos de los taludes de corte generados por la apertura del paso lateral de Macas se han deslizado, se considera incluso que estos deslizamientos podrían ocurrir en los taludes aparentemente estables a lo largo de la vía debido principalmente al tipo de material, a las precipitaciones en la zona y la falta de un sistema de drenaje que encauce y evacúe las aguas de escorrentía. Además, existen asentamientos localizados en la calzada cerca del cruce de quebradas con el proyecto vial, se asume inicialmente que el agua de infiltración es en gran parte responsable de estos procesos

1.3 Justificación

El estudio que se realizará en esta tesis surge del continuo problema de estabilidad que se está generando en muchos de los taludes de corte realizados por la apertura de la vía del paso lateral de la ciudad de Macas. Por esta razón se ha planteado el estudio de estabilidad de taludes en el área para definir zonas inestables y las posibles medidas para lograr la estabilización de los taludes y la vía, a partir de la determinación del Factor de Seguridad en cada uno de los taludes presentes a lo largo de la vía perimetral.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Realizar el levantamiento geológico a lo largo de los 8.850 m de longitud del paso lateral de Macas en una franja de 20 metros de ancho a cada lado del borde de vía, además de las áreas de influencia directa sobre la obra civil, como base para determinar la estabilidad de los taludes de corte generados por la vía.

1.4.2 Objetivos específicos

- a) Determinar el Factor de Seguridad en cada uno de los taludes de corte a lo largo del paso lateral de Macas.
- b) Reconocer las causas que ocasionan los asentamientos localizados en la vía cerca del cruce con las quebradas.
- c) Recomendar medidas de prevención y mitigación para lograr la estabilización de los taludes de corte y la calzada a lo largo de la vía.

1.5 Planteamiento de la hipótesis

El estudio geológico en el área de influencia del paso lateral de Macas permitirá definir las zonas inestables y potencialmente inestables a lo largo del trazado de la vía, obtener un modelo geológico de la zona de estudio y determinar las medidas de control y mitigación frente a los procesos de inestabilidad que se presentan en el sitio.

1.6 Generalidades

1.6.1 Ubicación del Área de Estudio

El área de estudio se localiza al sur este de la Cordillera Real del Ecuador, dentro de la Zona Sub Andina, en la Provincia de Morona Santiago, Cantón Morona, Parroquia Macas. Específicamente corresponde a la zona de influencia del paso lateral de aproximadamente 8.850 m de largo ubicado al occidente de la ciudad de Macas, a una altura de 1050 m.s.n.m y comprende las siguientes coordenadas georreferenciadas en el DATUM WGS84.

Punto Inicial, ruta hacia Riobamba: 818160E; 9749606N

Punto Final, ruta hacia Sucúa: 818021E; 9742394N

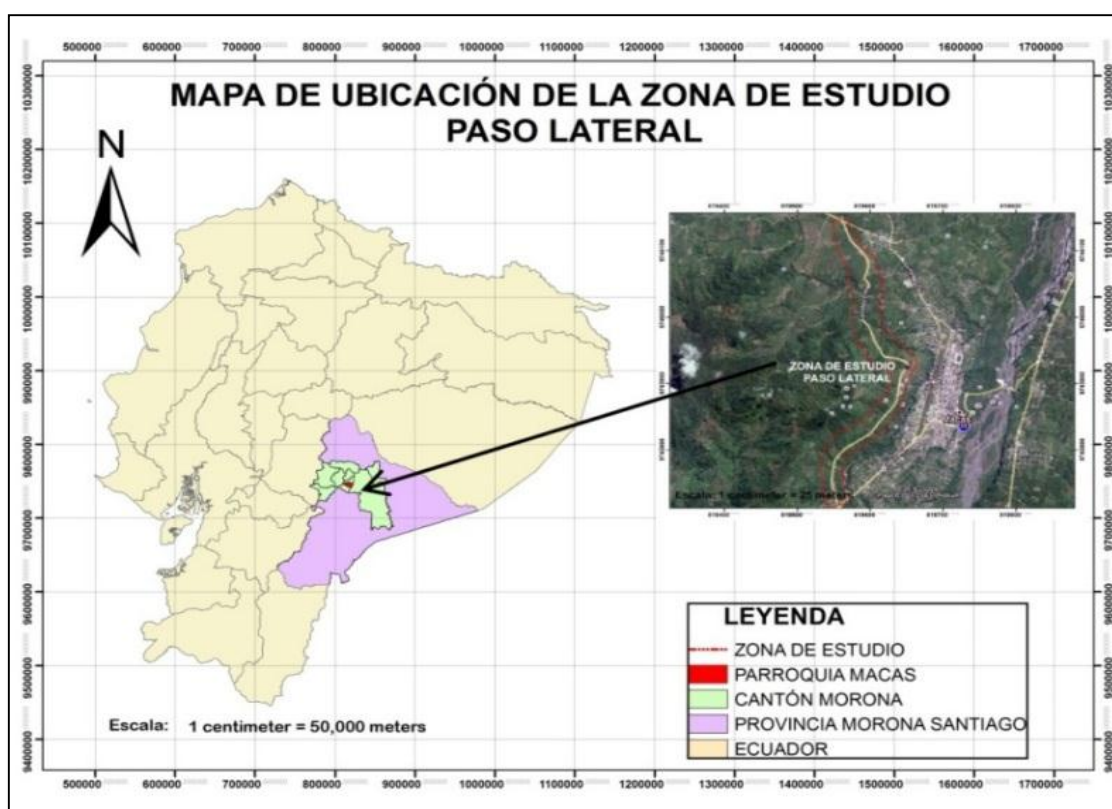


Figura 1-1 Ubicación del área de estudio

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

1.6.2 Accesibilidad

Se accede a la zona de estudio por la vía Riobamba – Macas desde el Norte, tomando la salida sur del redondel ubicado en el sector de General Proaño, que marca el inicio del paso lateral. Se puede además acceder por el extremo Sur desde la vía Sucúa – Macas, tomando la salida noroeste del redondel ubicado cerca al puente sobre el río Jurumbaino, esta rotonda señala el fin del paso lateral de la ciudad de Macas.

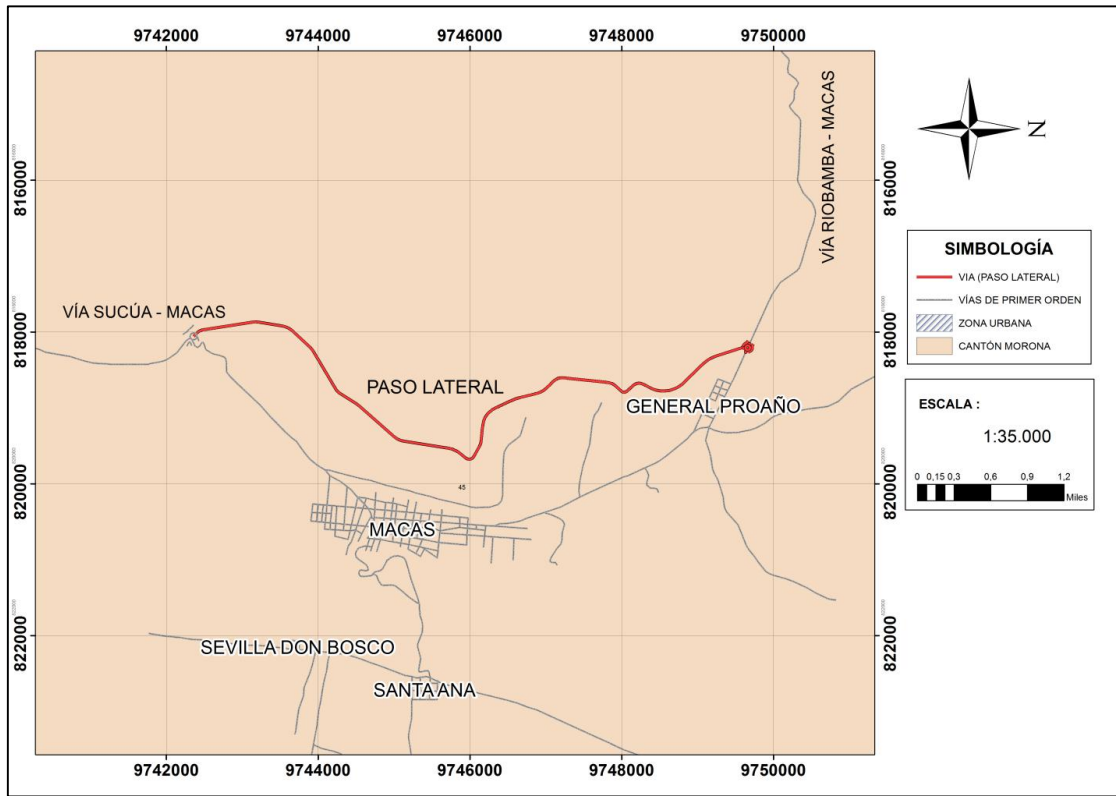


Figura 2-1 Mapa de acceso a la zona de estudio

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

1.6.3 Clima

Temperatura

La temperatura de la parroquia Macas varía en un rango de 16 – 22 °C, indicando que posee un clima subtropical. (Morona, 2012)

En la tabla siguiente se indican los rangos de temperatura para la cabecera parroquial Macas.

Tabla 1-1

Rangos de temperatura de la Parroquia Macas

Parroquia	Temperatura °C	Área km ²	Área Ha	%
Macas	16 – 18	1,70	170,39	0,04
	18 – 20	24,46	2445,51	0,53
	20 – 22	27,31	2730,76	0,59

Fuente: Plan Cantonal de Desarrollo y Ordenamiento Morona 2012-2020

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

Precipitación

El rango de precipitaciones de la cabecera parroquial de Macas es de 2000 a 3000 mm, los meses de mayor precipitación en la ciudad de Macas, según los datos mensuales hasta el año 1982 dados por la FAE, son Abril, Julio y Septiembre. (Equipo Técnico del Plan Cantonal de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (Morona, 2012)

Tabla 2-1 Rangos de precipitación de la Parroquia Macas

Parroquia	Precipitación	Área km ²	Área Ha	%
Macas	2000 – 2500	49,71	4970,72	1.07
	2500 – 3000	3,76	375,95	0.08

Fuente: Anuarios Metereológicos de INAMHI, 1990.

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

1.6.4 Características del suelo

Los depósitos de cobertura en el área de estudio están conformados por suelos residuales limo arcilloso, además de depósitos coluviales compuestos por bloques angulosos de areniscas cuarzosas de color blanco, con diámetros de hasta 2 m dentro de una matriz fino granular cohesiva, color café claro y depósitos de lahares pertenecientes a la Formación Mera, caracterizados por una matriz altamente cohesiva y por bloques angulosos cuyos tamaños varían desde 10 cm hasta 2 m aproximadamente, distribuidos aleatoriamente.

1.6.5 Flora y Fauna

En el área de estudio la cobertura vegetal corresponde principalmente a pastizales, utilizados para ganadería y en menor cantidad por diversas especies de árboles de aproximadamente 8 m de altura. Al este de los taludes estudiados se asienta la zona urbana perteneciente a la parroquia Macas. Además se ha observado en el lugar la existencia eventual de especies de mamíferos, reptiles, anfibios y aves

CAPITULO II

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Geología Regional

El área de estudio se ubica en la Zona Subandina del Ecuador, en las estribaciones sur orientales de la Cordillera Real. Esta zona corresponde al contacto tectónico entre los Andes orientales y la Cuenca Oriente, y está conformada por una serie de pliegues y cabalgamientos con dirección NNE y vergencia al oeste. (Guillier, 2001)

Al este de esta zona, en el levantamiento Cutucú, aflora parte del basamento de la Cuenca Oriente y los sedimentos cretácicos del relleno de la misma, mientras que, hacia el occidente, en la Cordillera Real, se presentan rocas metamórficas de la Unidad Upano pertenecientes a la División Salado de la Cordillera Real. (Guillier, 2001)

Dentro del área de este proyecto afloran rocas sedimentarias, localmente metamorfizadas, incluidas dentro de la Formación Hollín (K_H), que están expuestas principalmente en el Cerro Kílamo. Estas rocas están sobreyacidas por depósitos de lahares de edad cuaternaria agrupados dentro de la Formación Mera (Q_M), además de depósitos coluviales y suelos residuales. (Guillier, 2001)

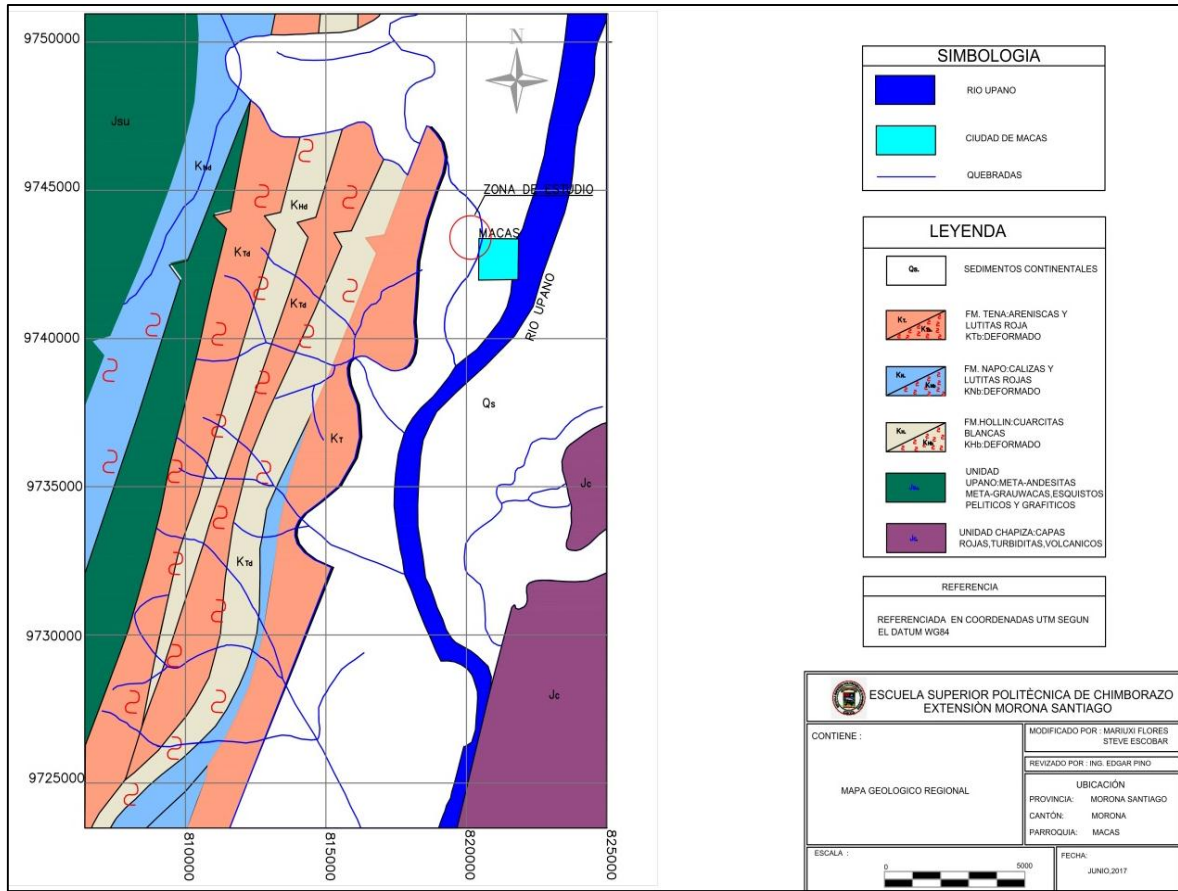


Figura 3-2 Mapa de la Región de Macas

Fuente: (Litherland et al, 1994).

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

2.1.1 Estratigrafía Regional

Unidad Upano (JSu)

Es una sub división litotectónica definida por (litherland, 1994) posiblemente de edad Jurásico Inferior a Jurásico Medio y está conformada por meta andesitas, meta grawacas y esquistos pelíticos y grafiticos, que forman un cinturón continuo de aproximadamente 15 km de ancho a lo largo del talud oriental de la Cordillera Real. Esta unidad pertenece a la División Salado de la Cordillera Real, la cual incluye esquistos verdes y rocas meta volcánicas de edad jurásica que estarían relacionadas a las rocas volcánicas de la Formación Misahuallí. Se considera que la Formación Hollín sobreyace a esta Unidad hacia el Este de manera discordante. En la vía Macas – Riobamba, en el sector del río Abanico, afloran esquistos grafiticos y meta andesitas silicificadas pertenecientes a la Unidad Upano.

Unidad Chapiza (J_C)

Comprende una secuencia de aproximadamente 2 500 m de espesor de edad Jurásico a Cretácico Inferior, compuesta por lutitas rojas y grises y areniscas con finos horizontes de anhidrita, dolomita y yeso (Tschopp, 1953). Se considera que la base de la Formación Chapiza podría ser un equivalente lateral del tope de la Formación Santiago, ya que las dos incluyen secuencias sedimentarias continentales conformadas por limolitas grises y areniscas intercaladas con flujos de lava basáltica (Litherland, 1994) Esta Unidad aflora al este de la zona de estudio.

Formación Hollín (K_H)

Comprende parte de la sección cretácica de la Cuenca Oriente, junto con las Formaciones Napo y Tena basal (Baby, 2004).

En el oriente la Formación Hollín alcanza un espesor de 80 a 240 m y abarca una edad Aptiano a Albiano. Está formada por areniscas blanquecinas y cuarcitas de origen continental cuyo principal aporte se origina por el levantamiento y erosión de la Cordillera Real, se superpone de manera discordante a un sustrato muy variable, que incluye entre otros, rocas volcánicas de la Unidad Misahualli y el basamento cristalino precámbrico (Balkwill et al., 1991). (Litherland, 1994). En el área de estudio, esta formación aflora en los cortes del paso lateral de Macas y en el flanco oriental del cerro Kílamo.

Formación Napo (K_N)

Su depositación se originó por una transgresión marina, esta formación comprende calizas de color gris oscuro, lutitas negras y areniscas de 200 a 650 m de espesor, de edad Albiano Medio a Maastrichtiano Medio. (Wilkinson, 1982)

Formación Tena (K_T)

De edad principalmente Maastrichtiano, aunque probablemente se extiende hasta el Paleoceno (Baldock, 1982). Se encuentra sobre la formación Napo y alcanza una potencia de 250 a 1000 m, comprende depósitos fluviales y lacustres y representa un proceso de regresión marina y el inicio de un ambiente continental de depositación derivado de una cordillera proto-andina. (Wilkinson, 1982) En la zona subandina, las formaciones Napo y Tena están falladas y plegadas junto con las rocas del basamento de la Unidad Upano, formando un cinturón de rocas “semi metamórficas” denominadas anteriormente como Grupo Margajitas (Baldock, 1982). En este cinturón, las lutitas de la Formación Napo, pueden ocurrir como pizarras o filitas y se muestran en la Figura 3-2 como Formaciones Napo y Tena Deformadas. (Litherland, 1994)

Formación Mera (Q_M)

Está formada por potentes lahares y depósitos de pie de monte, de tipo fluvio torrencial. La mayor parte está constituida por materiales volcánicos provenientes del Volcán Sangay. Se estima una potencia variable de 100 a 400 m, de edad Plioceno a Cuaternario.

En los valles de los ríos Jurumbaino y Upano afloran lahares de la Formación Mera, por lo que se concluye que las parroquias Proaño, Macas y Sevilla Don Bosco se han asentado sobre esta Formación. (Suarez, 1998).

2.2 Análisis de los fenómenos en remoción de masa

De acuerdo a (De Matteis, 2003) la estabilidad de un talud se refiere a la seguridad de una masa de suelo o roca contra la falla o movimiento. Así, los criterios de estabilidad de taludes pretenden establecer en un instante dado cuál será la inclinación apropiada del corte, siendo ésta por lo general la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse.

De lo mencionado se puede deducir que a diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes volúmenes de material por remover y por lo tanto inversiones diferentes, considerando el costo que representa la remoción y acarreo del material movido y su correcto emplazamiento en un sitio destinado para escombrera. De esta manera, el talud óptimo será el más empinado, puesto que representa el menor volumen de remoción de tierras y por lo tanto el menor costo. (De Matteis, 2003).

Sin embargo, no todos los materiales soportan cortes empinados, es ahí donde intervienen las medidas de sostenimiento de taludes para garantizar la estabilidad de los mismos. Esto obliga a realizar un análisis económico que compare los costos entre el sostenimiento y el abatimiento del talud, es decir, aumentar el volumen de corte para disminuir la inclinación del talud y así aumentar su estabilidad, además cada obra tiene sus condiciones particulares que también incidirán sobre la inclinación final del talud y las medidas de sostenimiento necesarias. (De Matteis, 2003).

Por último, es necesario tener en cuenta que un talud demasiado tendido presenta una mayor área expuesta a los factores atmosféricos, por lo tanto, hay que considerar el efecto de la meteorización y erosión de los materiales superficiales, puesto que a largo plazo un talud podría fallar incluso por erosión. (De Matteis, 2003).

2.3 Métodos utilizados para el cálculo de estabilidad de taludes

El análisis de estabilidad de los taludes del paso lateral de Macas se realizó para taludes excavados en suelo y roca. Para los casos de falla en suelo, se calculó el Factor de Seguridad por el método de equilibrio límite y para los procesos de falla en roca, se utilizaron tres métodos de análisis de estabilidad, siendo estos: la clasificación geomecánica SMR (Slope Mass Rating), que es una modificación de la clasificación RMR para aplicarse en taludes; el segundo método comprende un análisis de Estabilidad Cinemática considerando mecanismos de falla planar y en cuña y el tercero que determina el Factor de Seguridad por el método de equilibrio límite.

2.4 Método de Equilibrio Límite

“El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de un deslizamiento, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla, equivalentes a un factor de seguridad de 1.0” (Suarez, 1998) Esto indica que la resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento está movilizada, lo cual representa un equilibrio estático en el terreno.

Este método compara las fuerzas que favorecen el movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de la superficie de rotura y se basan en la selección de una superficie teórica de falla en el talud, en el criterio de rotura de Mohr – Coulumb y en la definición del Factor de Seguridad (González de Vallejo, 2002), como se indica en la figura siguiente:

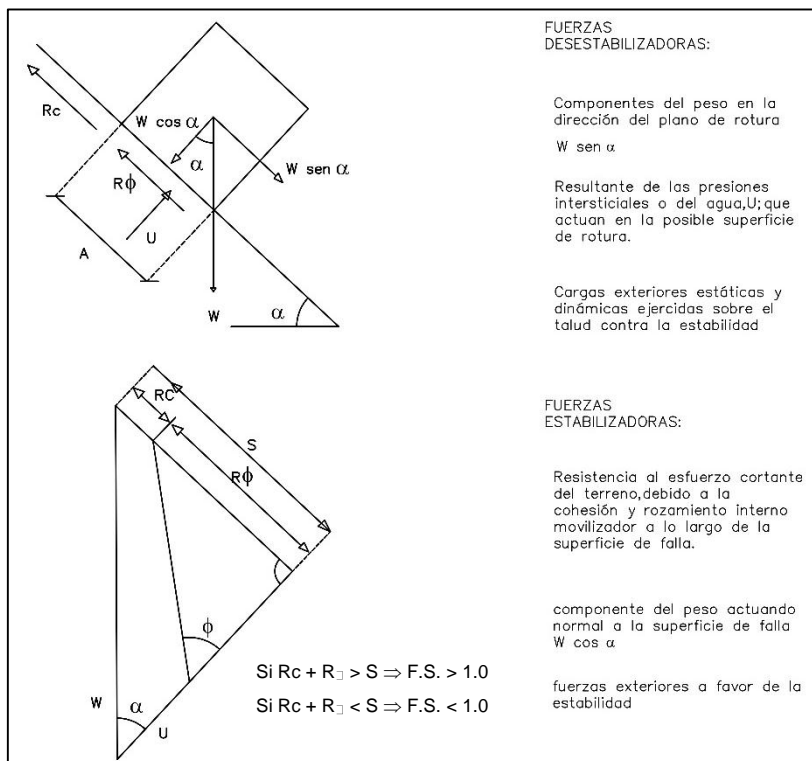


Figura 4-2 Fuerzas actuantes sobre la superficie de rotura del talud

Fuente: (González de Vallejo, 2002)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

El Factor de Seguridad, referido al equilibrio límite entre las fuerzas que actúan a lo largo de una supuesta superficie de falla, se define como el cociente entre la resistencia al corte en la superficie de

rotura y los esfuerzos de corte que tratan de producir el deslizamiento. Las fuerzas actuantes sobre una posible superficie de falla, asumiendo que no existen fuerzas externas sobre el talud, son las generadas por el peso del material (W), por la cohesión (c) y la fricción interna del material (ϕ), así el Factor de Seguridad de acuerdo a (González de Vallejo, 2002), se obtiene de la expresión:

$$F.S. = \frac{RESISTENCIA\ AL\ CORTE}{ESFUERZO\ DE\ CORTE} = \frac{Rc + R\phi}{S}$$

Donde:

Rc = Fuerzas Cohesivas = cA

$R\phi$ = Fuerzas Friccionales = $W\cos\alpha, \text{tg}\phi$

S = Fuerzas que inducen el deslizamiento = $W\sin\alpha$

A = Área del plano de falla.

En caso de existir presiones de agua sobre la superficie de rotura, siendo U la fuerza total debida al agua sobre la superficie A , las fuerzas friccionales se expresan como:

$$R\phi = (W\cos\alpha - U) \text{tg}\phi$$

En superficies de falla circulares, donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes, el Factor de Seguridad de acuerdo a (Suarez, 1998), se expresa:

$$F.S. = \frac{MOMENTO\ RESISTENTE}{MOMENTO\ ACTUANTE}$$

El análisis de estabilidad se puede realizar dividiendo la masa deslizada en rebanadas o dovelas verticales y se considera el equilibrio de cada dovela por separado. Una vez realizado el análisis de cada rebanada, se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$F.S. = \frac{\Sigma RESISTENCIA\ AL\ CORTE}{\Sigma ESFUERZO\ DE\ CORTE}$$

Existen varios métodos que utilizan este concepto para realizar el cálculo; en el presente estudio se utilizaron tres métodos para determinar el Factor de Seguridad en taludes en suelo y en coluviales,

estos son el de Bishop y Janbu Simplificados y Spencer, los cuales se describen brevemente a continuación.

2.4.1 Método de Bishop Simplificado

Analiza la estabilidad del talud en una sección transversal del mismo, ya que considera el problema bidimensional y divide a la zona potencialmente inestable del terreno en una serie de fajas o dovelas verticales, con lo que analiza el equilibrio de cada una de éstas respecto al centro del círculo de la superficie de falla. (Instituto Geológico y Minero de España., 1987), como se indica a continuación en la figura 5 -2.

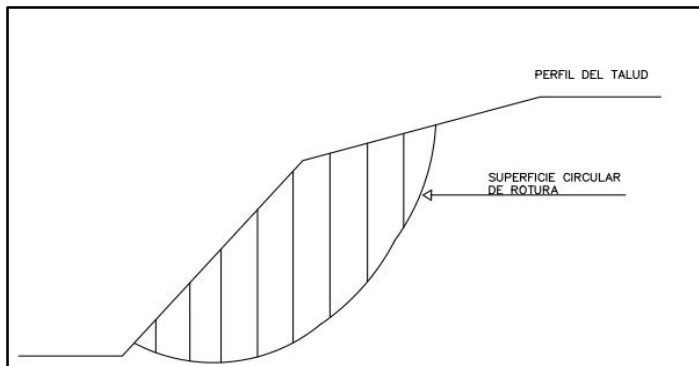


Figura 5-2 Representación de la división en dovelas de la masa de terreno desplazada

Fuente: Pérez de Ágreda E. (1989, p.97-100).

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

El método se aplica a líneas de rotura circulares y supone que la resultante de las fuerzas en las caras laterales de las dovelas es horizontal, es decir, no considera la fuerza tangencial entre las dovelas y si las normales, como se indica en la Figura 6-2. Este método satisface el equilibrio de momentos y no el de fuerzas horizontales, además, a partir de la condición de equilibrio de fuerzas verticales de cada rebanada se obtienen las fuerzas normales a la superficie de rotura (N) y se sustituyen en la ecuación resultante del equilibrio de momentos (Instituto Geológico y Minero de España., 1987).

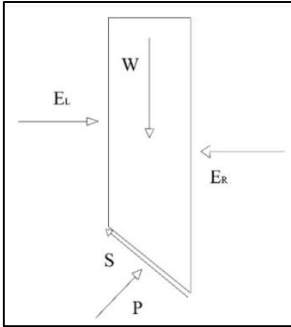


Figura 6-2 Representación de fuerzas en una dovela

Fuente: Ros Avila J. (2008a: p.9)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Donde:

W cargas verticales externas, E_L y E_R fuerzas normales entre rebanadas, P y S fuerzas normal y tangencial a la base de la dovela

Con estas consideraciones (Suarez, 1998), indica que el Factor de Seguridad establecida por Bishop (1955) queda expresada como:

$$F.S. = \frac{\Sigma[c'b + (W-ub)\text{Tan}\phi'] / m\alpha}{\Sigma W s e n \alpha}$$

Donde:

$$m\alpha = \text{Cos}\alpha \left[1 + \frac{\text{Tan}\alpha \cdot \text{Tan}\phi'}{F.S.} \right]$$

b = Ancho de la dovela

W = Peso de la dovela

c' y ϕ' = Cohesión y fricción interna del suelo

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w \times h_w$

α = Ángulo del radio y la vertical en cada dovela.

2.4.2 Método de Janbú Simplificado

De acuerdo a (Ros, 2008) este método al igual que Bishop asume que la resultante de las fuerzas en las caras laterales de las dovelas es horizontal, es decir, no considera la fuerza tangencial entre las dovelas, por lo tanto el diagrama de fuerzas actuante en una dovela es el mismo que el diagrama para el caso de Bishop. La solución es sobre determinada y no satisface completamente las condiciones

de equilibrio de momentos pero si el de fuerzas. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección f_o para tener en cuenta este posible error.

De esta manera (Suarez, 1998), indica que el Factor de Seguridad de establecido por Janbú (1973) se expresa como:

$$F.S. = \frac{f_o \Sigma \{ [c' b + (W - ub) \tan \phi] / \cos \alpha \}}{\Sigma W \tan \alpha}$$

Los factores de seguridad que se obtienen son menores en relación a los obtenidos con los otros métodos. La posición de la fuerza normal entre rebanadas se define con la línea de empuje y se puede variar, es decir cambiar la posición de las fuerzas resultantes entre rebanadas. Se utiliza para cualquier tipo de superficie de falla.

2.4.3 Método de Spencer

Asume que la inclinación de las fuerzas laterales es la misma para cada dovela. De manera rigurosa satisface el equilibrio estático, asumiendo que la fuerza resultante entre dovelas tiene una inclinación constante pero desconocida, además establece un equilibrio de fuerzas y momentos. Puede ser aplicado a superficies de falla no circulares siempre que se adopte un centro de rotación friccional. En este método se consideran todas las fuerzas entre dovelas, como se indica en la figura 7-2.

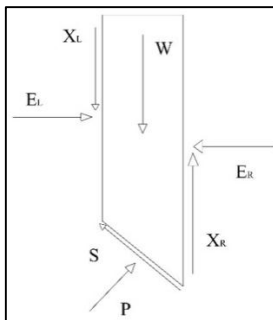


Figura 7-2 Fuerzas actuantes en una dovela de acuerdo al método de Spencer.

Fuente: Ros Avila J. (2008c: p.10)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Donde:

W cargas verticales externas, E_L y E_R fuerzas normales entre dovelas; X_L y X_R fuerzas verticales entre dovelas; P y S son la fuerza normal y tangencial a la base de la dovela.

(Ros, 2008) considera que al asumir que las fuerzas entre dovelas tienen una inclinación constante (θ) a lo largo de toda la falla, se concluye que: $X/E = \tan\theta$, donde X son los fuerzas verticales y E las horizontales. La fuerza normal en la base de la dovela de acuerdo a Spencer (1967) será:

$$P = \left[W(E_R - E_L)\tan\theta - \frac{1}{FS}(c' l \operatorname{sen} i - u \tan\phi' \operatorname{sen} i) \right] / m_i$$

$$m_i = \cos i \left[1 + \tan i \frac{\tan\phi'}{FS} \right]$$

Donde:

FS = Factor de Seguridad definido como la tensión de corte movilizada respecto a la tensión disponible;

E_R y E_L = Fuerzas horizontales derecha e izquierda respectivamente, entre los elementos de la rebanada

u = Presión de poro en la superficie de rotura

l = Longitud de la base de la dovela

i = Inclinación de la base de la rebanada

c' y ϕ' = Cohesión y ángulo de fricción en la superficie de rotura.

Suponiendo que el ángulo θ es constante para todos los elementos de la dovela, se pueden obtener el equilibrio global de momentos y el de fuerzas, de manera que se encuentran dos valores del Factor de Seguridad, el del equilibrio de fuerzas (Ff) y el de momentos (Fm). Se puede encontrar un valor de θ tal que ambos factores de seguridad coincidan, que será el Factor de Seguridad de la masa inestable. Spencer dedujo que el factor de seguridad resultante del equilibrio de momentos es relativamente insensible a los fuerzas entre elementos, esta conclusión es coincidente con la de Bishop. (Ros, 2008).

2.5 Retroanálisis

El análisis retrospectivo se realiza una vez que el talud ha fallado, utilizando el criterio de Mohr Coulomb, permite estimar los parámetros de resistencia al corte a partir de los datos in situ como el modelo de rotura, tipo de material, geometría, presiones hidrostáticas, etc. Este análisis pretende obtener un factor de seguridad igual a 1 ($FS = 1$) para cumplir las condiciones de equilibrio del talud y está en función de parámetros resistentes como la cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ . El retroanálisis es muy útil para conocer las características geomecánicas, comportamiento mecánico de los materiales del talud y los factores que contribuyeron a la rotura del mismo, además se pueden utilizar los resultados en taludes con características similares. (González de Vallejo, 2002)

De acuerdo al (Instituto Geológico y Minero de España., 1987), el coeficiente intersticial r_u indica la altura que alcanza el agua en un talud. "El máximo valor de r_u se obtiene para el caso de un talud totalmente saturado" (p.169). En el caso de un material de peso específico 2 t/m^3 el valor máximo de r_u es:

$$r_u = \frac{\gamma_w \cdot z}{\gamma \cdot z} = 0,5$$

Donde:

r_u = coeficiente intersticial

γ_w = peso específico del agua

γ = peso específico del suelo

z = profundidad considerada

En rocas $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$, y el r_u máximo suele ser alrededor de 0,4

El empleo del coeficiente de presión intersticial es útil para calcular la estabilidad de un talud debido a que se relaciona rápidamente con la altura del nivel freático (Instituto Geológico y Minero de España, 1987d: p.169-170), como se muestra en la siguiente figura:

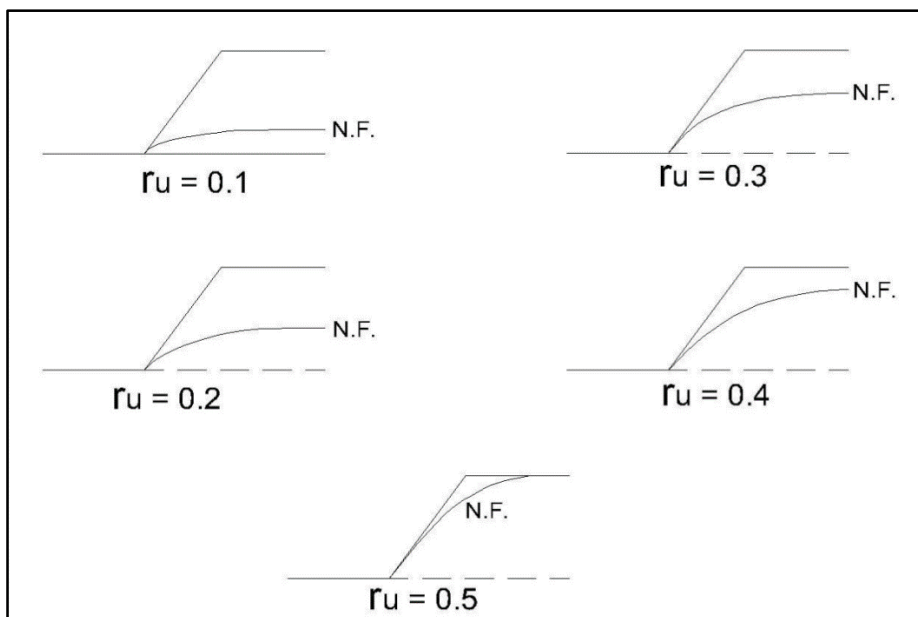


Figura 8-2 Valor de r_u para distintas posiciones del Nivel Freático (N.F.)

Fuente: Instituto Geológico y Minero de España (1987e: p.170).

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

2.6 Clasificación Geomecánica SMR (Slope Mass Rating)

2.6.1 Obtención Del Índice RMR

De acuerdo a (Alejano, 2004), Para determinar la calidad del macizo rocoso se divide éste en zonas delimitadas por discontinuidades geológicas dentro de las cuales la estructura del macizo rocoso es prácticamente homogénea. La estructura del macizo comprende el conjunto de fallas, pliegues, diaclasas y demás características geológicas propias de una región (p.149). En el presente trabajo se consideró que a lo largo del trazado vial los afloramientos encontrados representan un macizo rocoso homogéneo, ya que las estructuras y parámetros geomecánicos no difieren mayormente. La clasificación se define por el índice RMR de Bieniawski, que evalúa la calidad del macizo rocoso a partir de los siguientes parámetros:

1. Resistencia a la Compresión Simple de la Roca.- En este caso fue obtenida a partir de datos tabulados contenidos en el software RocLab. En la siguiente tabla se describe este parámetro y su valoración dentro de la clasificación.

Tabla 3-2 Resistencia a Compresión Simple de la Roca

Descripción	Resistencia a la Compresión Simple (MPa)	Índice de Resistencia a la Carga Puntual (MPa)	Valoración
Alta	100 – 250	4 – 10	12
Media	50 – 100	2 – 4	7
Baja	25 – 50	1 – 2	4
Muy Baja	5 – 25	< 1	2
	1 – 5		1
	< 1		0

Fuente: Bieniawski Z, (1989)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

2. Espaciado de las Juntas.- De acuerdo a (Alejano, 2004) el término junta se refiere a las discontinuidades estructurales: fallas, diaclasas, planos de estratificación, etc., y su espaciado es la distancia media entre los planos de discontinuidad de cada familia, es decir de cada conjunto con las mismas características estructurales (p.150)

De acuerdo a Alejano, (2004) se asume que la resistencia del macizo rocoso disminuye conforme disminuyen los espaciado de cada familia de juntas, o lo que es lo mismo, al aumentar el número de familias de juntas (p.150).

Tabla 4-2 Espaciado de las Juntas

Descripción	Espaciado de las Juntas	Tipo de Macizo Rocosos	Valoración
Ancho	0.6 - 2 m	Masivo	15
Moderado	0.2 - 0.6 m	En Bloques	10
Cerrado	0.06 - 0.2 m	Fracturado	8
Muy Cerrado	< 0.06 m	Triturado	5

Fuente: Bieniawski Z, (1989)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

3. RQD (Rock Quality Designation Index). – según (Hoek & Brown., 1997), Fue desarrollado por Deere (1967) para obtener una estimación cuantitativa de la calidad del macizo rocoso a partir de los núcleos de perforación. Se define como el porcentaje de piezas de testigo intactas mayores a 100 mm dentro de la longitud total del testigo

La descripción y valoración de este parámetro dentro de la clasificación se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 5-2 RQD

Descripción	RQD	Calidad del Testigo	Valoración
Bueno	75 – 90	Bueno	17
Medio	50 – 75	Medio	13
Malo	25 – 50	Malo	8
Muy Malo	< 25	Muy Malo	3

Fuente: Bieniawski Z, (1989)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

Según (Hoek & Brown., 1997) ue, cuando no se dispone de testigos de perforación pero las trazas de las diaclasas son visibles en afloramientos o en excavaciones superficiales, el RQD puede ser estimado del número de discontinuidades por unidad de volumen. La relación sugerida para macizos rocosos es:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v$$

Donde J_v es la suma del número de juntas por unidad de longitud para todas las familias de juntas, conocido como el número volumétrico de juntas y se obtiene de la relación:

$$J_v = (1/E_{s1}) + (1/E_{s2}) + \dots (1/E_{sn})$$

Donde E_{s1} , E_{s2} ... E_{sn} corresponden al espaciado de las familias de juntas 1, 2... n.

4. Naturaleza de las juntas.- En la tabla siguiente se detallan los parámetros necesarios para describir el estado de las juntas:

Tabla 6-2 Naturaleza de las juntas

Longitud	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Puntuación	6	4	2	1	0
Abertura	Ninguna	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Puntuación	6	5	3	1	0
Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Ligera	Lisa	Pulida
Puntuación	6	5	3	1	0
Relleno	Ninguno	Duro < 5 mm	Duro > 5 mm	Suave < 5 mm	Suave > 5 mm

Puntuación	6	5	4	2	0
Alteración	Inalterada	Ligera	Moderada	Fuerte	Descompuesta
Puntuación	6	5	3	1	0

Fuente: Bieniawski Z, (1989)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

La longitud se refiere a la persistencia de las juntas en afloramiento. Mientras mayor sea la persistencia de una junta, menor será la calificación dentro del RMR, debido a que es más probable que se presenten en el talud, lo cual representa un problema para la estabilidad de la obra.

La abertura cuantifica la separación entre las paredes adyacentes de la junta, su calificación será mayor en cuanto menor sea dicha separación. Este parámetro es importante cuando hay agua en las discontinuidades, pues se alteran los esfuerzos normales y por lo tanto la resistencia al corte del macizo rocoso. (Balkwill, 1995)

La rugosidad de las paredes de las juntas es un factor determinante de la resistencia al corte de la discontinuidad, a mayor rugosidad mayor será la resistencia, pues las irregularidades dificultan y controlan el movimiento durante los desplazamientos a favor de las discontinuidades. La importancia de la rugosidad disminuye cuanto mayor es el espesor del relleno de las juntas. (Balkwill, 1995)

El relleno es el material que se encuentra separando las paredes de las juntas. De manera general se lo clasifica en dos tipos: duro y blando. La presencia de relleno influye sobre la resistencia al corte de la junta; un relleno blando, por ejemplo, disminuirá la fricción entre las paredes de las juntas y facilitará el deslizamiento por ese plano. (Baldock, 1982)

La alteración de las paredes de la discontinuidad describe el grado de descomposición visible en la junta, pues al estar expuesta esta se meteoriza más que el interior del macizo rocoso.

5. Presencia de Agua.- En un macizo rocoso diaclasado la presencia de agua en las juntas disminuye la resistencia al corte de las paredes de las diaclasas al disminuir el esfuerzo normal efectivo.

Tabla 7-2 Presencia de Agua

Flujo en cada 10 m de Túnel	Ninguno	< 10 l/min	10 - 25 l/min	25 - 125 l/min	> 125 l/min
Condiciones Generales	Completamente Seco	Manchas de Humedad	Muy Húmedo	Goteo	Flujo de Agua
Valoración	15	10	7	4	0

Fuente: Bieniawski Z, (1989)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

Luego de obtener la calificación para cada uno de los parámetros descritos anteriormente se suman los valores asignados a dichos parámetros y de esa forma se obtiene un RMR básico o primario. A este valor de RMR se lo modifica en función del último parámetro que es una corrección por orientación de las juntas con respecto al eje del túnel, en el presente estudio no se considera esta corrección debido a que se está evaluando la estabilidad de taludes y no de túneles. Finalmente se obtiene una categorización de la calidad del macizo rocoso en función del índice RMR como se describe a continuación:

Tabla 8-2 Obtención del índice RMR

CALIDAD DE MACIZOS ROCOSOS EN RELACION AL INDICE RMR				
Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Fricción
I	Muy Buena	100 – 81	> 400 KPa	> 45°
II	Buena	80 – 61	300 - 400 KPa	35° - 45°
III	Media	60 – 41	200 - 300 KPa	25° - 35°
IV	Mala	40 – 21	100 - 200 KPa	15° - 25°
V	Muy Mala	< 20	< 100 KPa	< 15°

Fuente: Bieniawski Z, (1989)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

Los valores de cohesión y ángulo de fricción fueron estimados por Bieniawsky (1989), considerando que mientras mayor sea el índice RMR mayores serán los parámetros de resistencia al corte del macizo rocoso.

((Bieniawski, 1989) recomienda entonces obtener un valor de RMR para cada una de las familias de juntas que se hayan identificado en el sitio de estudio y por razones de seguridad, adoptar el valor más bajo de RMR para caracterizar un determinado macizo rocoso.

2.6.2 Obtención Del Índice SMR

La clasificación SMR (Romana, 1995) es una modificación de la clasificación RMR de Bieniawsky, con la finalidad de evaluar el comportamiento de un talud y recomendar medidas de estabilización. Esta clasificación emplea factores de corrección al valor de RMR primario (sin el valor de ajuste por la orientación de juntas con respecto al eje del túnel) de esta manera (González de Vallejo, 2002), indica que para obtener el valor del índice SMR se obtiene de la relación:

$$SMR = RMR + (F1 \times F2 \times F3) + F4$$

Donde F1, F2, F3 son factores de corrección que dependen de las características de las juntas en el talud y F4 es un factor que depende del método de construcción del talud. Los valores de cada factor se obtienen de las tablas siguientes:

F1: Depende de la orientación relativa entre la dirección de buzamiento de la junta y la dirección de buzamiento del talud. Sus valores varían desde 1, cuando las direcciones son iguales, a 0.15, cuando el ángulo entre las direcciones de buzamiento de la junta y el talud es mayor que 30° y la probabilidad de rotura es muy baja. Su valoración se obtiene de:

Tabla 9-2 Factor de corrección F1

$(\alpha_j - \alpha_s)$	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
CALIFICACIÓN	Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable
VALORACIÓN	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00

Fuente: Romana M. (1995)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

Donde α_j y α_s son las direcciones de buzamiento de la junta y el talud, respectivamente.

F2: Depende del buzamiento de la junta en el talud en el caso de una rotura planar. Varía desde 1.00, para juntas con buzamiento mayor a 45° , hasta 0.15, para juntas con buzamiento inferior a 20° . En la tabla siguiente se detalla su valoración:

Tabla 10-2 Factor de corrección F2

β_j	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
CALIFICACIÓN	Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable
VALORACIÓN	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00

Fuente: Romana M. (1995)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

Donde β_j es el buzamiento de la junta.

F3: Depende de la relación entre el buzamiento de la junta y el del talud. Para el caso de roturas planares, este parámetro expresa la probabilidad de que las juntas afloren en el talud, es decir, si el talud tiene un buzamiento mayor que el de las juntas, la probabilidad de que éstas afloren en el talud es mayor, comparada con el caso en que las juntas tengan un buzamiento mayor que el del talud.

Tabla 11-2 Factor de corrección F3

$(\beta_j - \beta_s)$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< (-10^\circ)$
CALIFICACIÓN	Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable
VALORACIÓN	0.00	-5.00	-25.00	-50.00	-60.00

Fuente: Romana M. (1995)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

Donde $(\beta_j - \beta_s)$ es la diferencia entre el buzamiento de la junta y el del talud.

F4: Depende del método de construcción del talud, se asume que los taludes naturales son los más estables y que las técnicas de precorte y voladura suave mejoran la estabilidad del talud, mientras que las voladuras normales no mejoran ni empobrecen la estabilidad del talud y las voladuras defectuosas afectan negativamente la estabilidad de taludes. Estos criterios se resumen en la tabla siguiente:

Tabla 12-2 Factor de corrección F4

MÉTODO DE EXCAVACIÓN	Talud Natural	Precorte	Voladura Suave	Voladura Normal	Voladura Deficiente
VALORACIÓN	+ 15	+ 10	+ 8	0	- 8

Fuente: Romana M. (1995)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

El índice SMR debe obtenerse para cada familia de juntas en el sitio del talud, y se tomará como representativo el valor más desfavorable (Romana, 1995)

La valoración del índice SMR otorga una calificación al talud con respecto a su estabilidad, tal como se indica a continuación:

Tabla 13-2 Obtención del Índice SMR

ESTABILIDAD DE TALUDES EN RELACION AL INDICE SMR			
Clase	Calificación	Valoración SMR	Estabilidad
I	Muy Buena	100 – 81	Totalmente Estable
II	Buena	80 – 61	Estable
III	Media	60 – 41	Parcialmente Inestable
IV	Mala	40 – 21	Inestable
V	Muy Mala	0 – 20	Totalmente Inestable

Fuente: Romana M. (1995)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017

2.7 Análisis de Estabilidad Cinemática

El método de la estabilidad cinemática para evaluar la inestabilidad potencial de taludes en macizos rocosos considera un análisis de rumbo y buzamiento de los planos de fracturas. (Baldock, 1982), El análisis se realiza para modelos de falla planar y en cuña, que son posibles en macizos rocosos fracturados, como es el caso de las cuarcitas y areniscas presentes en la zona de estudio. Este análisis puede ser efectuado usando la proyección estereográfica de los planos de fractura y del talud, para los casos de falla planar y en cuña es necesario considerar además el valor del ángulo de fricción interna en los planos de fractura. Para evaluar la estabilidad de un talud frente a falla planar o falla en cuña se consideró tres condicionantes que son:

- a) Relación entre el buzamiento de la junta ó cuña y el ángulo de fricción interna en la superficie de falla. Si el buzamiento de la junta o cuña es mayor, se cumple una condición de inestabilidad. Para este caso se consideró 35° como ángulo de fricción interna, basándose en los resultados del índice RMR.
- b) Relación entre la dirección de buzamiento de la junta ó cuña y la dirección de buzamiento del talud. Si el ángulo entre estas direcciones es menor que 20° se cumple con la principal condición de inestabilidad, en caso contrario se considera que el talud es estable.
- c) Relación entre el buzamiento de la junta ó cuña y el buzamiento del talud. Si el buzamiento del talud es mayor, se cumple la tercera condición de inestabilidad.

2.8 Cálculo del Factor de Seguridad para taludes en roca por el Método de Equilibrio

Límite

2.8.1 Falla Planar

“Se llama rotura planar o plana a aquella en la que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana”. (Instituto Geológico y Minero de España., 1987).

Según el Instituto Geológico y Minero de España, (1987. p.204), las condiciones para que se de este tipo de falla son las siguientes:

Los rumbos o trazas horizontales del plano del talud y del plano de deslizamiento deben ser paralelos o casi paralelos, formando entre sí un ángulo máximo de 20° .

Los límites laterales de la masa deslizante han de producir una resistencia al deslizamiento despreciable.

Geometría de la rotura planar

Si se representa el plano del talud y las discontinuidades en una red estereográfica equiareal o de Schmidt se puede tener una rotura de tipo planar cuando existe una familia de discontinuidades de rumbo similar al del talud y buzamiento menor que éste. (Instituto Geológico y Minero de España, 1987. p. 204).

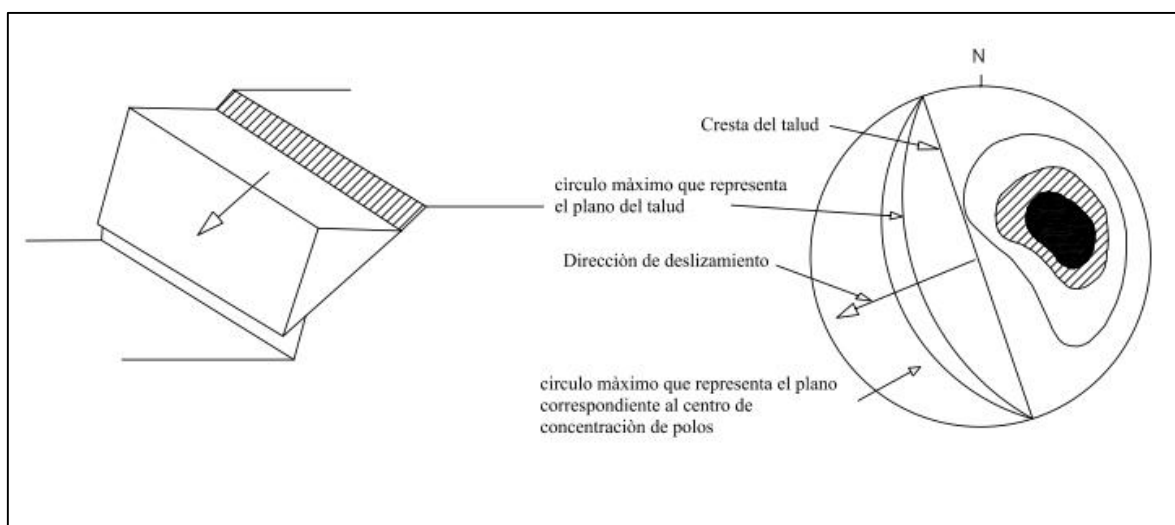


Figura 9-2 Disposición de discontinuidades en rotura planar

Fuente: Instituto Geológico y Minero de España, (1987g: p.205).

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

En el caso de rotura planar el factor de seguridad FS se obtiene de forma directa como cociente entre las fuerzas que tienden a producir el movimiento y las fuerzas resistentes del terreno que se oponen al mismo, proyectadas todas según la dirección del plano de rotura. (Instituto Geológico y Minero de España., 1987). La expresión general utilizada para el cálculo del factor de seguridad en este caso es (Hoek & Bray, 1977):

$$FS = \frac{c' \times A + (W \times ((1 + kv) \times \cos \psi_p - kh \times \text{seno} \psi_p) - U - V \times \text{seno}(\psi_p + \delta)) \times \tan \phi'}{W \times ((1 + kv) \times \text{seno} \psi_p + kh \times \cos \psi_p) + V \times \cos(\psi_p + \delta)}$$

Donde:

c' : Cohesión efectiva en el plano de deslizamiento.

A : Área de la superficie de deslizamiento, supuesta de ancho unidad.

W : Peso de la masa deslizante, supuesta de ancho unidad.

kv y kh : Coeficientes sísmicos vertical y horizontal, respectivamente. De acuerdo a la Zonificación Sísmica del Ecuador (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014, p.27), para la zona de estudio $kh = 0.30$.

ψ_p : Buzamiento del plano de falla.

U : Presión intersticial sobre el plano de deslizamiento.

V : Presión intersticial sobre la grieta de tracción.

δ : Angulo que forma la grieta de tracción con la vertical, en todos los casos se consideró una grieta vertical, con lo que aumenta la masa que se deslizaría y además el cálculo del factor de seguridad se simplifica, por lo tanto $\delta = 0$. De igual manera, la ubicación de la grieta de tracción se consideró en la corona de todos los taludes, como lo indica el esquema de la Figura 10-2

ϕ' : Ángulo de fricción interna efectivo en el plano de falla

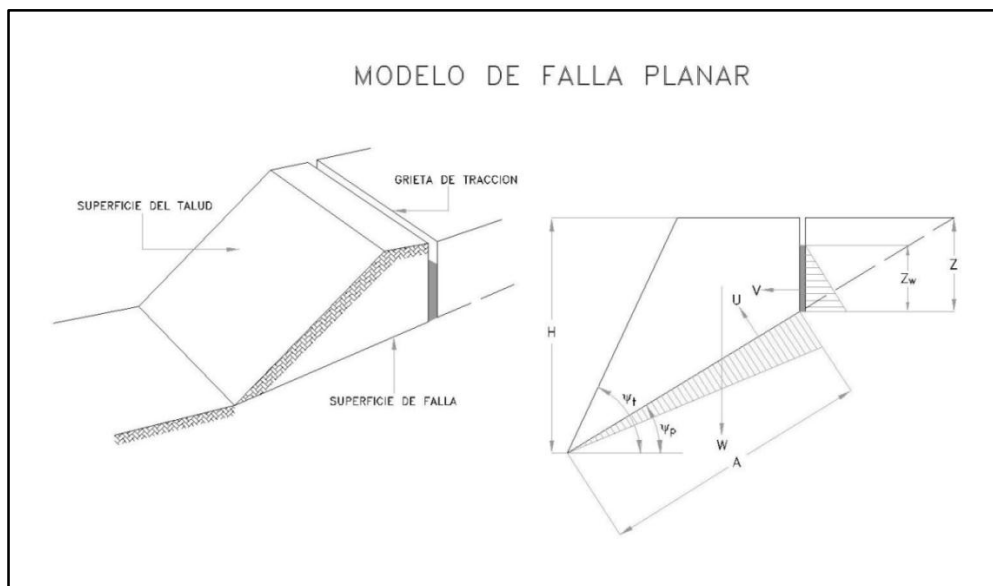


Figura 10-2 Modelo de Falla Planar

Fuente: (Instituto Geológico y Minero de España, 1987i: p.207)

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

2.8.2 Falla en Cuña

Se denomina rotura por cuña, aquella que se produce a través de dos discontinuidades oblicuamente 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 rotura se origina preferentemente en macizos rocosos en los que se da una disposición adecuada, en orientación y buzamiento de las diaclasas. (Instituto Geológico y Minero de España., 1987).

Geometría de la rotura por cuñas

Si se proyecta el plano del talud y las discontinuidades en una proyección semiesférica equiareal de Schmidt, la disposición típica de los casos en que es posible este tipo de rotura, es como la que se indica en la figura 11-2. (Instituto Geológico y Minero de España., 1987)

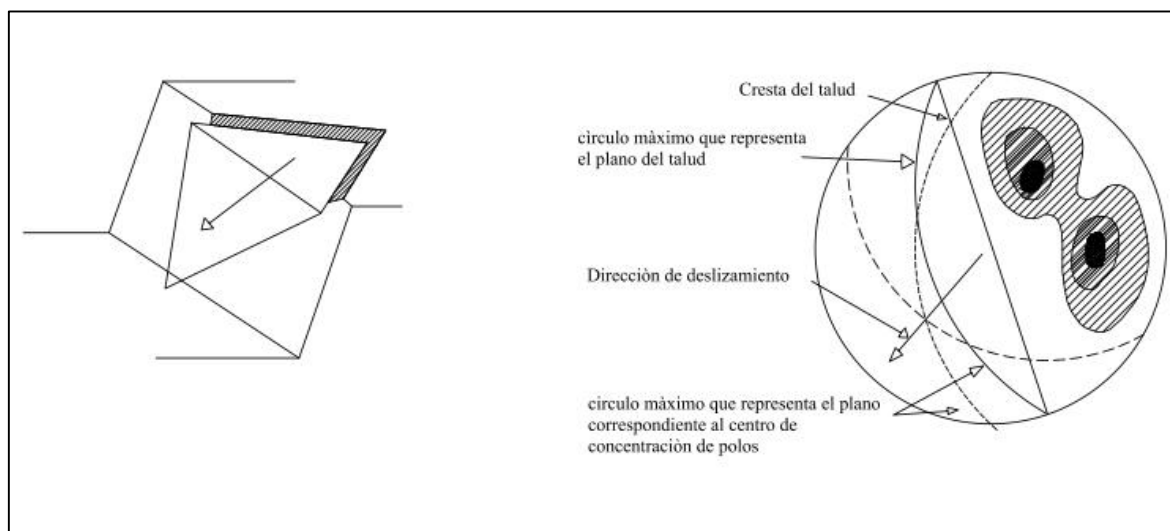


Figura 11-2 Disposición de discontinuidades en la rotura por cuñas

Fuente: (Instituto Geológico y Minero de España, 1987: p.212).

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

La dirección de deslizamiento es la de la intersección de las dos familias de discontinuidades y ha de tener menor inclinación que el talud.

Si se representa una sección vertical del talud por la línea de intersección de los dos planos sobre los que desliza la cuña, la condición geométrica que hace posible el deslizamiento es:

$$\Psi_{\tau} < \Psi_{\tau l}$$

Ψ_{τ} = ángulo de inclinación de la línea de intersección, cuya dirección es la dirección de deslizamiento.

$\Psi_{\tau l}$ = ángulo de inclinación del talud, medido en la sección vertical indicada, que sólo será igual al talud, si la línea de intersección está contenida en una sección perpendicular al mismo.

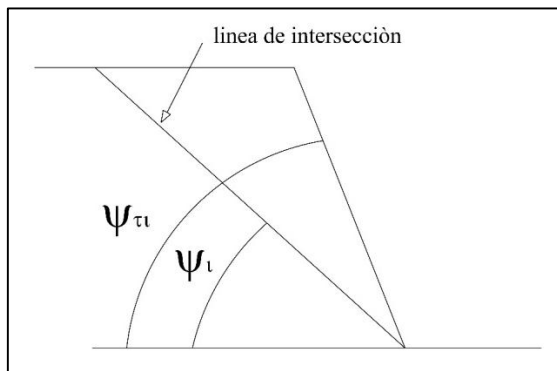


Figura 12-2 Sección vertical del talud por la línea de intersección

Fuente: (Instituto Geológico y Minero de España, 1987m: p.212).

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

La expresión general utilizada para el cálculo del factor de seguridad en este caso es (Kumsar et al, 2001):

$$FS = \frac{c' \times (A_1 + A_2) + (\lambda(W \times \cos(i_a)) - kh \times \text{seno}(i_a)) - U) \times \tan \varphi'}{W \times (\text{seno}(i_a) + kh \times \cos(i_a))}$$

Donde:

c' : Cohesión efectiva en el plano de deslizamiento. Para el caso de falla en cuña, corresponde a la cohesión efectiva en los planos de las juntas que forman la cuña, se asume que es igual en los dos planos.

A_1 y A_2 : Área de los planos que forman la cuña. En todos los casos se consideró una altura de cuña igual a 2 m.

W : Peso de la masa deslizante.

k_h : Coeficiente sísmico horizontal. De acuerdo a la Zonificación Sísmica del Ecuador (Norma Ecuatoriano de la Construcción, 2014, p.27), para la zona de estudio $k_h = 0.30$.

U : Presión intersticial sobre el plano de deslizamiento.

ϕ' : Ángulo de fricción interna efectivo en el plano de falla. Para el caso de falla en cuña, corresponde al ángulo de fricción interna efectivo en los planos de las juntas que forman la cuña, se asume que es igual en los dos planos (20°).

i_b : Buzamiento de la línea de intersección entre los planos que forman la cuña.

λ : Coeficiente de cuña. Se define como:
$$\lambda = \frac{\cos \varpi_1 + \cos \varpi_2}{\text{seno}(\varpi_1 + \varpi_2)}$$

Donde ω_1 y ω_2 son los ángulos complementarios a los ángulos de buzamiento de las juntas que forman la cuña, como se indica en la figura 13-2.

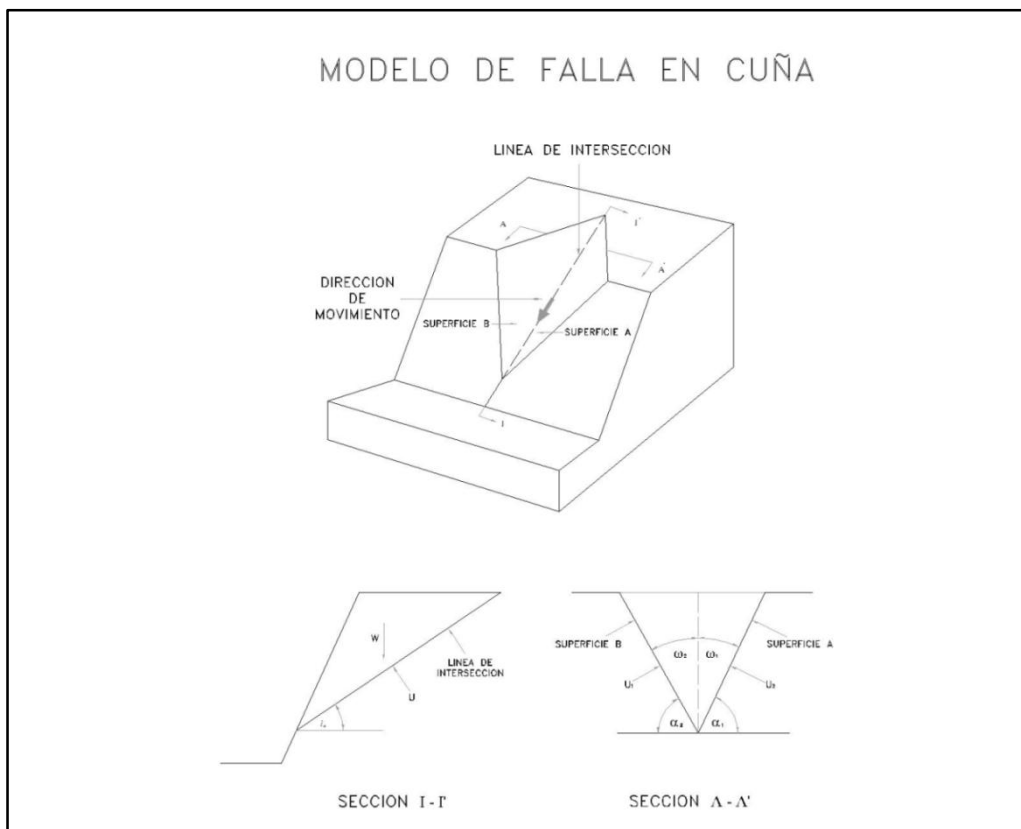


Figura 13-2 Modelo de Falla en Cuña

Fuente: Kumsar et al (2001).

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

CAPÍTULO III

3 DISEÑO Y EXPERIMENTACIÓN

3.1 Metodología

Para lograr los objetivos de estudio, se empleó la siguiente metodología, aplicando las siguientes técnicas de investigación:

Capítulo I

Se realizó la recopilación de información bibliográfica preexistente de la zona de estudio y a nivel regional, resultados de investigaciones in situ y cartografías geológicas en varias escalas. Parte de la información fue adquirida en el Gobierno Municipal del Cantón Morona y en el Ministerio de Transporte y Obras Públicas de Morona Santiago (MTO), quienes proporcionaron el levantamiento topográfico de la vía y los taludes.

Capitulo II

Se estructuró el marco teórico con la información científica recopilada, describiendo la geología regional de la zona, el análisis de los fenómenos de remoción en masa, el método de equilibrio límite y los métodos que se aplicarán en el estudio para el cálculo del Factor de seguridad (FS) en taludes en suelo, como son los de Bishop y Janbú simplificados y Spencer, se explica además el procedimiento de retroanálisis en el cual interviene el coeficiente intersticial r_u como medida de las presiones de agua en los taludes. Para el análisis de estabilidad de taludes excavados en roca se describe el método de la Clasificación Geomecánica SMR (Slope Mass Rating), el método de Estabilidad Cinemática tomando en cuenta los mecanismos de falla planar y en cuña y por último se explica el método de equilibrio límite para obtener el valor del Factor de Seguridad como medida de la estabilidad del talud.

Capitulo III

A continuación se detalla el trabajo realizado en campo en una franja mínima de 20 m a cada lado del borde de la vía, el mismo que inició con el reconocimiento de la zona de estudio para obtener los modelos geológico, geohidrológico y geomorfológico, además se identificaron las posibles causas de los hundimientos en la calzada y de los deslizamientos de los taludes de corte a lo largo del trazado vial. Se realizó además el levantamiento topográfico en el deslizamiento de mayor magnitud ya que

la topografía existente no fue suficiente para el análisis de estabilidad puesto que no abarca toda el área afectada por los deslizamientos.

Adicionalmente, se realizó la caracterización geológica detallada, en donde se describió la estratigrafía, litología y geometría de los taludes, todos estos datos necesarios para el cálculo del Factor de Seguridad, de la misma manera se tomaron datos de las estructuras existentes en taludes rocosos con el fin de realizar la Clasificación Geomecánica de Romana, todo lo mencionado se elaboró sobre una base topográfica detallada. Se calculó además el coeficiente sísmico horizontal para la zona de estudio.

Capítulo IV

Se realizó el retroanálisis para los deslizamientos en suelo aplicando los métodos de Bishop y Janbú simplificados y Spencer, las superficies de falla fueron identificadas en cada talud y se ubicaron sobre la topografía de los taludes a partir de mediciones de campo que consideran la ubicación actual de los escarpes y la geometría inicial que consta en la base topográfica anterior a la falla de los taludes.

- Los análisis de estabilidad fueron restringidos a estas únicas superficies de falla y no consideran todas las superficies de falla teóricas que se generan en el software Slide 6.0. La estratigrafía de cada talud se modeló con el software mencionado y para cada unidad geológica presente en los taludes se asignaron valores de densidad, cohesión y ángulo de fricción y se consideró un valor de r_u máximo con la finalidad de obtener un Factor de Seguridad igual a 1.
- Para estimar las condiciones de estabilidad actuales de los taludes en suelo, se calculó el factor de seguridad utilizando los perfiles resultantes del retroanálisis, donde el plano de falla inicial corresponde ahora a la superficie expuesta de los taludes. Se utilizaron los mismos parámetros de resistencia al corte obtenidos en el Retroanálisis y se consideró un valor de r_u igual a 0.3 para reflejar condiciones semi saturadas en el terreno.
- Sobre la base de los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad en condiciones actuales, se redefinió la geometría de los taludes considerando además medidas de mitigación para obtener Factores de Seguridad que satisfagan las condiciones mínimas de estabilidad tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas.

- En la zona de los asentamientos se definió el modelo geológico y las causas que provocaron los mismos con la ayuda de perfiles geológicos transversales al eje de vía, los cuales se modelaron en el software Slide 6.0 para obtener un Factor de Seguridad igual a 1.2.
- De igual forma, se realizó el análisis de estabilidad de los taludes de corte en roca aplicando la clasificación Geomecánica de Romana para así obtener los valores de cohesión y fricción en los planos de fractura. Con estos valores se estimó la estabilidad cinemática de estos taludes con respecto a mecanismos de falla en cuña y falla planar, comprobado con la proyección estereográfica de las estructuras y taludes en el software Dips 5.0. Finalmente, se calculó el Factor de Seguridad para procesos de falla en cuña utilizando el software Swedge 4.0 y para falla planar utilizando el software Rocplane 2.0 los que utilizan el método de equilibrio límite y aplican el criterio de resistencia de Mohr Coulomb.

3.2 Levantamiento Topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico del área donde ocurrió el deslizamiento de mayor magnitud, puesto que la información disponible era insuficiente para el análisis de estabilidad. Se ubicó la estación total en cuatro puntos de referencia, a partir de los cuales se tomaron las distancias, alturas y ángulos de los puntos sobresalientes del área con el fin de generar las curvas de nivel del terreno actual.

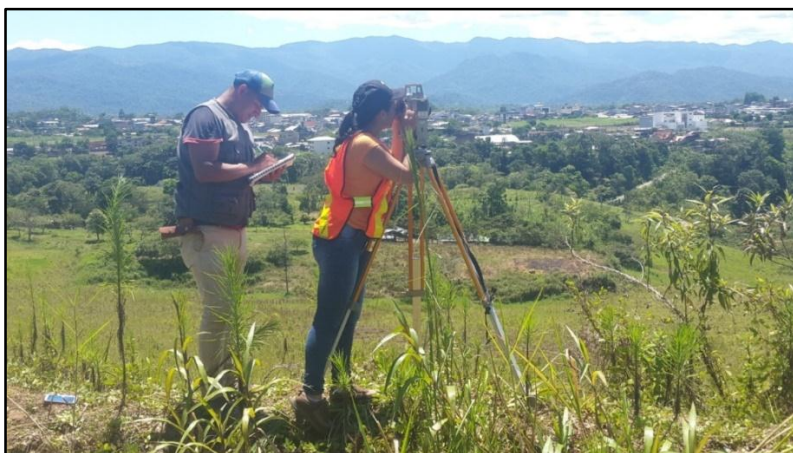


Figura 14-3 Ubicación de la estación total marca Sokkia para el levantamiento topográfico. Km 4+760 borde izquierdo

3.3 Investigaciones a lo largo del trazado vial

Como parte del “Estudio Geológico Paso Lateral Macas” efectuado por el MTOP, se realizó ensayos de clasificación de suelos y sondeos eléctricos verticales a lo largo del trazado de la vía. En la Tabla 14-3 se presenta un resumen de los ensayos de clasificación de suelos de acuerdo al sistema SUCS, es necesario resaltar, sin embargo, que los resultados presentan una inconsistencia general en cuanto a la nomenclatura de los suelos, puesto que en todos los casos ésta corresponde a suelos arenosos (SP, SG) y en la descripción se habla de suelos limosos y arcillosos. Sobre la base del mapeo de campo se verifica que tanto los suelos residuales como la matriz de los depósitos coluviales corresponden a materiales fino granulares tipo MH, ML, CH o CL, por lo que se entiende que **la descripción de los materiales en el informe del MTOP es correcta y el error está en la nomenclatura asignada.**

Tabla 14-3 Resumen de ensayos de clasificación de suelos

UBICACIÓN	Prof. Muestra	CBR (%)	TIPO DE SUELO(SUCS)	OBSERVACIONES
ABSC. 1+000	1,00	10,00	SP	Suelo limo arenoso, capacidad de retención de gran cantidad de humedad, a nivel de subrasante debe ser mejorado este tipo de suelo.
ABSC. 2+000	0,40	11,00	SP	Suelo limo arenosos mal clasificado, capacidad de retención de gran cantidad de humedad, a nivel de subrasante debe ser mejorada
ABSC. 2+500	0,50	12,00	SP	Suelo limo arenoso mal clasificado, capacidad de retención de gran cantidad de humedad, a nivel de subrasante debe ser mejorada
ABSC. 3+000	1,50	8,00	SG	Suelo tipo arcilloso, ligeramente plástico, buena retención de agua, es importante realizar el mejoramiento de suelo
ABSC. 4+000	1,00	10,00	SP	Suelo limo arenoso de baja plasticidad, se debe realizar el cambio del tipo de suelo
ABSC. 5+000	0,50	9,00	SG	Suelo tipo arcilloso, ligeramente plástico, buena retención de agua, es importante realizar el mejoramiento de suelo
ABSC. 6+000	0,50	9,00	SP	Suelo limo arenoso, ligeramente plástico, buena retención de agua, es importante realizar el mejoramiento de suelo
ABSC. 7+000	1,00	9,00	SP	Suelo limo arenoso, ligeramente plástico, buena retención de agua, es importante realizar el mejoramiento de suelo

Fuente: MTOP Estudio Geológico Paso Lateral Macas.

3.4 Marco Geológico Local

El levantamiento geológico del área de influencia del paso lateral de Macas se realizó sobre una base topográfica a escala 1:10.000, para definir el modelo geológico que se utilizó como base para el presente estudio, adicionalmente, el mapeo geológico de los taludes se desarrolló sobre una base topográfica a escala 1:1000 para obtener los perfiles estratigráficos que se utilizaron en los análisis de estabilidad.

Se reconocieron tres tipos de rocas pertenecientes a la Formación Hollín que son: cuarcitas, areniscas y limolitas; además se identificaron depósitos de lahares agrupados dentro de la Formación Mera y como depósitos superficiales se encontraron suelos residuales y coluviales que se describen a continuación:

3.4.1 Formación Hollín

Cuarcitas

Expuestas principalmente en los taludes a los dos lados de la vía, entre las abscisas 1+000 hasta la 1+100, de color blanco con un tamaño de grano medio, se presentan en estratos de 20 cm a 3.00 m de espesor, ligeramente meteorizadas, altamente fracturadas con oxidación en los planos de fractura. Estas rocas forman taludes de aproximadamente 60° de inclinación.

Areniscas

Se presentan en los taludes ubicados en las abscisas, 3+920, 4+200, 4+460, 4+660 – 4+780, 4+875; tienen un tamaño de grano medio a grueso, medianamente compactas, altamente fracturadas, de color café claro con espesores que varían desde 20 cm hasta 2 m, con estratificación sub horizontal. Muestran una resistencia media debido a la meteorización superficial.

Limolitas

De color café rojizo, se encuentran intercaladas con las areniscas en estratos de 0.50 a 4.00 m de espesor, altamente fracturadas, se disgregan fácilmente y presentan muy baja resistencia a la meteorización, por cuanto en la superficie de estos taludes se han formado cárcavas de socavación de hasta 30 cm de profundidad.

3.4.2 Formación Mera

Lahares

Afloran en las márgenes del Río Jurumbaino como se ilustra en el ANEXO H, además en los taludes ubicados en las abscisas 1+520 – 1+680 y 8+645 – 8+997. Los depósitos de lahares presentan un color gris oscuro con una matriz fino granular limo-arcillosa compacta y cohesiva, que soporta bloques angulosos de hasta 0.60 m de diámetro, siendo el tamaño predominante de 5 a 20 cm y de composición andesítica principalmente. La proporción matriz – bloques se estima igual a 70 - 30%. El espesor de los lahares en la zona de estudio se estima no menor a 30 m.

Depósitos superficiales

La erosión del cerro Kílamo y las elevaciones contiguas ha originado extensos depósitos coluviales que podrían alcanzar 40 m de espesor. Estos materiales cubren gran parte del área de estudio y se depositaron sobre rocas de la Formación Hollín y lahares de la Formación Mera. Se asume que la degradación posterior a la depositación de los coluviales originó los suelos residuales que se ubican principalmente al inicio del trazado de la vía. **Los depósitos superficiales se dividen en:**

Depósitos Coluviales

Estos materiales son producto de la meteorización y erosión de las areniscas y cuarcitas de la Formación Hollín. Están constituidos por aproximadamente 35% de bloques sub angulosos de hasta 4 m de diámetro dentro de una matriz limo arcillosa ligeramente plástica de color café claro.

Suelos residuales

De color café oscuro y granulometría limo arcillosa, se encuentran a lo largo del trazado de la vía, se han desarrollado por procesos de degradación del basamento rocoso y del material coluvial, puntualmente presentan estructuras relictas, que son planos heredados de la meteorización de la roca base.

Figura 15-3 Suelos residuales

Imagen superior corresponde al talud derecho Abscisa 1+800. Imagen inferior Abscisa 0+980 margen derecho.

3.5 Geomorfología

De manera general, se han reconocido cuatro formas principales que corresponden a zonas de laderas muy escarpadas, escarpadas, colinas de formas onduladas con bajas pendientes y planicies.

Debido al empuje de la Cordillera Real hacia el oriente se produjo el levantamiento del relleno de la Cuenca Oriente en su flanco occidental, ocasionando que aflore la Formación Hollín en muchas áreas de la zona subandina, como es el caso del cerro Kílamo, cuya ladera oriental se presenta escarpada, con inclinaciones que varían de 45° a 70° . Los materiales que soportan estas pendientes corresponden a areniscas y cuarcitas de la Formación Hollín.

Adicionalmente, en las márgenes del río Jurumbaino, en determinados sitios afloran los lahares de la Formación Mera, formando taludes muy escarpados de hasta 20 m de altura, que oscilan entre los 70° a 85° de inclinación provocando el encajonamiento del río.

Conforme se desarrollaba el levantamiento del cerro Kílamo, se produjeron fenómenos de erosión, ocasionando movimientos de terreno que generaron depósitos coluviales, los cuales cubren gran parte de la zona de estudio. Estos materiales se depositaron en la parte baja de las laderas, formando colinas de formas redondeadas y de baja pendiente, con inclinaciones que varían de 12° a 25° , ya que sus materiales constituyentes no soportan taludes empinados, debido a su poca resistencia al corte.

En el primer kilómetro del trazado de la vía, ésta se desarrolla sobre un relleno construido en una extensa planicie, conformada por suelos de hasta 4 m de espesor que sobrayacen a las terrazas sub horizontales de la Formación Mera, con inclinaciones que no superan los 5° , formadas por depósitos de lahares que se originaron por la actividad del volcán Sangay. (Ver ANEXO G Mapa Geomorfológico).

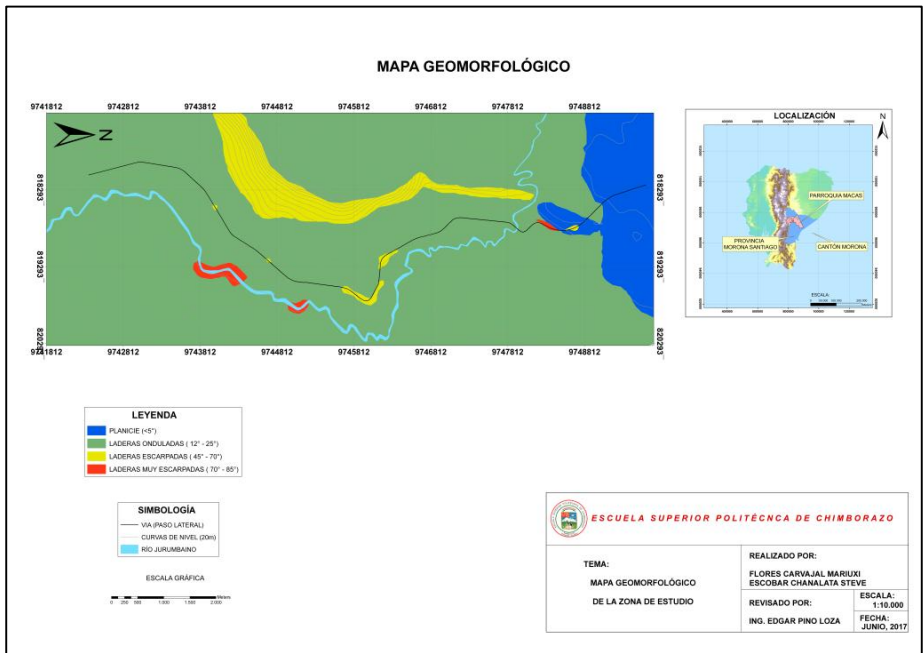


Figura 16-3 Mapa Geomorfológico de la zona de estudio

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Nota: Ver ampliación en el ANEXO G



Figura 17-3 Principales zonas geomorfológicas en el área de estudio

3.6 Estructuras

De acuerdo a (Litherland, 1994) en el Mapa Geológico y de Ocurrencias Metálicas del Sur de la Cordillera Real y el Cinturón Metamórfico El Oro (1986-1992), se presentan dentro de la zona de estudio, estructuras y lineamientos que coinciden con el rumbo general NNE de la Cordillera Real.

Las principales estructuras que afectan al macizo rocoso en la zona de estudio son diaclasas y la estratificación. En los afloramientos a lo largo de la vía, se tomaron 201 medidas estructurales, los datos se indican en el Anexo D1.

Los datos obtenidos se plotearon utilizando el programa DIPS y los resultados se indican en la siguiente figura:

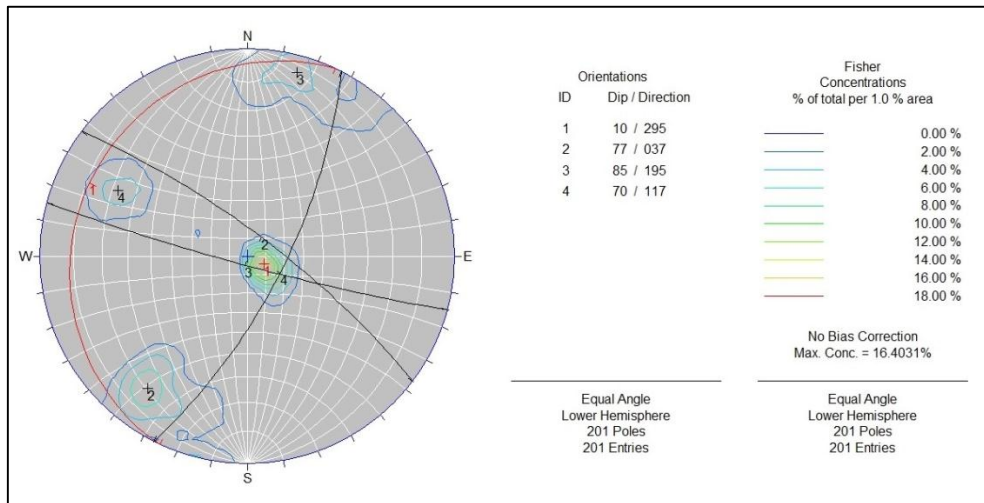


Figura 18-3 Estratificación y diaclasas tomadas en taludes rocosos del Paso Lateral de Macas

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M, 2017.

Los resultados indican la presencia de tres familias principales de diaclasas que afectan al macizo rocoso; los valores de buzamiento y dirección de buzamiento de estas estructuras son:

J1: 77/037 (N53°W / 37° NE).

J2: 85/195 (N75°W / 85° SW).

J3: 70/117 (N27°E / 70° SE).

Adicionalmente la estratificación sub horizontal de las areniscas y limolitas presenta una dirección preferencial de buzamiento igual a S₀: 10/295 (N25°E / 10° NW).

3.7 Sismicidad

Sobre la base de la información disponible se estimó el peligro sísmico debido al sistema de fallamiento activo más cercano al trazado de la vía. De acuerdo al Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes (ver figura 24-3). Según la (Eguez et al, 2003), aproximadamente 30 Km al Este de la zona de estudio se encuentra la sección central de la Falla Santiago - Upano. Esta falla inversa tiene una longitud aproximada de 85.1 Km, un rumbo general $N4^{\circ}W \pm 20^{\circ}$ y un buzamiento desconocido con dirección Oeste. Se menciona una magnitud máxima probable de 6.9Ms (Magnitud de Ondas Superficiales), tomando como referencia el sismo de Macas del 03 de Octubre de 1995.

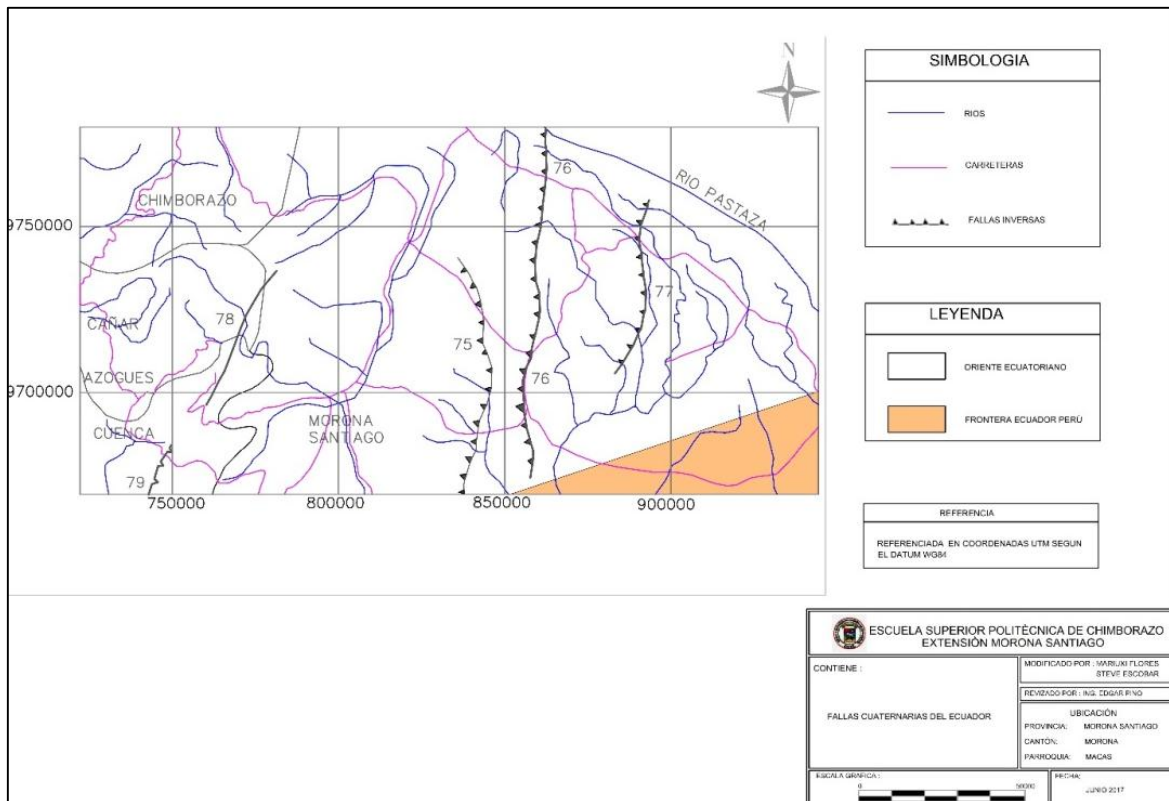


Figura 19-3 Principales estructuras sismo genéticas en la zona de estudio.

Fuente: (Eguez et al, 2003)

Con la finalidad de obtener un parámetro sísmico que pueda ser utilizado en el diseño de los taludes de corte de la vía, se utilizaron dos leyes de atenuación g (Goldsack, 1973) sobre la base de la hipótesis de ocurrencia de un evento sísmico superficial generado en la parte más próxima de la Falla Santiago – Upano.

Esteva y Villaverde (1973): $a = \frac{5600e^{0.8M}}{(R+40)^2}$

Goldsack (1976): $a = \frac{4290e^{0.8M}}{[(R^2+20^2)^{0.5}+25]^2}$

Donde:

a: Aceleración horizontal máxima.

M: Magnitud probable

R: Distancia focal efectiva, se obtiene de: $R = \sqrt{X^2 + H^2 + r^2}$

Donde X es la distancia epicentral, H es la profundidad focal y r es una constante que en este caso es igual a 20.

Las características básicas de este potencial evento sísmico serían:

Distancia al epicentro: 30 kilómetros

Profundidad focal: 10 kilómetros

Magnitud probable: 6.9

Con estos datos, las leyes de atenuación mencionadas dan los siguientes resultados:

Ley de atenuación de Esteva: Aceleración horizontal máxima = 0,25*g

Ley de atenuación de Goldsack: Aceleración horizontal máxima = 0,25*g

Según la (Urquiza, 2014), se divide al país en zonas con igual aceleración sísmica máxima esperada, de acuerdo a esa zonificación el área de estudio se encuentra en la Zona Sísmica III en la cual se aplica un Factor de Zona (Z) igual a 0,30*g.

Es necesario indicar que hasta el año (Código ecuatoriano de la construcción., 2002) situaba a Macas dentro de la Zona Sísmica II, con un Factor de Zona (Z) igual a 0.25*g; sin embargo, la Norma Ecuatoriana de la Construcción en los años 2011 y 2014 indica para la ciudad de Macas un Factor de Zona (Z) igual a 0.30*g en la Zona Sísmica III.

En vista que las dos leyes de atenuación utilizadas dan el mismo valor para la aceleración horizontal máxima y que dicho valor difiere del recomendado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2014), por razones de seguridad se adoptó un valor de $0.30 \cdot g$ como la aceleración máxima probable para el cálculo del coeficiente sísmico horizontal, el que será utilizado para calcular el factor de seguridad de los taludes de la vía en condiciones pseudo estáticas.

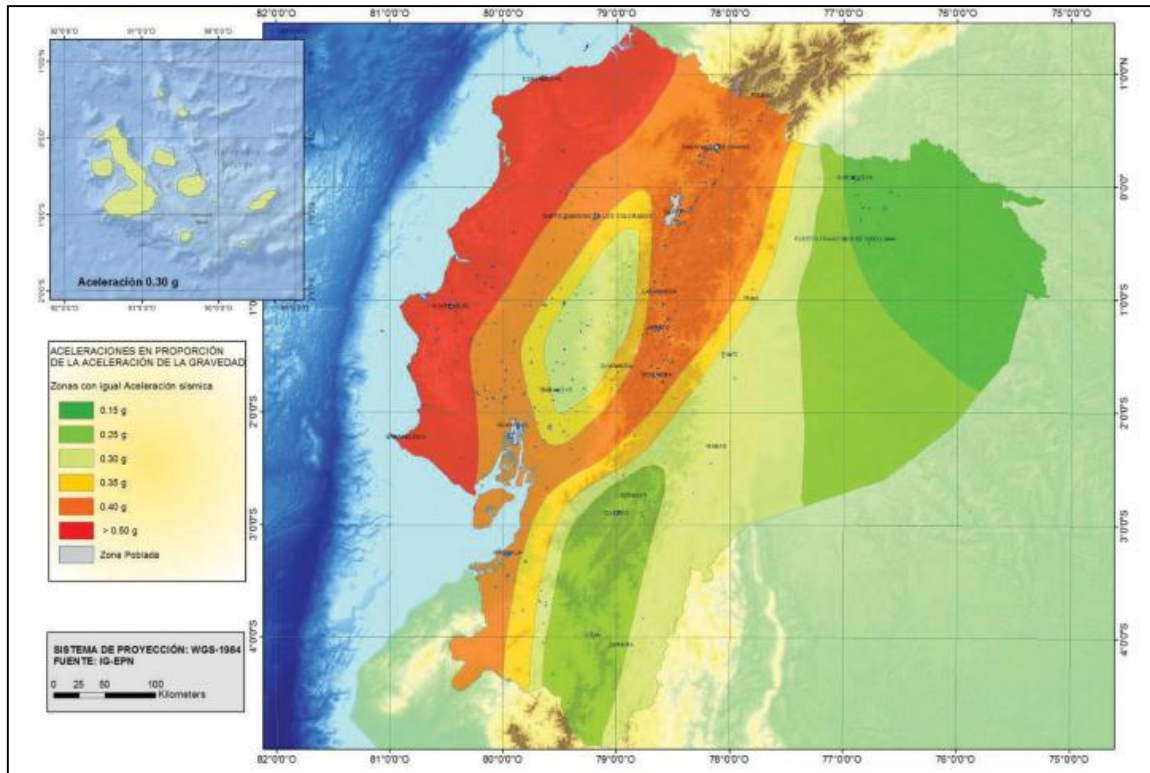


Figura 20-3 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z
Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014) p.27.

De acuerdo a (Barrera, 2004), la magnitud de la fuerza horizontal F_H es tomada igual al peso de la masa que desliza, multiplicada por un coeficiente k_h que representa al sismo, transformándolo en un problema pseudoestático.

El coeficiente sísmico k_h , es un valor empírico que depende entre otros factores, de la aceleración horizontal máxima esperada, las características del sismo (magnitud, profundidad, etc.), dimensiones de la obra, volumen potencial de la masa deslizando, existencia de poblados, instalaciones y equipos que puedan verse afectados.

Existe una amplia gama de posibilidades para adoptar el valor de k_h , en el presente trabajo se ha tomado la expresión propuesta por Krinitzky et al (1993), Taniguchi & Sasaki (1986), (Barrera, 2004), que indica:

$$k_h = 0.65a_{\max}/g;$$

Para el presente caso se obtiene un valor de $k_h = 0.195$. Esta expresión coincide por la propuesta por Seed & Martin (1966) y por Dakuolas & Gazetas (1986), recomendada para deslizamientos de magnitud intermedia.

3.8 Geohidrología

Parte del área de estudio corresponde a una zona de acumulación de agua, donde se concentra la mayor cantidad del volumen de escorrentía superficial proveniente del cerro Kílamo, la cual es captada en las zonas de baja pendiente conformadas por depósitos coluviales. La permeabilidad de los coluviales, sumado a la baja pendiente del depósito, ocasiona que el porcentaje de infiltración sea elevado, lo cual provoca la saturación de los mismos en épocas lluviosas. Esta situación se aprecia entre la abscisa 5+100 hasta 5+300, donde los depósitos superficiales están sobresaturados y están en constante movimiento aunque a bajas velocidades, de la misma manera entre las progresivas 7+400 a 7+550 se observa una permanente surgencia de agua desde los depósitos coluviales, la cual se interpreta como la expresión en superficie del nivel freático, debido a los cortes de la vía, tal como se muestra en la Figura 26-3.



Figura 21-3 Surgencia de agua subterránea, abscisa 7+440

El trabajo de campo permitió comprobar que la construcción de la vía ocasionó una alteración en el equilibrio del terreno, ya que al momento de realizar los cortes sin implementar correctas medidas de drenaje, se provocó el fallamiento de varios de los taludes en la vía, incluso algunos de menos de 6 m de altura, como el caso del talud derecho en la abscisa 5+100 a 5+300.

Los sondeos eléctricos verticales ejecutados por el MTOP, indican que estas zonas se encuentran conformadas por materiales limo arenosos sobresaturados hasta una profundidad de 10 a 15 m de profundidad, por debajo de estos niveles se localiza una discontinuidad de tipo sedimentaria arenoso saturada poco competente.

Es necesario resaltar que, tal como se aprecia en el perfil de la figura 28-3, los depósitos coluviales cubren ampliamente a las cuarcitas de la Formación Hollín y los lahares de la Formación Mera, las cuales presentan una baja permeabilidad, además que el contacto entre estos materiales es sub horizontal, lo que limita la filtración de agua hacia el basamento rocoso y la escorrentía sub superficial, provocando un estado de permanente saturación en los depósitos superficiales en áreas localizadas.



Figura 22-3 Acumulación de agua, abscisas 5+100 – 5+300
3.9 Modelo Geológico

En base al levantamiento geológico realizado a escala 1:10 000 en la zona de estudio, se definió un modelo geológico a lo largo del trazado de la vía que muestra la disposición de las formaciones geológicas reconocidas en superficie, el cual se presenta en el ANEXO H. con sus respectivos perfiles.

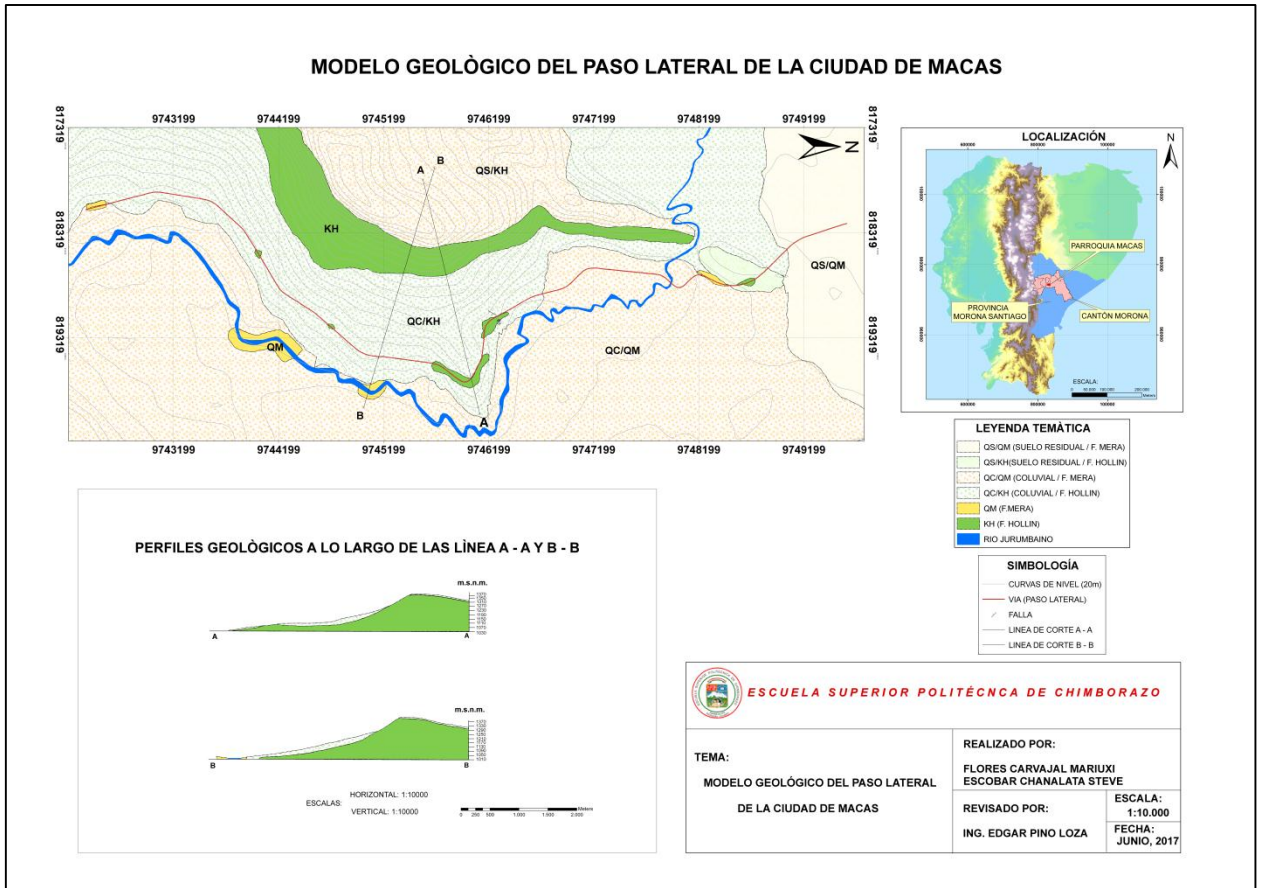


Figura 23-3 Modelo Geológico del Paso Lateral d la ciudad de Macas

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Nota: Ver ampliación en el ANEXO H

3.9.1 Descripción del Modelo

Abscisas 0+000 – 0+980: En el primer kilómetro del trazado, la vía se desarrolla sobre un relleno asentado en una planicie formada por las terrazas poco permeables de la Formación Mera, como se muestra en el modelo geológico del Anexo H sobreyacidas por suelos fino granulares cuyo espesor se estima no mayor a 4 m.

Abscisas 0+980 – 1+300: En este tramo afloran areniscas, cuarcitas y limolitas intercaladas en estratos sub horizontales pertenecientes a la Formación Hollín. Las areniscas y limolitas se presentan mediana a altamente meteorizadas con un alto grado de fracturamiento, localmente se han desarrollado suelos residuales sobre las limolitas. Las cuarcitas presentan alta resistencia al golpe del martillo y el patrón de fracturamiento produce bloques cúbicos.

Abscisas 1+300 – 1+490: Se han desarrollado suelos residuales fino granulares color café oscuro sobre las limolitas de la Formación Hollín. Se estima un espesor aproximado de 4 m para estos depósitos.

Abscisas 1+490 – 1+700: Afloran lahares compactos de la Formación Mera. Los taludes de corte en esta zona se muestran estables y soportan pendientes pronunciadas aunque su altura no supera los 5 m.

Abscisas 1+700 – 3+300: En esta zona la vía atraviesa por depósitos coluviales y de pie de talud provenientes de la erosión de las elevaciones ubicadas al occidente, que sobreyacen a los lahares antes mencionados. Estos estratos en general presentan cerca del 35% de bloques sub angulosos principalmente de areniscas y cuarcitas de hasta 50 cm de diámetro, dentro de una matriz limo arcillosa color café rojizo.

Abscisas 3+300 – 3+800: Sobre la base del levantamiento geológico de campo, se ubicó el contacto entre las formaciones Mera y Hollín cerca de la abscisa 3+330, considerando la proximidad de las elevaciones y la topografía de superficie. Este cambio en la morfología marcaría un cambio en sub superficie y señalaría la ocurrencia de las areniscas y limolitas fracturadas y permeables de la Formación Hollín, sobreyacidas por extensos depósitos coluviales.

Abscisas 3+800 – 3+980: Se presenta un afloramiento de areniscas y limolitas estratificadas, color gris rojizo, medianamente fracturadas. Los estratos de limolitas alcanzan un espesor de 4 m y presentan cárcavas de erosión debido a su baja resistencia a la meteorización.

Abscisas 3+980 – 4+130: En este tramo se intercalan depósitos coluviales que sobreyacen a las rocas sedimentarias de la Formación Hollín.

Abscisas 4+130 – 4+850: Afloran areniscas y limolitas estratificadas, color gris rojizo de acuerdo a la tabla de colores de unidades geológicas realizada por el Instituto de Investigación e Información Científica, Minero Ambiental y Nuclear, medianamente fracturadas. El espesor de los estratos de limolita varía de 0.50 m a 4 m aproximadamente y al igual que en el afloramiento anterior, se han desarrollado cárcavas de erosión debido a su baja resistencia a la meteorización.

Abscisas 4+850 – 6+140: La vía atraviesa por una zona caracterizada por la ocurrencia de potentes depósitos coluviales conformados por cerca de 35% de bloques subangulosos de cuarcitas y areniscas de hasta 3 m de diámetro dentro de una matriz limo arcillosa poco compacta color café claro. Algunos cortes de la vía en este tramo, a pesar de tener bajas alturas, se muestran inestables, incluso se ha evidenciado en campo el derrumbe de algunos taludes.

Abscisas 6+140 – 6+220: Afloran areniscas de grano fino y limolitas estratificadas, color gris verdoso, altamente meteorizadas.

Abscisas 6+220 – 7+105: La vía se desarrolla sobre depósitos coluviales similares a los que ocurren entre las abscisas 4+850 a 6+140. En este tramo ocurre el primer asentamiento de la vía, entre las progresivas 6+960 a 7+015.

Abscisas 7+105 – 7+205: Afloran areniscas de grano fino y limolitas estratificadas, color gris verdoso, altamente meteorizadas, lo cual ocasiona que la secuencia sedimentaria se comporte como suelo y colapse mediante superficies de falla circulares. En este tramo es recurrente la ocurrencia de deslizamientos que afectan al talud derecho de la vía, llegando incluso a impedir la circulación vehicular.

Abscisas 7+205 – 8+645: La vía se desarrolla sobre depósitos coluviales similares a los que ocurren entre las abscisas 4+850 a 6+140. En este tramo se presenta el segundo asentamiento en la vía, entre las abscisas 7+230 a 7+285

Abscisas 8+645 – 8+997: Afloran lahares pertenecientes a la Formación Mera, se presentan compactos, con cerca del 30% de bloques angulosos de 5 a 30 cm de diámetro, de composición andesítica principalmente soportados por una matriz fina de arena y ceniza volcánica compacta y poco permeable.

3.10 Asentamientos en la Vía

A lo largo del proyecto vial se puede apreciar dos asentamientos en la calzada que ocurren entre las progresivas 6+960 – 7+015 y 7+230 – 7+285. En base al mapeo y observaciones de campo, se ha determinado que los asentamientos ocurrieron debido a un mal encauzamiento de las quebradas aledañas al lado derecho de la vía. El caudal de estas quebradas no ha sido captado completamente por las alcantarillas y existe un remanente que infiltra permanentemente hacia el terreno bajo la vía. En estas zonas, la carretera atraviesa depósitos coluviales permeables que presentan un espesor aproximado de 15 m, estos espesores se han estimado a partir del modelo geológico y los perfiles estratigráficos del área.

En los dos casos, bajo los depósitos coluviales se encuentra el basamento rocoso conformado por cuarcitas de la Formación Hollín, como se aprecia en los perfiles de la Figura 37-3, ampliada en el ANEXO I. Además, existe un cambio lateral de la litología marcado por la ocurrencia de los lahares de la Formación Mera en lugar de las cuarcitas de la Formación Hollín, aproximadamente a 110 m ladera abajo del borde izquierdo de la vía. Es en esta zona donde afloran las superficies de falla que han ocasionado los asentamientos, evidenciado por árboles inclinados en el sentido de movimiento, cambio abrupto en la topografía del terreno y zonas sobresaturadas en superficie indicando la presencia de material impermeable (lahares) en sub superficie, tal como se indica en las Figuras 29-3 y 30-3.



Figura 24-3 Ladera abajo del primer asentamiento



Figura 25-3 Ladera abajo del segundo asentamiento

El caudal infiltrado hacia los depósitos coluviales saturó estos materiales y generó una escorrentía sub superficial debido a la baja permeabilidad del basamento rocoso. Esta escorrentía provocó una socavación de la base de los depósitos coluviales y un lavado de los sedimentos fino granulares, generando así una pérdida de sostén al pie de estos depósitos, lo cual provocó finalmente un desplazamiento en masa del material coluvial y los asentamientos de la calzada en la parte superior.

Para el retroanálisis de estabilidad de los asentamientos, se consideró un Factor de Seguridad de 1.2 puesto que el modelo de falla asumido en este estudio indica un fallamiento por socavación en la zona de contacto entre los coluviales y el sustrato rocoso, además, de acuerdo a Oliva González, A. (2015) para laderas naturales se adoptan valores del Factor de Seguridad que oscilan entre 1.2 a 1.5.

3.10.1 Asentamiento 1

El primer asentamiento se ubica entre las progresivas 6+960 – 7+015, con un desnivel de 50 cm donde se observa que el terreno ya cedió con anterioridad dejando expuesto al lado derecho de la vía escarpes laterales en donde el material deslizado cambió el cauce de las quebradas como se puede evidenciar en la figura 32-3, afectando así en gran parte a la vía, debido a que las quebradas al buscar su cauce natural desbordaron la alcantarilla construida, permitiendo la infiltración de agua sobre el material coluvial.



Figura 26-3 Primer asentamiento ubicado entre las abscisas 6+960 – 7+015



Figura 27-3 Escarpe laterales, lado derecho del primer asentamiento



Figura 28-3 Desborde de agua fuera de la alcantarilla primer asentamiento

3.10.2 Asentamiento 2

En este asentamiento, ubicado entre las progresivas 7+230 – 7+285, con un desnivel de 40 cm existen grietas de tracción en el borde izquierdo de la vía, lo cual se asume como un fallamiento posterior al asentamiento y como consecuencia de éste, debido a que el material asentado, al perder sostén en su base, es susceptible de deslizarse además que la infiltración desde la alcantarilla es permanente.



Figura 29-3 Segundo asentamiento ubicado entre las abscisas 7+230 – 7+285



Figura 30-3 Grietas de extensión, lado Izquierdo del segundo asentamiento



Figura 31-3 Desborde de agua fuera de la alcantarilla del segundo asentamiento

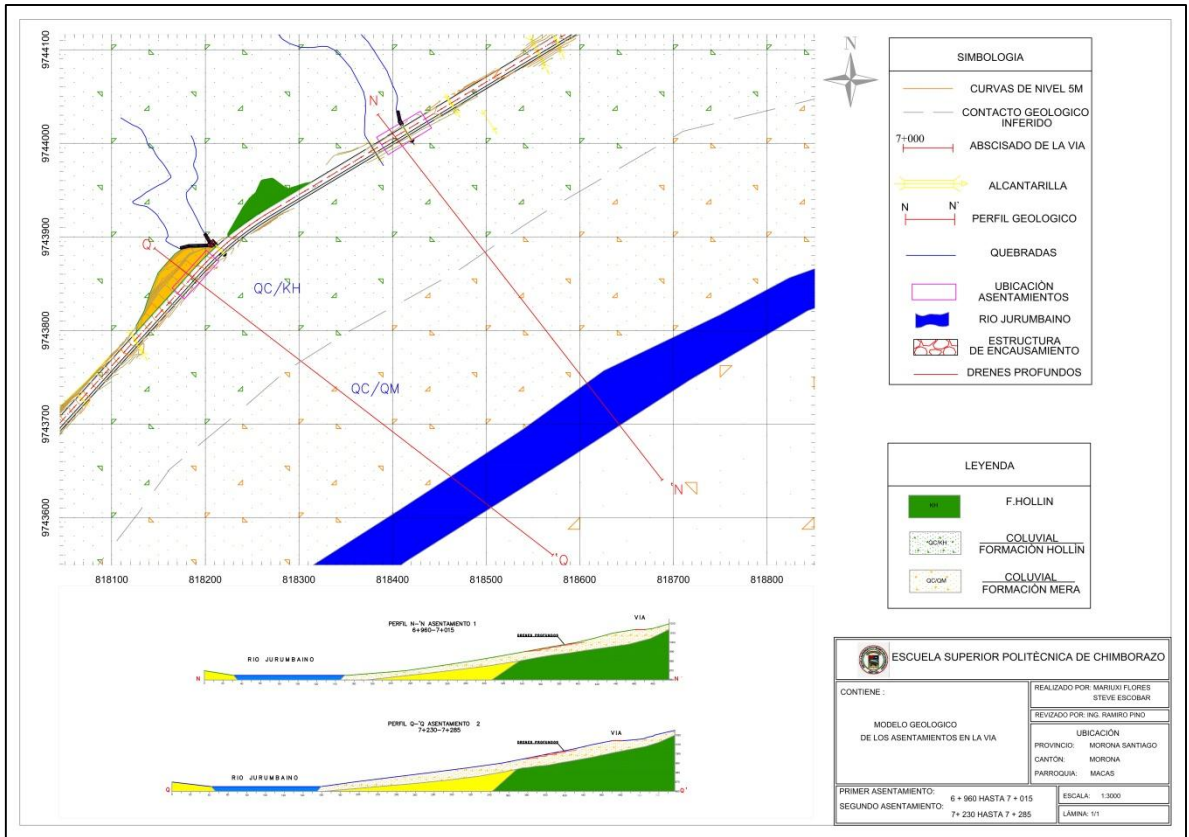


Figura 32-3 Modelo Geológico de los Asentamientos

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Nota: Ver ampliación en el ANEXO I

CAPITULO IV

4 Análisis e Interpretación de Resultados

4.1 Estimación de los Parámetros de Resistencia al Corte en Suelo

Se realizó el retroanálisis para cada talud en depósitos superficiales estimando los parámetros de resistencia al corte con el fin de obtener un Factor de Seguridad igual a 1.00. Sobre la base del mapeo de campo se identificaron 15 deslizamientos a lo largo del trazado vial, en el desarrollo del este trabajo se presentan los resultados del retroanálisis, análisis de estabilidad en condiciones actuales y cálculo del factor de seguridad aplicando medidas de estabilización y sostenimiento para todos los taludes analizados, sin embargo, se presenta el procedimiento de cálculo únicamente para el deslizamiento ubicado en la progresiva 4+710, considerando que es el de mayor magnitud, los procedimientos de cálculo para los taludes restantes se presentan en el ANEXO C.

La siguiente tabla presenta los parámetros de resistencia al corte de los materiales en cada talud, obtenidos del retroanálisis tomando como referente el método de Bishop Simplificado, estos resultados fueron comparados al utilizar los métodos de Janbú Simplificado y Spencer, aplicados en el presente trabajo para superficies de falla curvas en todos los casos.

Tabla 15-4 Parámetros de resistencia al corte obtenidos del retroanálisis

ABSCISA	MATERIAL	ALTURA DEL MATERIAL DESGLIZADO (m)	INCLINACI ÓN (°)	PESO ESPECÍFICO (KN/m ³)	COHESIÓN (Kpa)	φ FRICCIÓN (°)
Km 3+420	COLUVIAL	7	40	16	11	16
Km 3+920	SUELO	3	46	16	7	20
Km 4+640	COLUVIAL	19	45	17	16	19
	LIMOLITA			21	21	30
Km 4+710	COLUVIAL	29	45	17	15	17
	LIMOLITA			21	19	26
Km 5+020	COLUVIAL	6	40	17	13	16
Km 5+200	COLUVIAL	5	47	17	10	17
Km 5+220	COLUVIAL	11	45	17	10	17
Km 5+690	COLUVIAL	6	45	17	11	20
Km 6+190	COLUVIAL	6	50	17	14	20
Km 6+200	COLUVIAL	7	45	17	15	19.5
Km 6+260	COLUVIAL	9	31	17	16	20.5
Km 7+140	COLUVIAL	14	50	17	16	20
	ARENISCA			22	17	35
Km 7+165	LIMOLITA	6	60	21	23	30
	ARENISCA			17	13	15
Km 7+440	COLUVIAL	8	53	22	17	24
	ARENISCA			16	14	17.5
Km 8+320	COLUVIAL	6	45	17	14	18

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Nota: De acuerdo a la Universidad de Cantabria los rangos típicos para suelos reales para el peso específico seco: suelos blandos o flojos (15-18 KN/m³); suelos densos o muy compactados (19-22 kN/m³).

Para los depósitos coluviales existe un corto rango de variación en cuanto a los valores de cohesión y fricción obtenidos del retroanálisis, se considera que esto se debe a los cambios en la proporción matriz – bloques, al tamaño de los bloques, la composición mineralógica de la matriz y el contenido de humedad natural de estos depósitos.

El retroanálisis en el talud izquierdo localizado en el Km 5+200, indica un valor de cohesión de 10 KPa y un ángulo de fricción interna igual a 17° . De acuerdo al diseño de la vía este corte tenía una inclinación original de 47° y una altura máxima de 5 m. Para el retroanálisis en el talud derecho ubicado en la abscisa 5+220, que presentaba una inclinación de 45° y una altura de 11 metros, se utilizaron los mismos valores de cohesión y fricción del talud anterior debido a la proximidad entre éstos.

Ante el caso de dos taludes que han fallado y fueron excavados en el mismo material, pero con inclinaciones y alturas diferentes, los resultados del retroanálisis que se toman como referencia son aquellos que se obtienen del talud con menor masa involucrada en el deslizamiento, ya que mientras mayor es la masa, mayores deberán ser los valores de cohesión y fricción necesarios para obtener un Factor de Seguridad igual a 1.00 y al utilizar estos valores en el talud de menor masa, se obtendrá un Factor de Seguridad mayor a 1.00 lo cual no refleja la condición de falla del talud.

En el caso de los estratos de lutita y arenisca meteorizada, los resultados del retroanálisis muestran, al igual que el caso anterior, un corto rango de variación en cuanto a los valores de los parámetros de resistencia al corte. Se considera que estas variaciones son resultado de los cambios en el contenido de humedad, tamaño de grano, grado de meteorización y mineralogía de estos depósitos.

4.2 Coeficiente de Presión Intersticial r_u

En la siguiente tabla se detalla el valor de r_u para cada condición de análisis, para el retroanálisis se aplicó la fórmula que relaciona éste valor con el peso específico del material, por ejemplo, **para un coluvial de peso específico igual a 1.7 KN/m^3 se obtiene un valor de r_u igual a 0.59 para condiciones saturadas.**

Tabla 16-4 Coeficiente de Presión Intersticial (r_u)

Abscisa	Material	Retro análisis	Condiciones Actuales	Condiciones Rediseño
Km 3+420	COLUVIAL	0.625	0.3	0
Km 3+920	SUELO	0.625	0.3	0
Km 4+640	COLUVIAL	0.59	0.3	0
	LIMOLITA	0.5	0.3	0
Km 4+710	COLUVIAL	0.59	0.3	0
	LIMOLITA	0.5	0.3	0
Km 5+020	COLUVIAL	0.59	0.3	0
Km 5+200	COLUVIAL	0.59	0.2	0
Km 5+220	COLUVIAL	0.59	0.3	0
Km 5+690	COLUVIAL	0.59	0.3	0
Km 6+190	COLUVIAL	0.59	0.3	0
Km 6+200	COLUVIAL	0.59	0.3	0
Km 6+260	COLUVIAL	0.59	0.3	0
Km 7+140	COLUVIAL	0.59	0.3	0
	ARENISCA	0.5	0.3	0
	LIMOLITA	0.5	0.3	0
Km 7+165	COLUVIAL	0.59	0.3	0
	ARENISCA	0.5	0.3	0
	LIMOLITA	0.5	0.3	0
Km 7+440	COLUVIAL	0.625	0.2	0
Km 8+320	COLUVIAL	0.59	0.3	0

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

El cálculo del Factor de Seguridad en condiciones actuales considera un valor de r_u igual a 0.3 para la mayoría de taludes lo cual representa condiciones semi saturadas en vista del régimen de lluvias en la zona. En el talud izquierdo en la abscisa 5+200 se utilizó un valor de r_u igual a 0.2 en vista que este corte se ubica ladera abajo y por lo tanto el NF está abatido, de todas formas este valor también representa condiciones semi saturadas.

Las condiciones para el rediseño de los taludes indican un valor de r_u igual a cero debido a que se consideraron todos los taludes en condiciones drenadas una vez aplicadas las medidas de control de erosión que incluyen drenaje somero y profundo.

4.3 Análisis de Estabilidad

4.3.1 Cálculo del Factor de seguridad en taludes excavados en suelo

Abscisa 4+710



Figura 33-4 Deslizamiento rotacional Km. 4+710

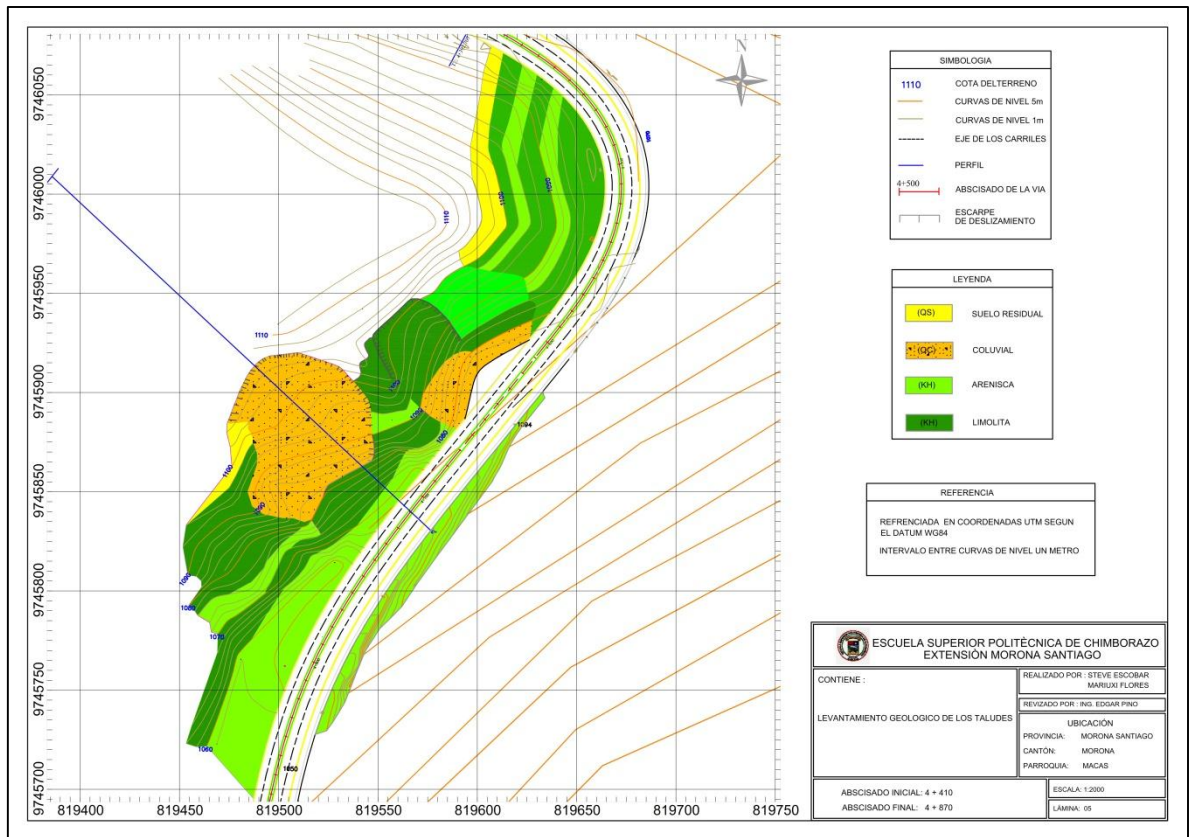


Figura 34-4 Base Topográfica. Deslizamiento Km 4+710

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Nota: Ver ampliación en ANEXO B

A continuación se presentan los resultados de los análisis de estabilidad utilizando el Software Slide 6.0, correspondientes a las imágenes de salida del programa mediante los métodos de Bishop y Janbu Simplificados y Spencer, en condiciones estáticas y pseudo estáticas. Para el análisis pseudo estático se utilizó un valor de coeficiente sísmico horizontal (k_h) igual a 0.195 obtenido de los cálculos indicados en el Capítulo III.

4.3.2 Retroanálisis

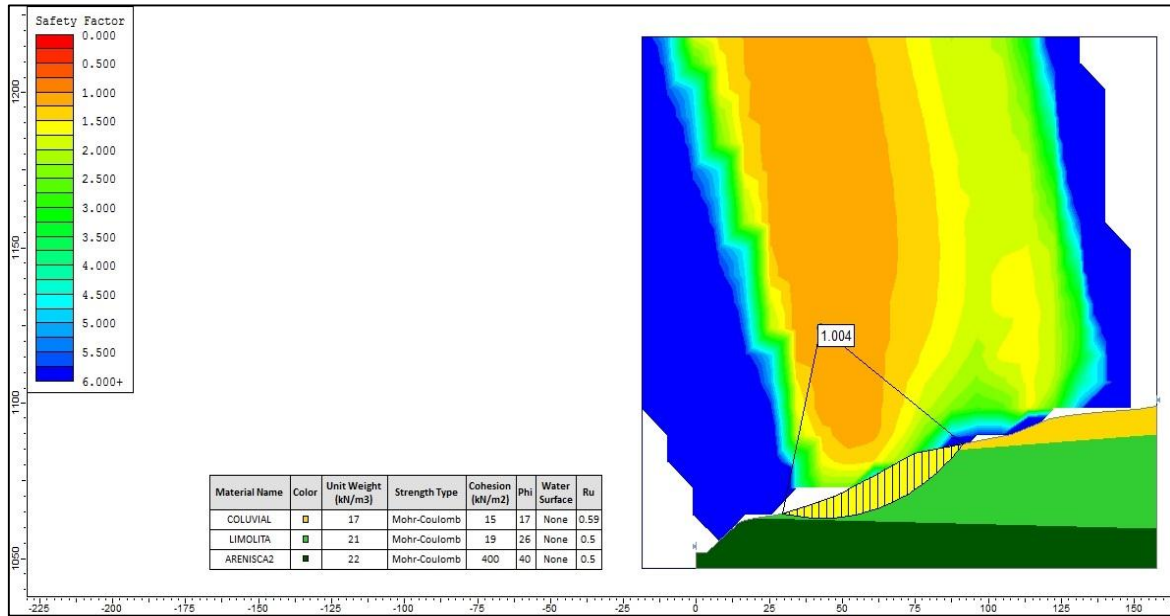


Figura 35-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas

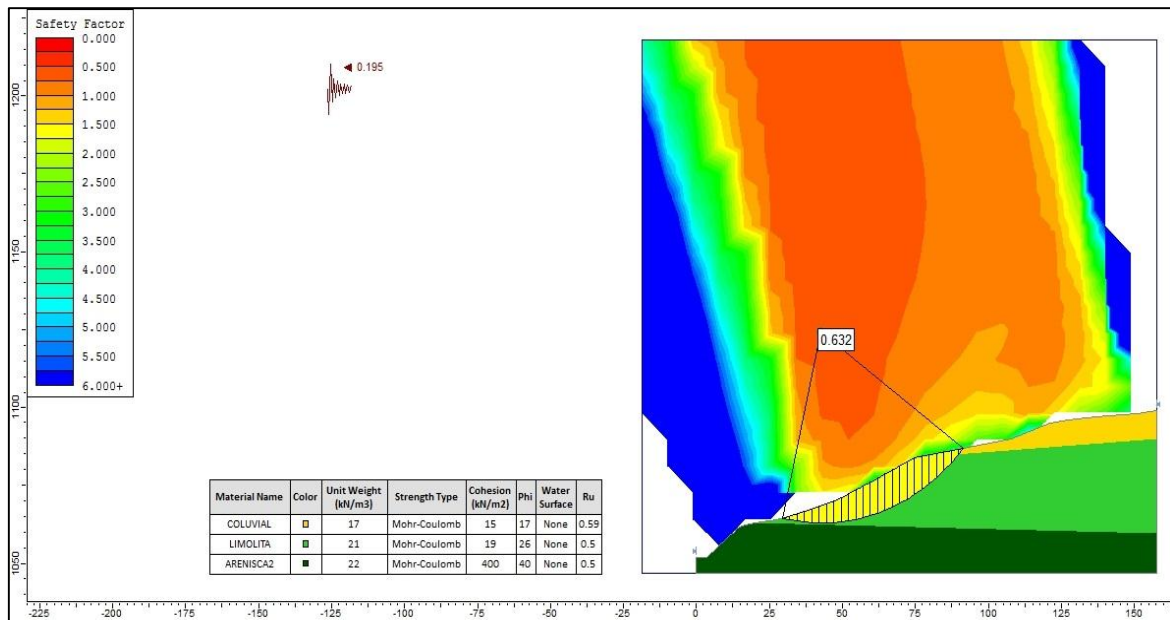


Figura 36-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas

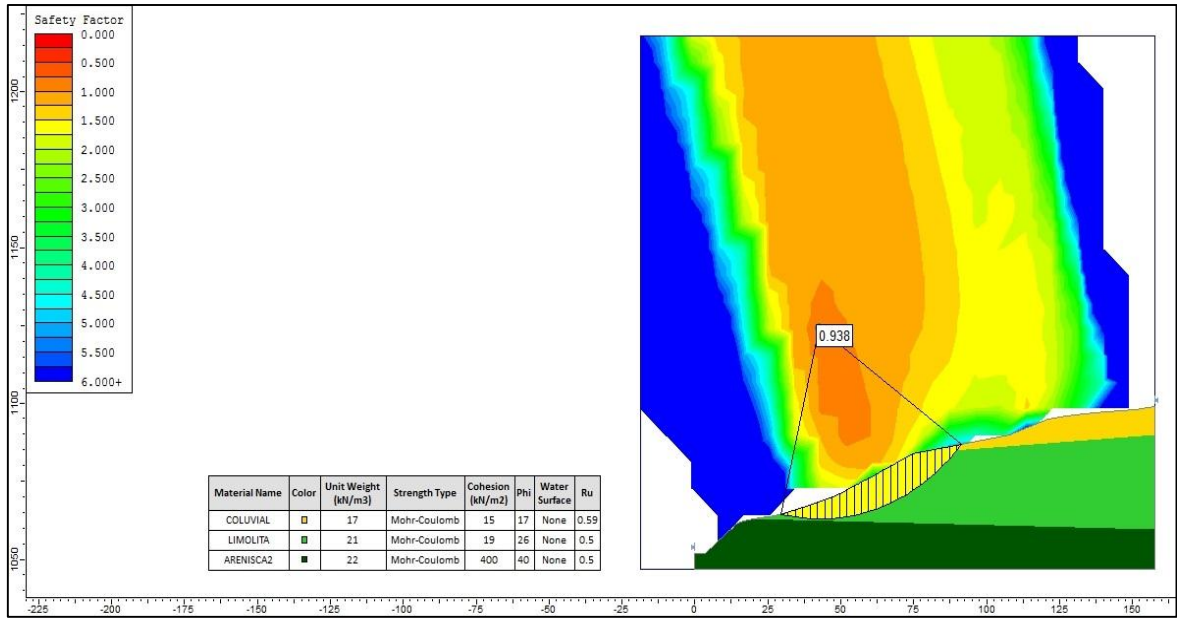


Figura 37-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas

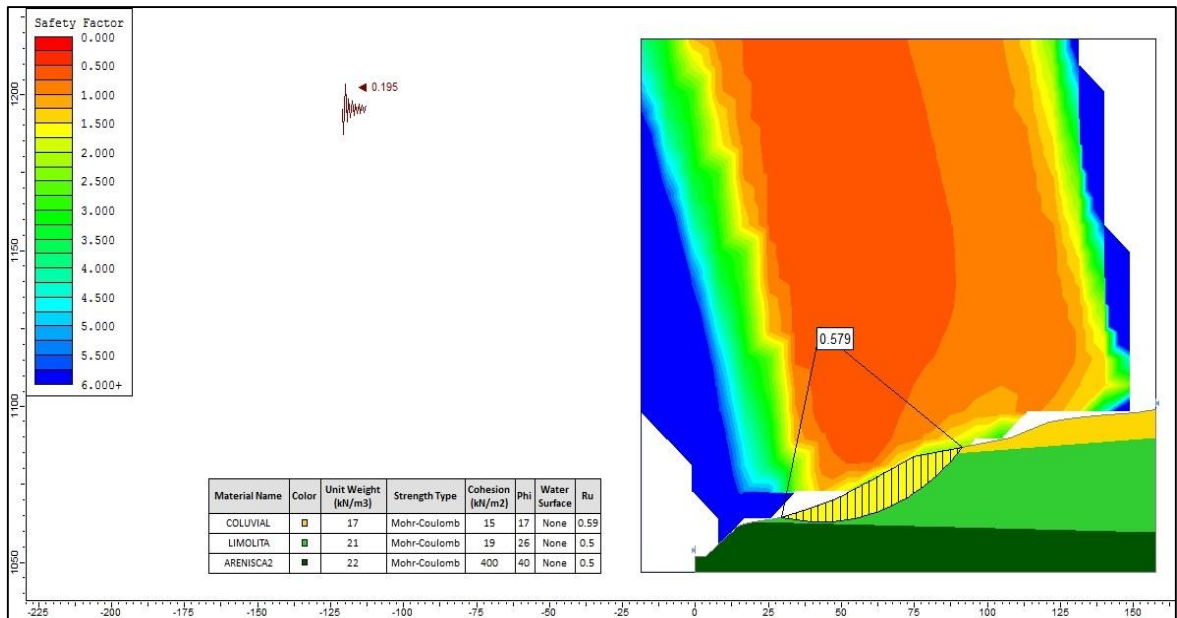


Figura 38-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas

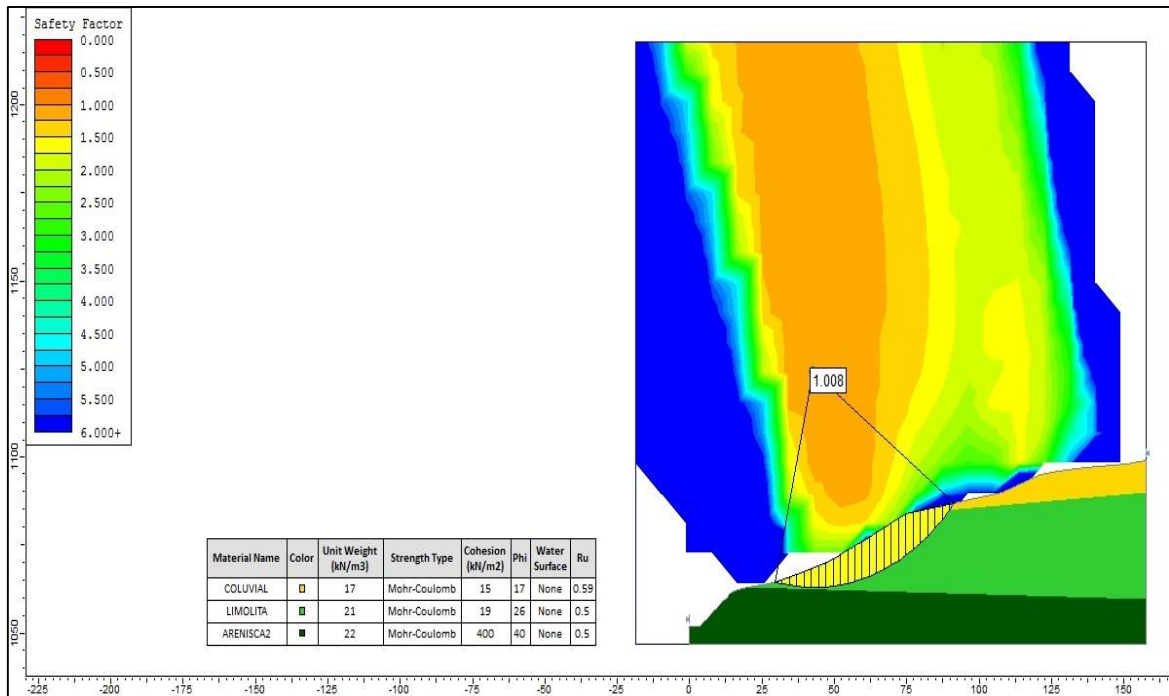


Figura 39-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas

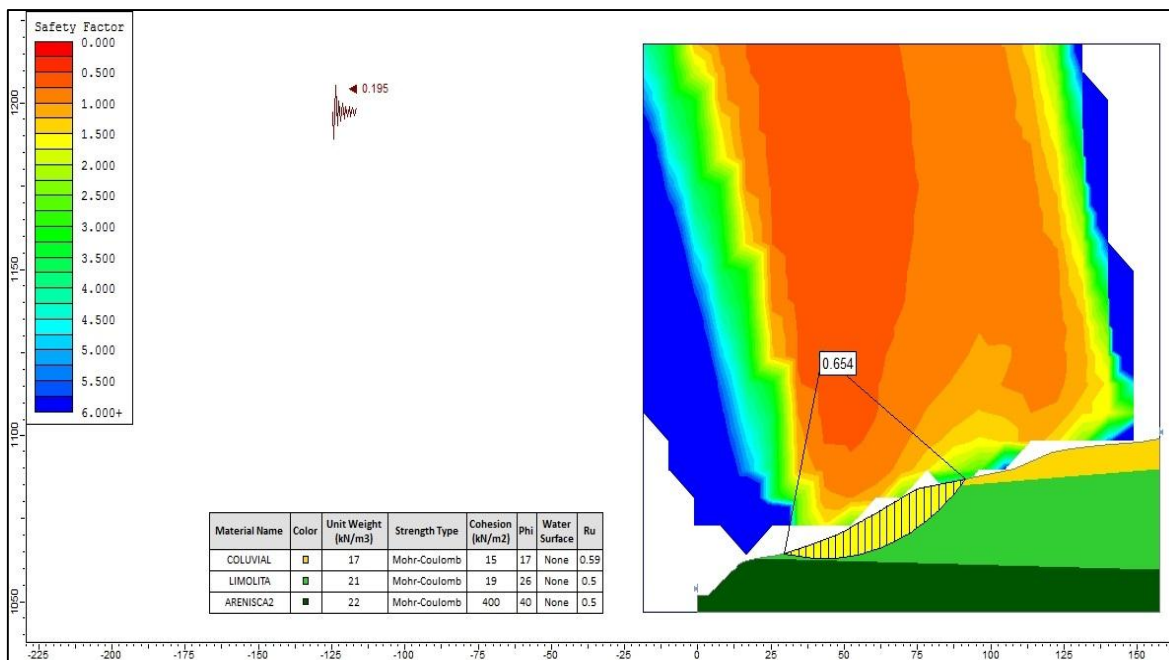


Figura 40-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudo estáticas

Al comparar los resultados de los tres distintos métodos, se comprueba que el de Janbu Simplificado es el más conservador de todos, mientras que los de Bishop Simplificado y Spencer arrojan resultados similares, como se indica en la tabla a continuación.

Tabla 17-4 Factor de Seguridad obtenido del Retroanálisis

ABSCISA	BISHOP SIMPLIFICADO		JANBU SIMPLIFICADO		SPENCER	
	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO
Km 3+420	1.000	0.720	0.985	0.696	0.996	0.716
Km 3+920	1.006	0.699	0.989	0.664	1.007	0.702
Km 4+640	1.005	0.680	0.902	0.584	1.024	0.721
Km 4+710	1.004	0.632	0.938	0.579	1.008	0.654
Km 5+020	1.003	0.678	0.914	0.591	1.006	0.685
Km 5+200	1.005	0.696	0.901	0.588	1.008	0.714
Km 5+220	1.002	0.722	0.894	0.630	1.007	0.729
Km 5+690	1.006	0.759	0.952	0.700	1.002	0.765
Km 6+200	1.006	0.676	0.897	0.592	1.010	0.686
Km 6+190	1.002	0.766	0.874	0.645	1.004	0.776
Km 6+260	1.005	0.690	0.948	0.635	1.007	0.699
Km 7+140	1.002	0.688	0.896	0.608	1.007	0.706
Km 7+165	1.006	0.732	0.991	0.676	1.009	0.662
Km 7+430	1.001	0.729	0.981	0.689	1.003	0.735
Km 8+320	1.008	0.735	0.974	0.679	1.010	0.737

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

4.3.3 Factor de Seguridad calculado para condiciones actuales

Para el análisis de estabilidad de los taludes en condiciones actuales, se calculó el factor de seguridad considerando que la superficie actual corresponde al plano de falla que generó el deslizamiento. Los parámetros de resistencia al corte utilizados son los obtenidos en el retroanálisis.

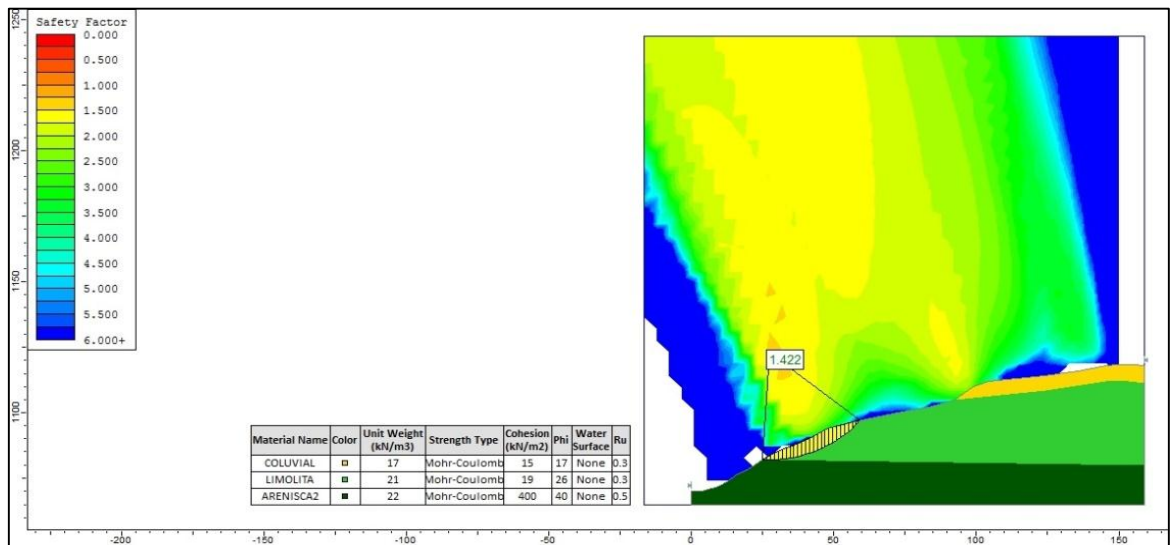


Figura 41-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas

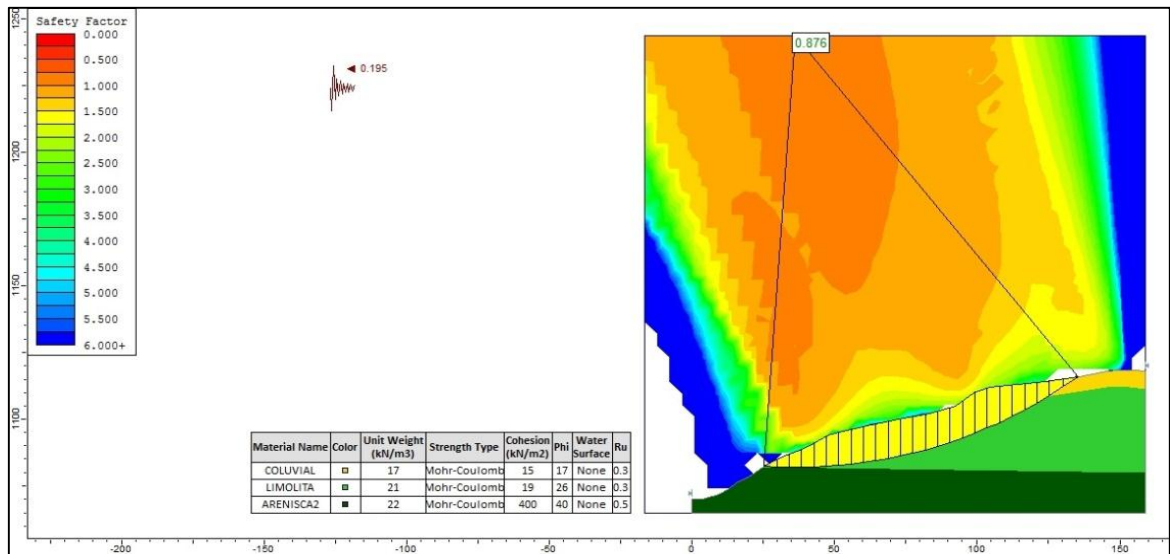


Figura 42-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas

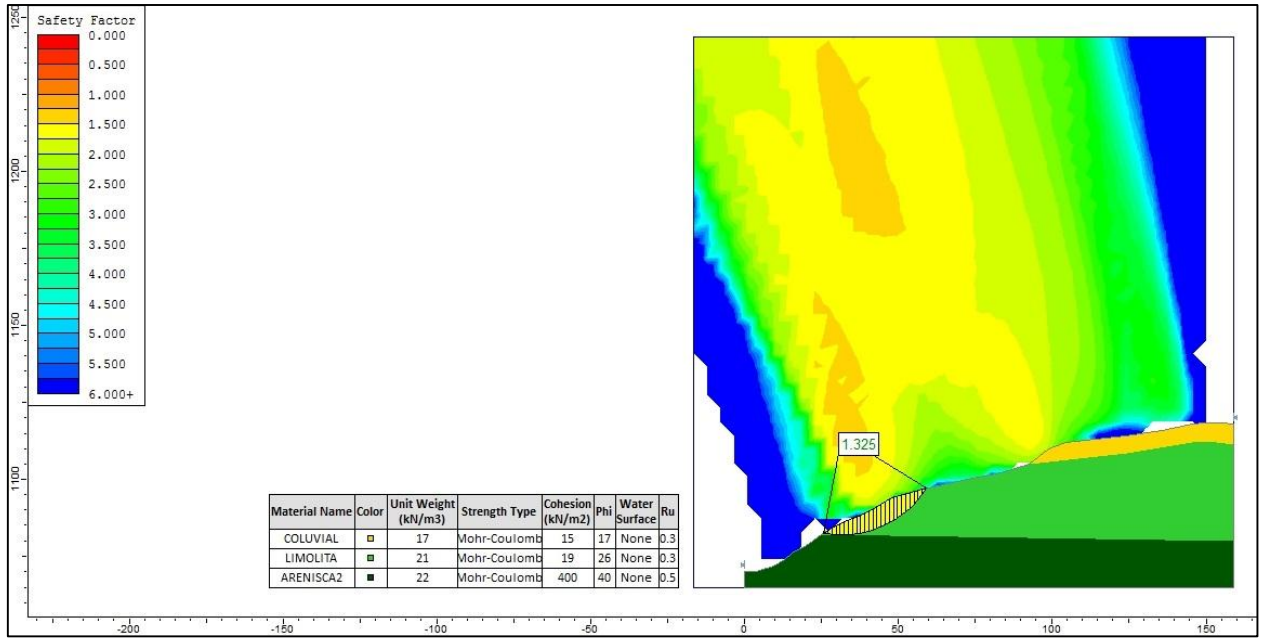


Figura 43-4 F.S. por el método de Janbu Simplificad en condiciones estáticas

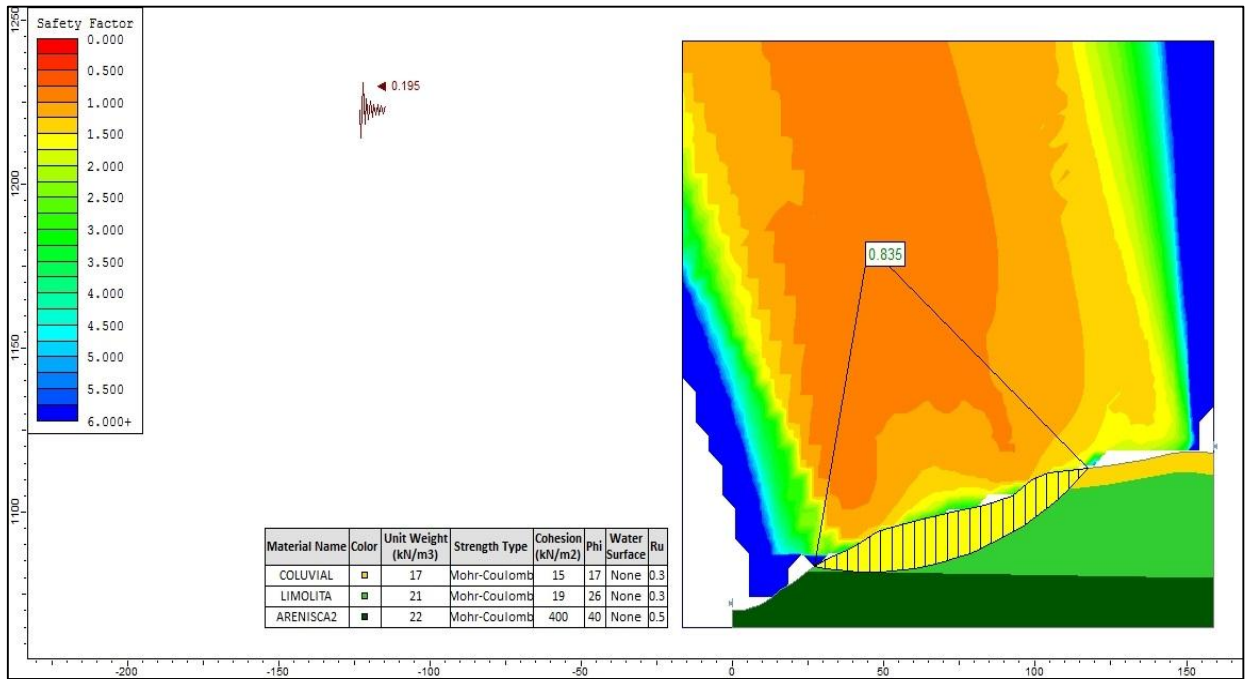


Figura 44-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas

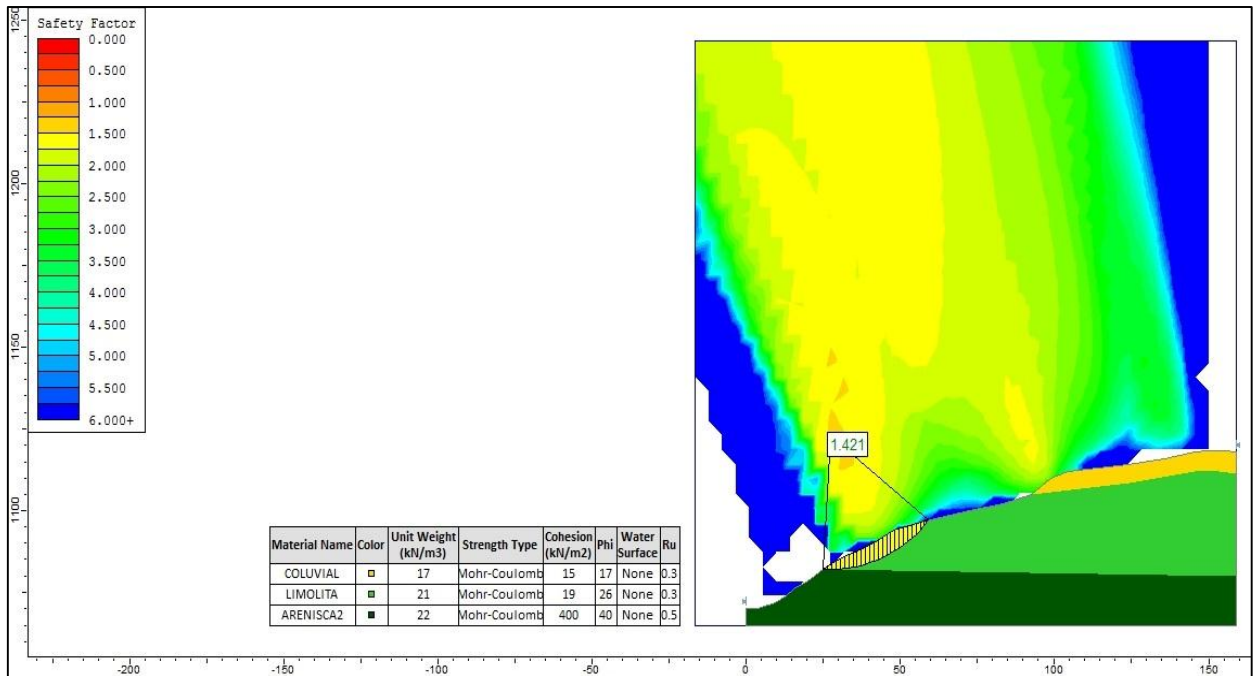


Figura 45-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas

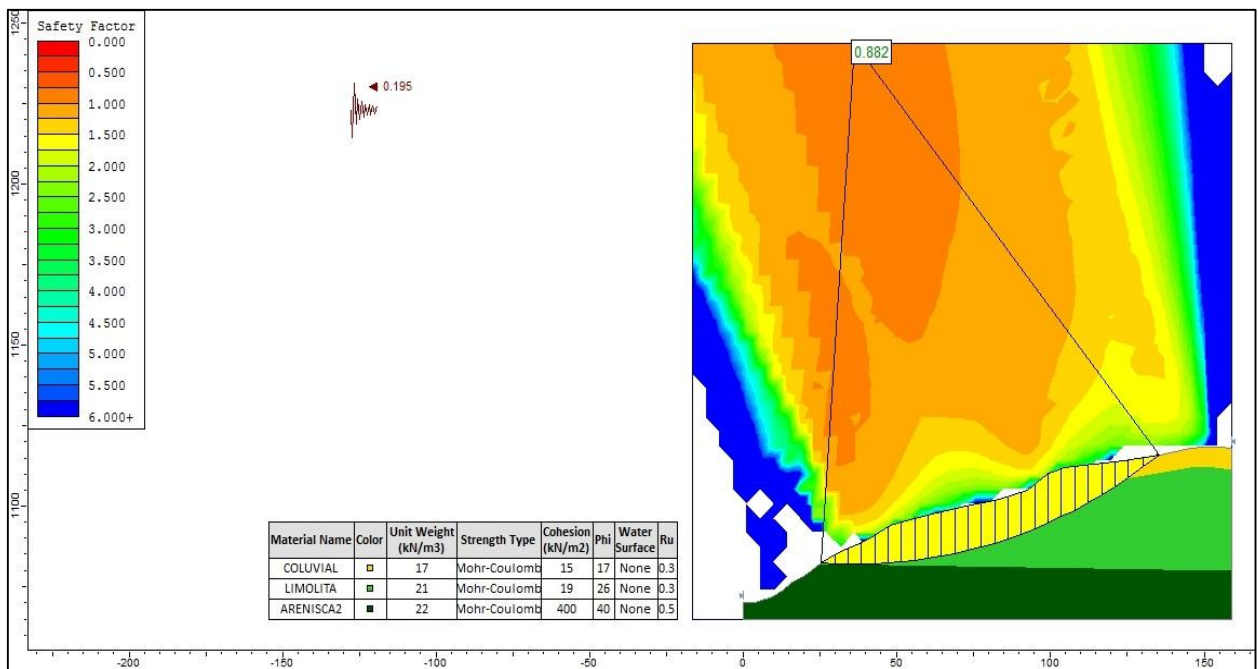


Figura 46-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas

Tabla 18-4 Factor de Seguridad obtenido en Condiciones Actuales

ABSCISA	BISHOP SIMPLIFICADO		JANBU SIMPLIFICADO		SPENCER	
	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO
Km 3+420	1.204	0.799	1.083	0.709	1.202	0.803
Km 3+920	1.482	0.990	1.361	0.923	1.484	0.993
Km 4+640	1.374	0.872	1.280	0.822	1.382	0.876
Km 4+710	1.422	0.876	1.325	0.835	1.421	0.882
Km 5+020	1.132	0.722	1.031	0.642	1.130	0.726
Km 5+200	1.267	0.859	1.156	0.767	1.265	0.860
Km 5+220	1.349	0.926	1.239	0.824	1.350	0.931
Km 5+690	1.157	0.824	1.057	0.735	1.159	0.828
Km 6+190	1.214	0.846	1.100	0.748	1.213	0.852
Km 6+200	1.117	0.964	1.040	0.811	1.127	0.984
Km 6+260	1.178	0.799	1.072	0.710	1.177	0.804
Km 7+140	1.205	0.883	1.094	0.776	1.201	0.890
Km 7+165	1.625	1.253	1.506	1.116	1.586	1.256
Km 7+430	1.134	0.807	1.061	0.726	1.132	0.809
Km 8+320	1.346	1.001	1.232	0.885	1.347	1.005

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

De acuerdo a los tres métodos de análisis, los resultados del cálculo de estabilidad en condiciones pseudo estáticas, indican que en caso de ocurrir un sismo que genere un coeficiente sísmico horizontal igual a 0.195g, en las condiciones actuales todos los taludes fallarían, puesto que los Factores de Seguridad son menores a 1.00, excepto el localizado en la abscisa 7+165.

Considerando estos resultados, es necesario entonces redefinir la geometría de los taludes, así como también aplicar medidas de estabilización y sostenimiento para garantizar la estabilidad de los taludes a largo plazo.

4.3.4 Cálculo del Factor de Seguridad considerando medidas de estabilización y sostenimiento

De acuerdo a (Montiel., 2016) para considerar un talud estable, el mínimo valor del Factor de Seguridad en condiciones estáticas debe ser 1.50 y en condiciones pseudo estáticas 1.05. Por lo tanto, se definió la geometría de los taludes en suelo con el fin de obtener una inclinación que satisfaga los criterios de diseño antes mencionados.

De manera general, como recomendación para la excavación de los nuevos taludes, se adoptó una berma de 3.00 m de ancho cada 6.00 m de altura de excavación. En todos los casos se consideró el terreno drenado, por lo tanto el valor de r_u asignado a los materiales fue de 0.00.

Las medidas de estabilización y sostenimiento corresponden a revegetación de la superficie de los taludes, drenes cortos y profundos dispuestos en mallas regulares, cunetas de coronación y colectoras a la base de los taludes y hormigón proyectado con malla metálica electro soldada como se indica en el ANEXO L.

.

Para el caso del deslizamiento en la abscisa 4+710, estas medidas corresponden a excavación del terreno con una inclinación 3H:2V, con bermas de 3 m de ancho cada 6 m de altura de excavación, una capa de 10 cm de espesor de hormigón proyectado intercalado con malla metálica electro soldada, cuneta de coronación, cunetas colectoras al pie de cada talud, drenes cortos de 50 cm de profundidad y 76 mm de diámetro dispuestos en una malla triangular de 2 m de alto por 3 m de ancho y drenes profundos de 12 m de longitud ubicados a 1 m de altura medido desde la base de los tres taludes inferiores.

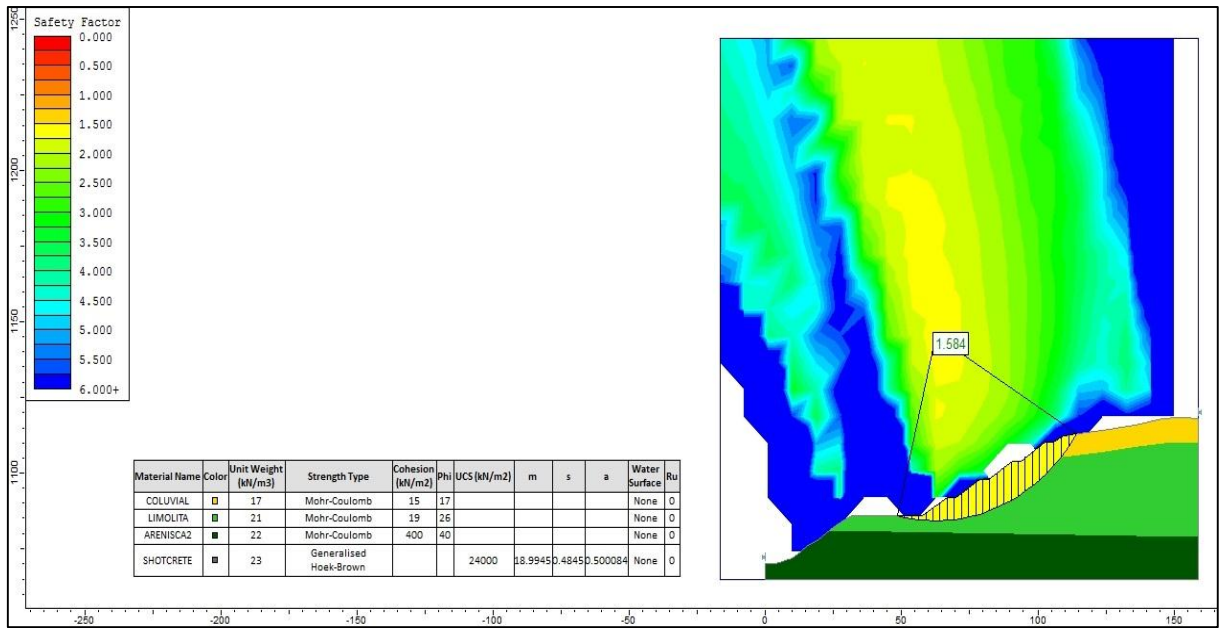


Figura 47-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas

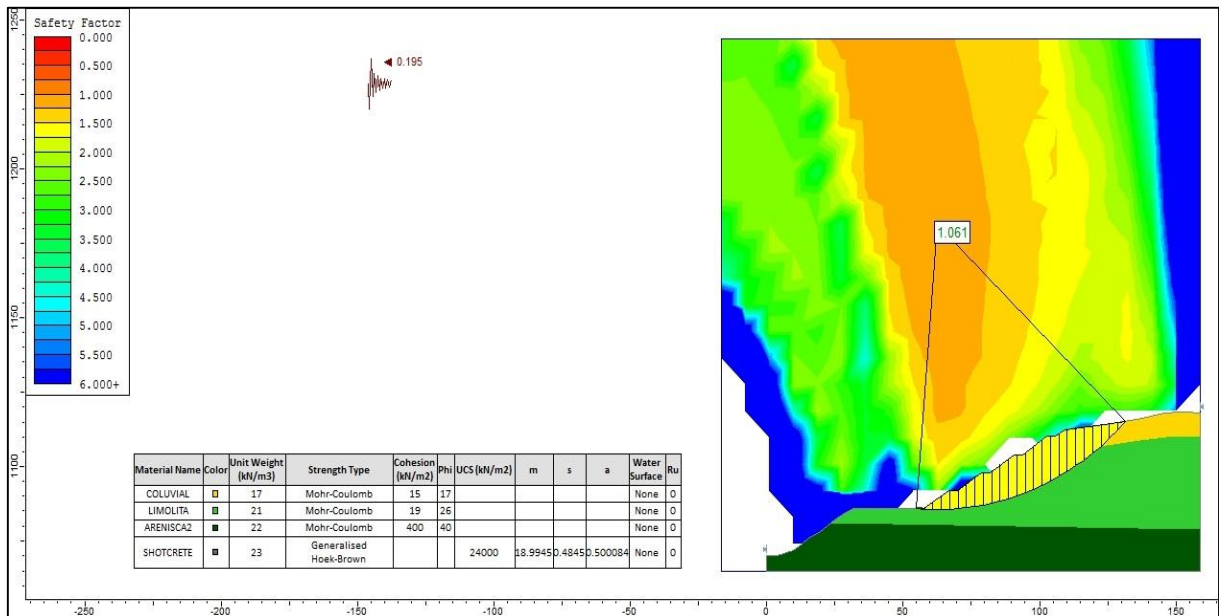


Figura 48-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas

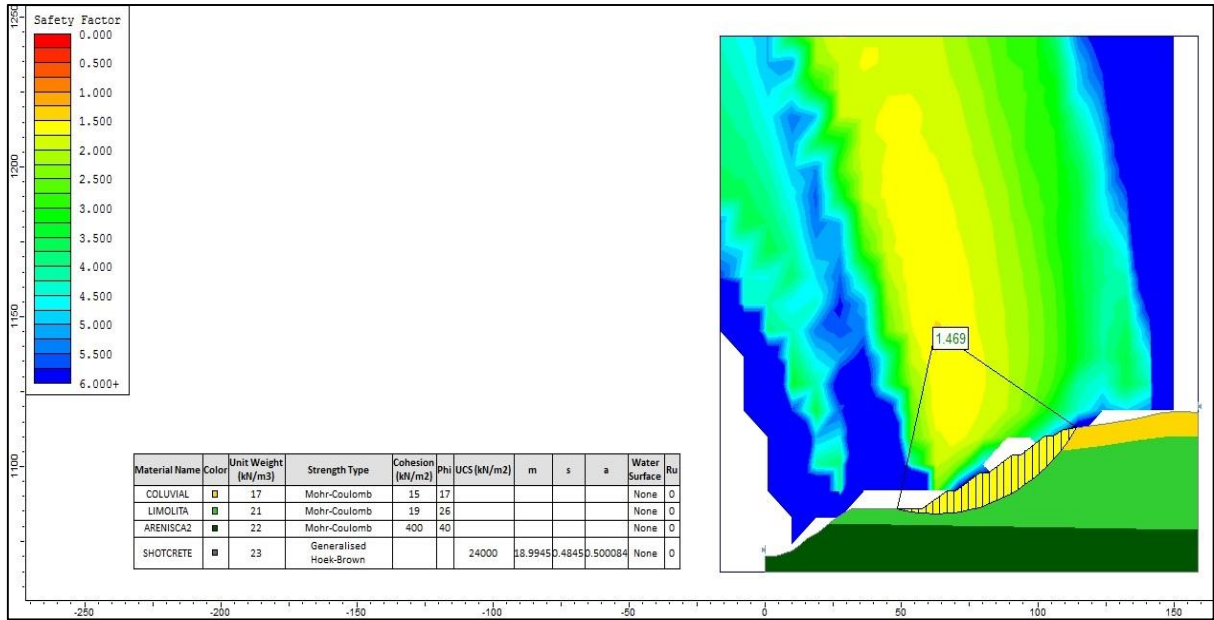


Figura 49-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estática

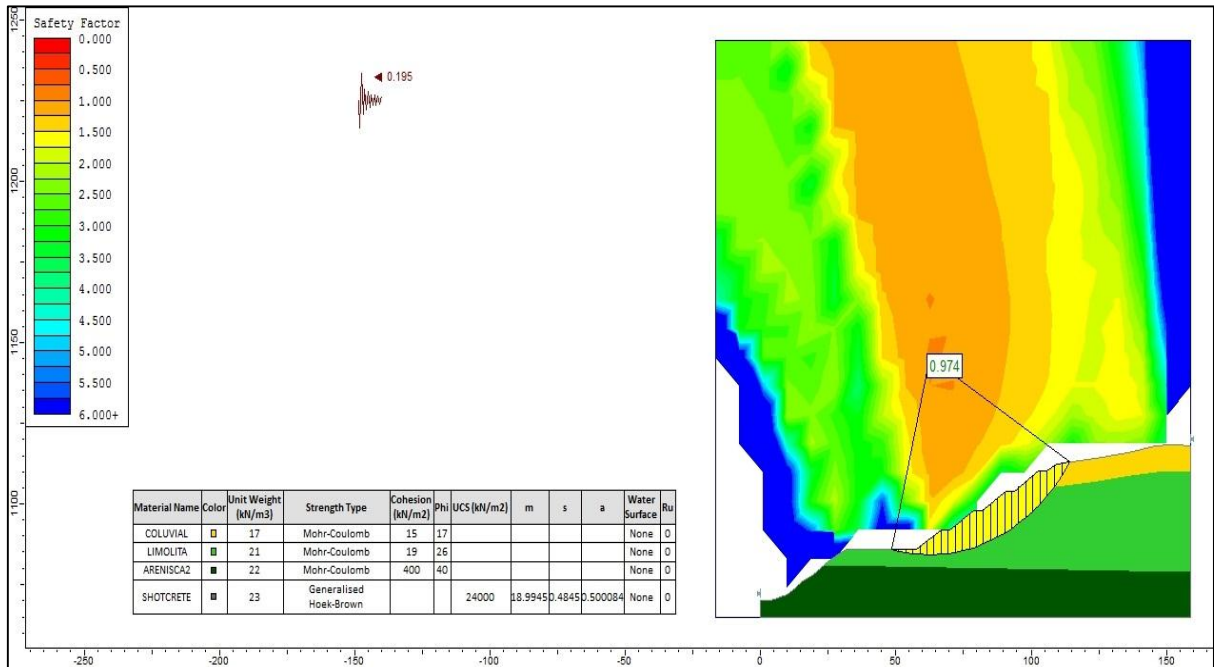


Figura 50-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas

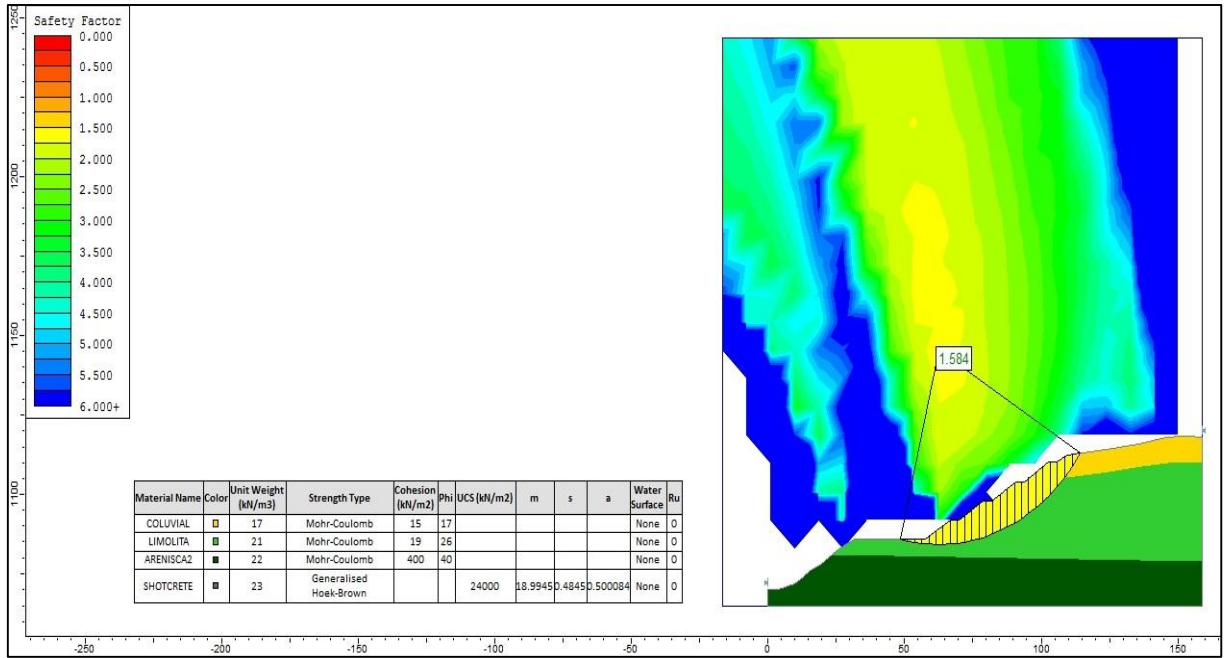


Figura 51-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas

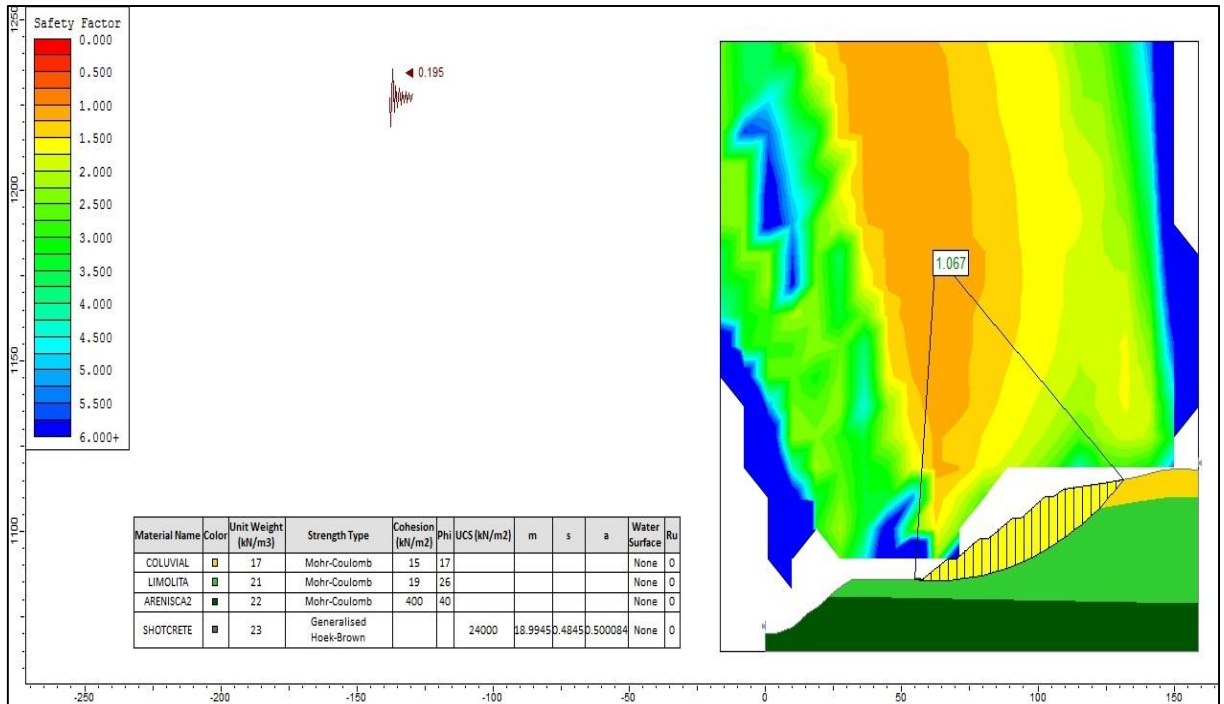


Figura 52-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas

Tabla 19-4 Factor de Seguridad considerando medidas de estabilización y sostenimiento

ABSCISA	BISHOP SIMPLIFICADO		JANBU SIMPLIFICADO		SPENCER	
	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO
Km 3+420	1.784	1.092	1.754	1.066	1.783	1.090
Km 3+920	1.952	1.243	1.877	1.174	1.946	1.244
Km 4+640	1.662	1.079	1.640	1.061	1.659	1.078
Km 4+710	1.584	1.061	1.469	0.974	1.584	1.067
Km 5+020	1.590	1.061	1.482	0.963	1.588	1.061
Km 5+200	1.625	1.060	1.497	0.959	1.621	1.062
Km 5+220	1.671	1.100	1.563	1.015	1.665	1.103
Km 5+690	1.621	1.085	1.513	1.002	1.618	1.090
Km 6+190	1.642	1.098	1.593	1.006	1.640	1.101
Km 6+200	1.703	1.311	1.674	1.204	1.706	1.314
Km 6+260	1.758	1.114	1.063	1.021	1.757	1.114
Km 7+140	1.967	1.320	1.835	1.234	1.960	1.319
Km 7+165	1.872	1.425	1.804	1.311	1.867	1.419
Km 7+430	1.654	1.057	1.514	0.954	1.651	1.055
Km 8+320	1.477	1.114	1.442	1.027	1.478	1.115

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tomando como referente el Método de Bishop Simplificado, se aprecia que todos los valores del Factor de Seguridad en condiciones estáticas son mayores a 1.50 y en condiciones pseudoestáticas mayores a 1.05, por lo tanto satisfacen los criterios de diseño y se pueden considerar estables una vez aplicadas las medidas de retaludamiento, sostenimiento, drenaje y control de erosión. En la tabla siguiente se presenta un resumen con las medidas aplicadas a cada uno de los deslizamientos ocurridos en taludes en suelo. En todos los casos estas correcciones fueron efectivas para alcanzar los Factores de Seguridad que cumplan los criterios de diseño.

Tabla 20-4 Resumen de las medidas de sostenimiento para taludes en suelo

Abscisa	Altura del Talud (m)	N° De Bermas	Inclinación (°)	Cunetas de coronación y colectoras	Revegetación	Hormigón Projectado con malla metálica	Drenes Profundos	Drenes cortos
Km 3+420	8.00	1	2H:1V	X	X	-	X	X
Km 3+920	3.00	-	2H:1V	X	X	-	-	X
Km 4+640	24.00	4	3H:2V	X	X	-	X	X
Km 4+710	26.50	5	3H:2V	X	-	X	X	X
Km 5+020	7.00	1	3H:2V	X	X	-	X	X
Km 5+200	7.25	1	2H:1V	X	X	-	-	X
Km 5+220	13.50	2	1H:1V	X	X	-	X	X
Km 5+690	8.00	1	3H:2V	X	X	-	X	X
Km 6+190	5.25	-	1H:2V	X	X	-	-	X
Km 6+200	10.00	1	3H:2V	X	X	-	X	X
Km 6+260	14.50	2	2H:1V	X	X	-	X	X
Km 7+140	10.50	2	1H:1V	X	X	-	X	X
Km 7+165	5.15	-	1H:1V	X	X	-	-	X
Km 7+430	11.00	1	2H:1V	X	X	-	X	X
Km 8+320	6.00	-	1H:1V	X	X	-	-	X

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

4.3.5 Cálculo del Factor de Seguridad para los Asentamientos de la vía

Para el retroanálisis de estabilidad de los asentamientos, se consideró un Factor de Seguridad de 1.2 puesto que el modelo de falla asumido en este estudio indica un fallamiento por socavación en la zona de contacto entre los coluviales y el sustrato rocoso, además, de acuerdo a (Oliva González, 2015) p.4 para laderas naturales se adoptan valores del Factor de Seguridad que oscilan entre 1.2 a 1.5.

Asentamiento 1 Abscisa 6+960 – 7+015

El primer asentamiento se ubica entre las progresivas 6+960 – 7+015, donde se observa que el terreno ya cedió con anterioridad dejando expuesto al lado derecho de la vía escarpes laterales en donde el material deslizado cambió el cauce de las quebradas afectando en gran parte a la vía, debido a que las quebradas al buscar su cauce natural desbordaron la alcantarilla construida, permitiendo la infiltración de agua sobre el material coluvial como se presenta en la figura 33-2.

Para el retroanálisis se asumió un valor de r_u igual a 0.625, los parámetros de resistencia al corte de los depósitos coluviales indican una densidad de 16 KN/m³, cohesión de 15 KPa y 19° para el ángulo de fricción interna.

Condiciones Saturadas

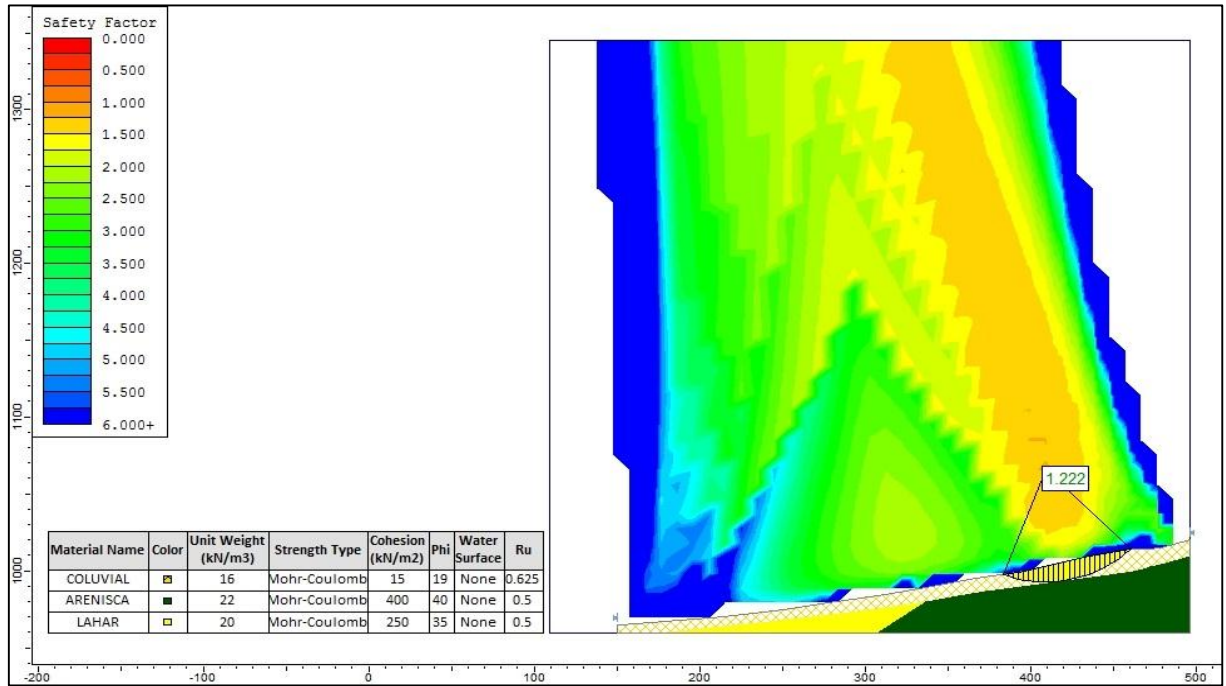


Figura 53-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas

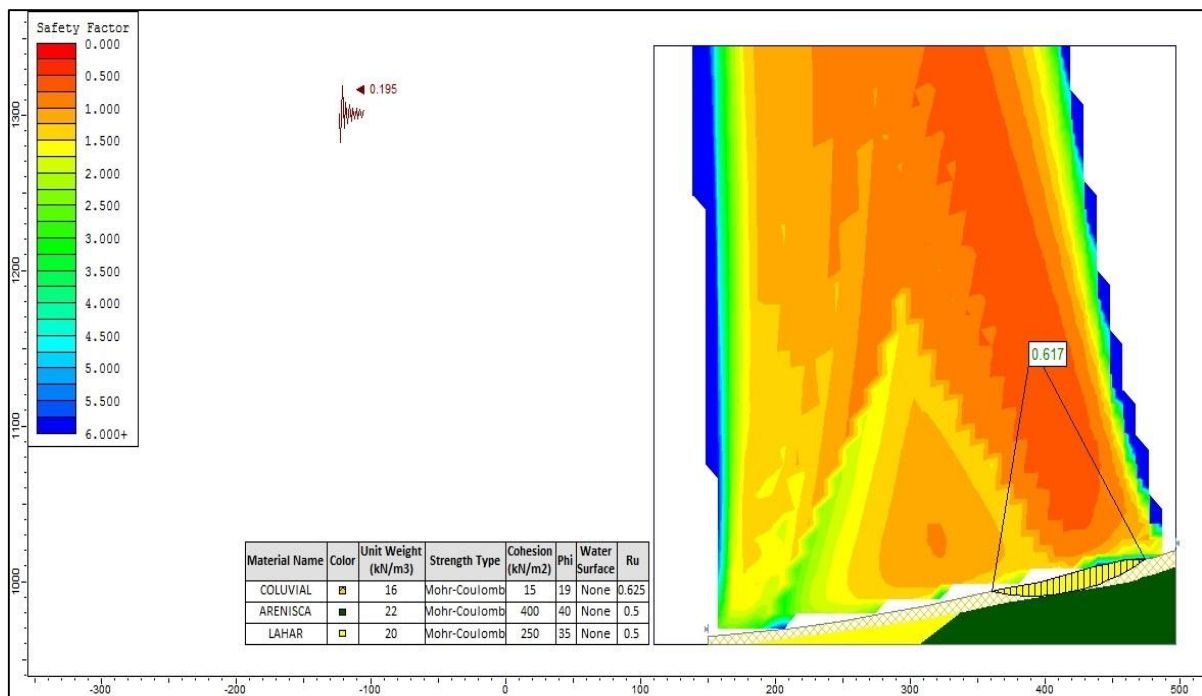


Figura 54-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas

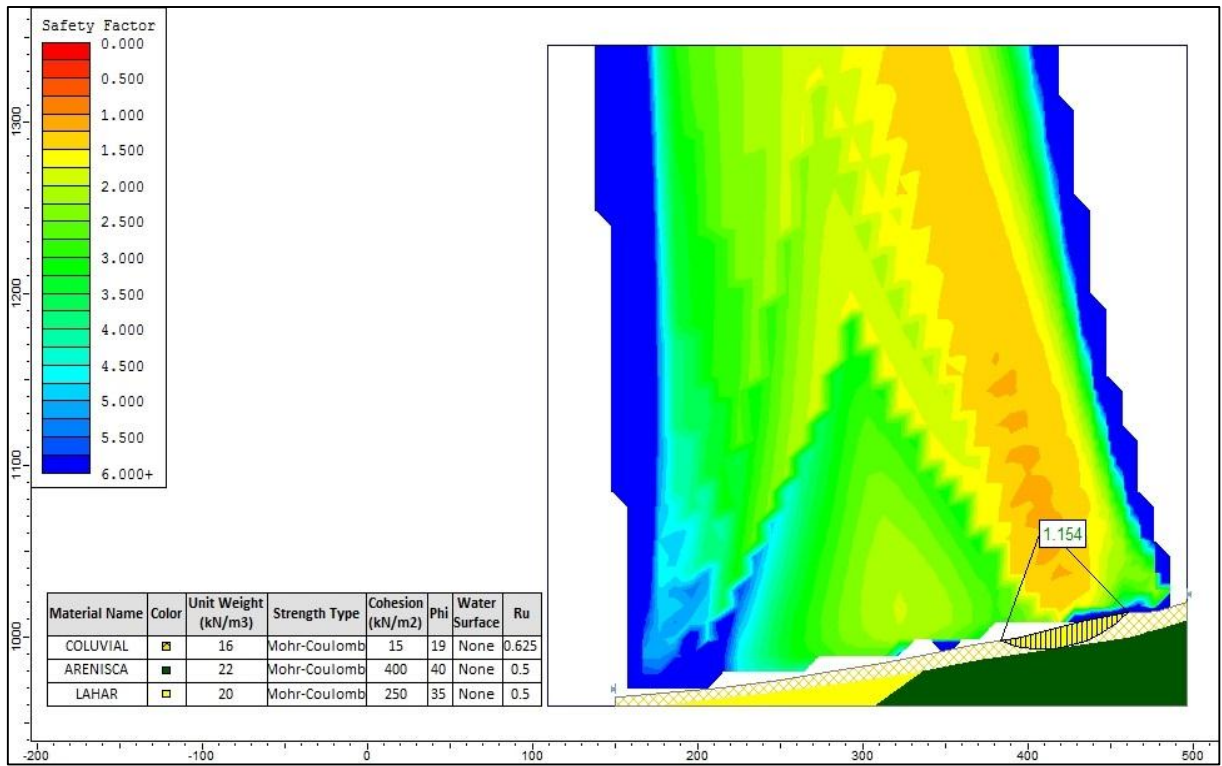


Figura 55-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas

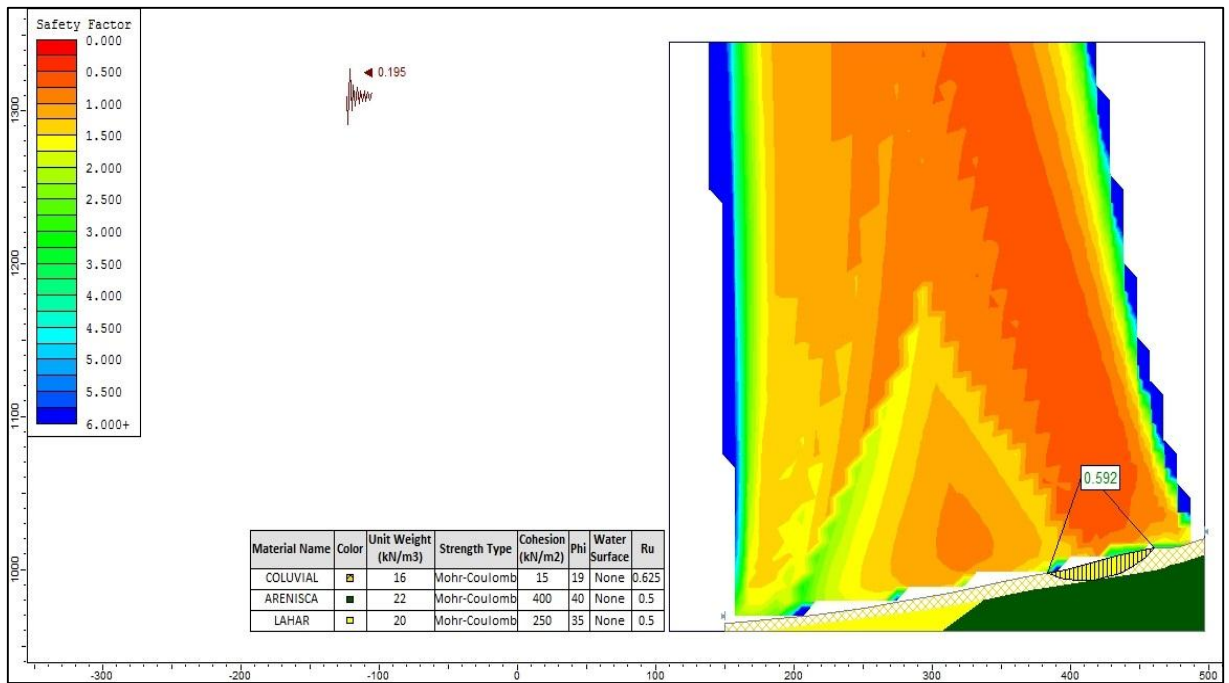


Figura 56-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas

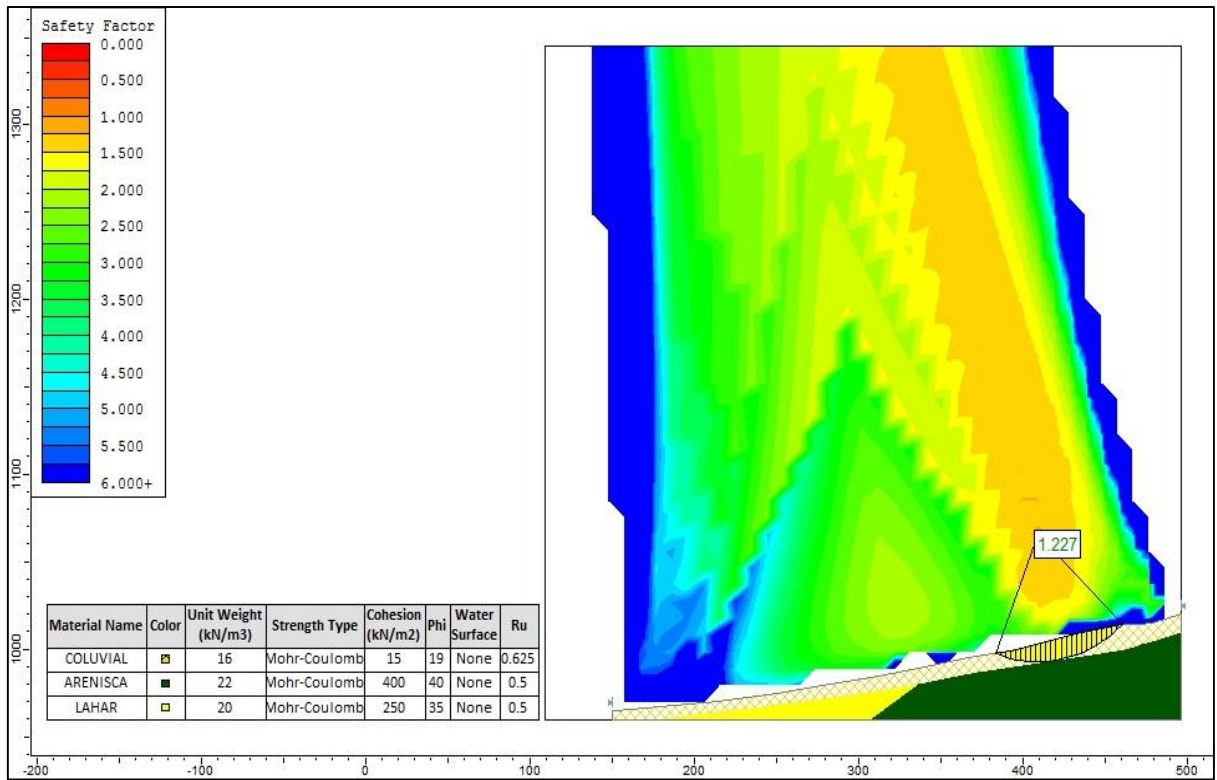


Figura 57-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas

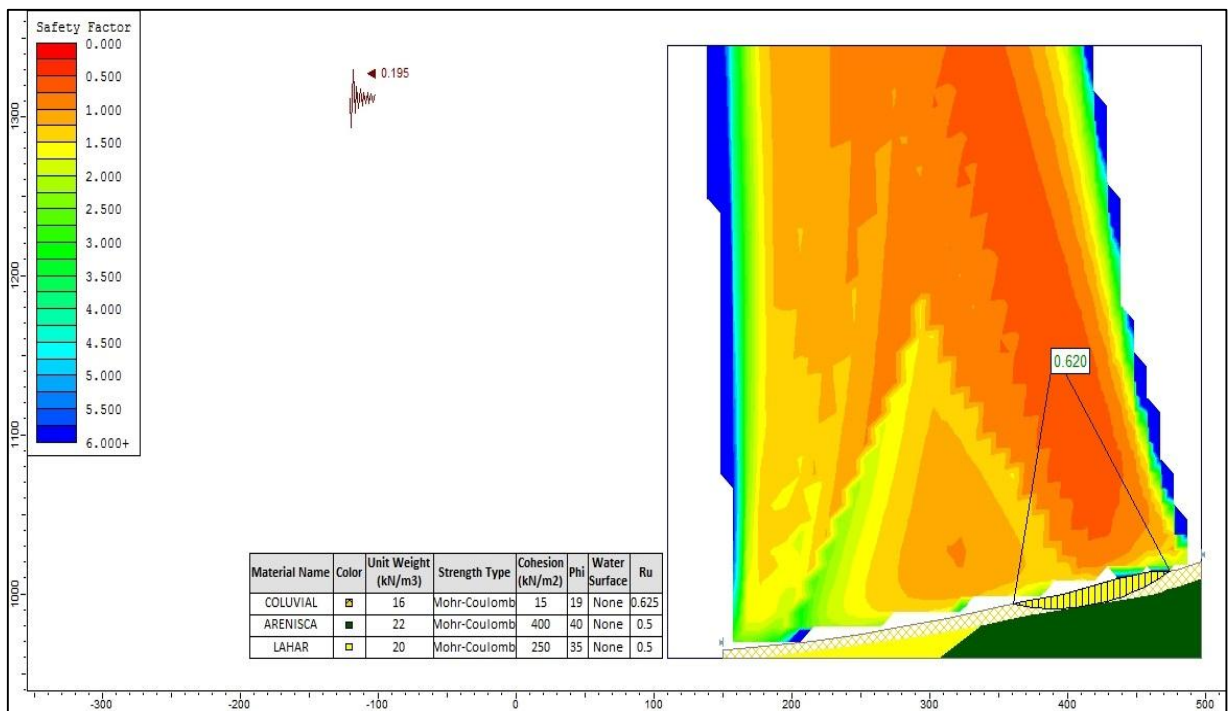


Figura 58-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas

Condiciones Drenadas

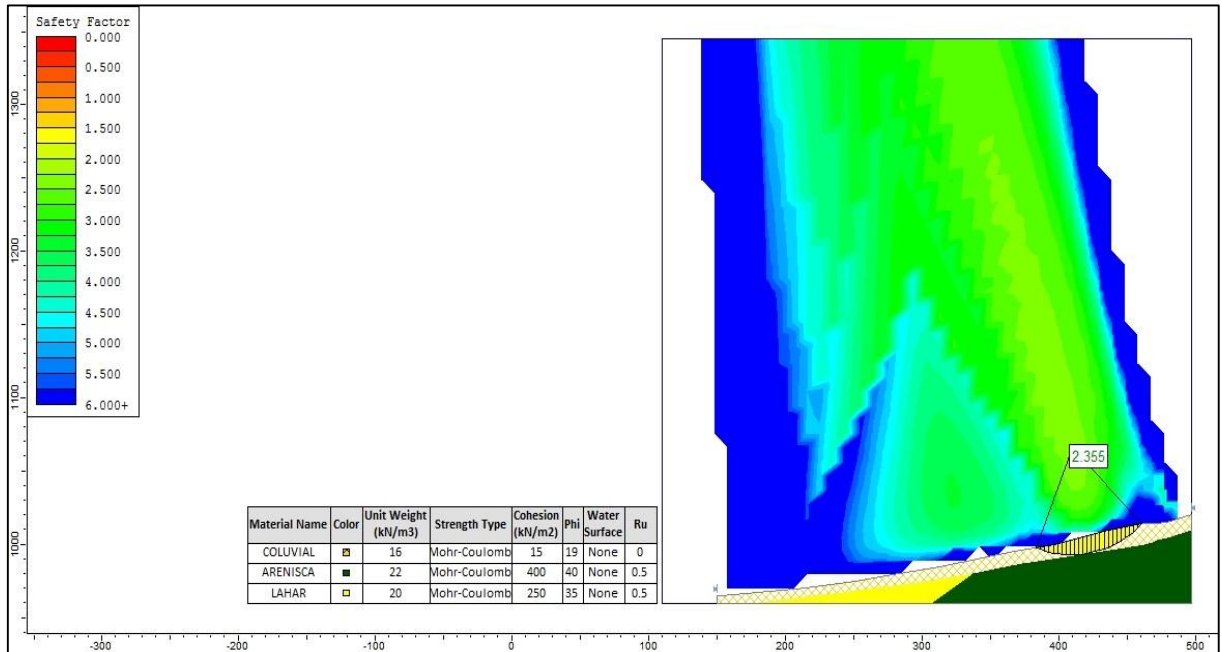


Figura 59-4 F.S. por el de Bishop Simplificado en condiciones estáticas

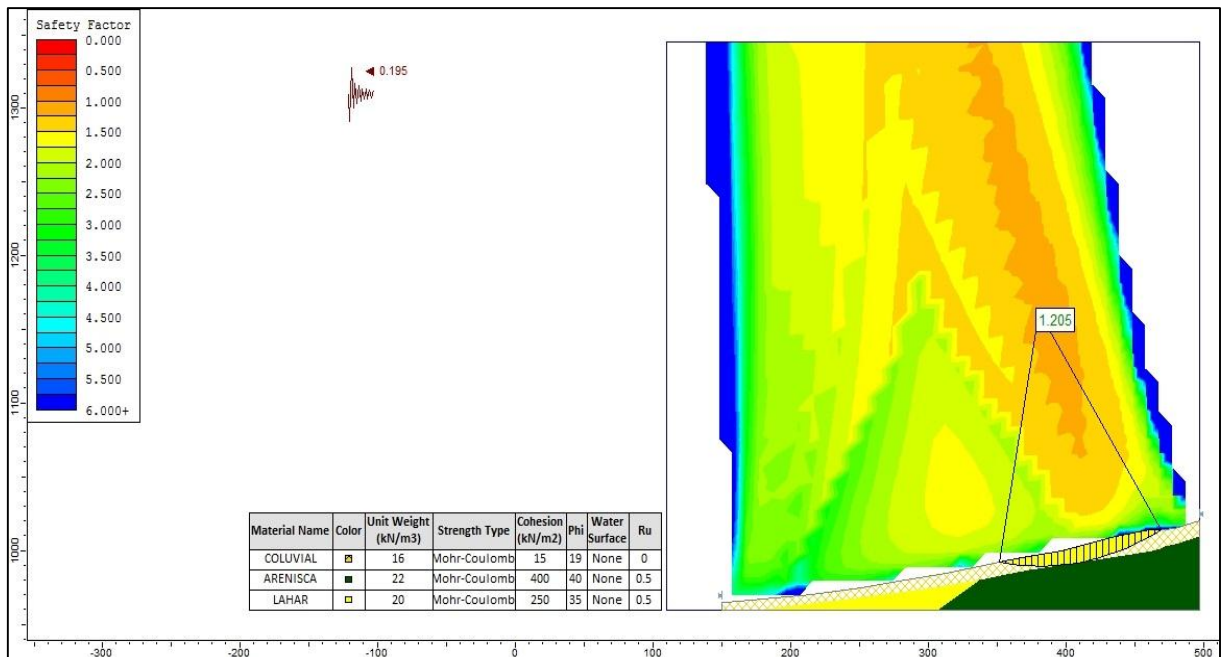


Figura 60-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas

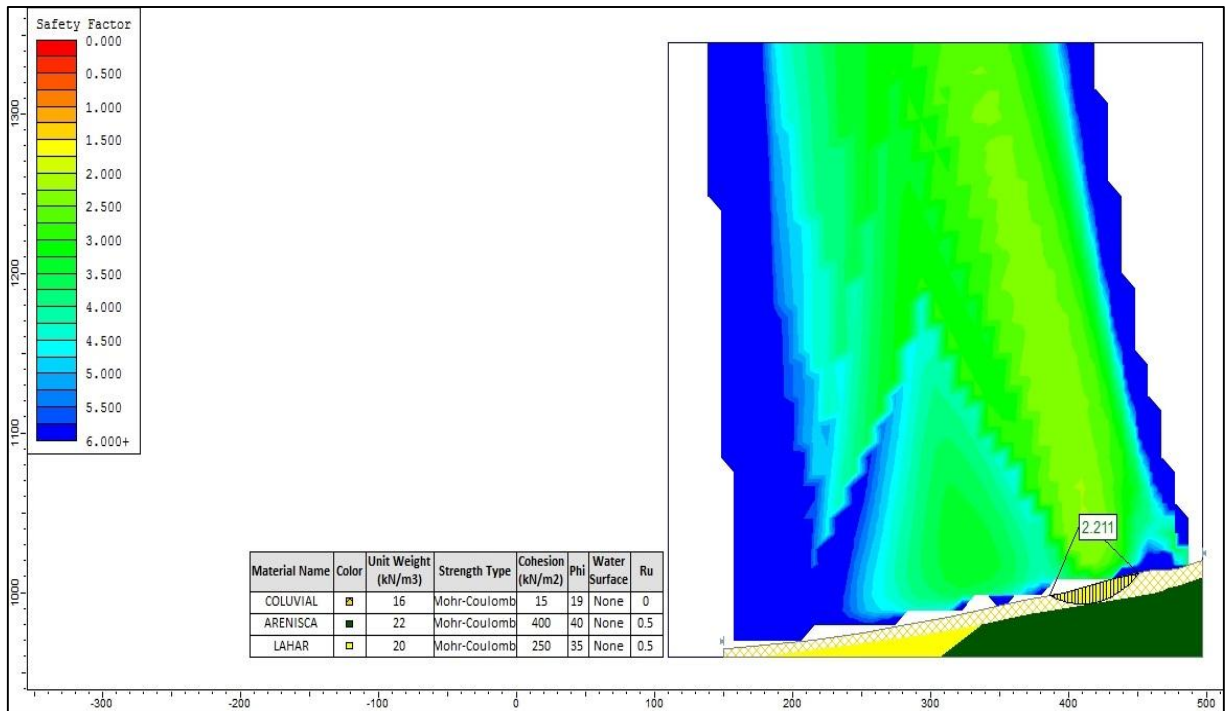


Figura 61-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas

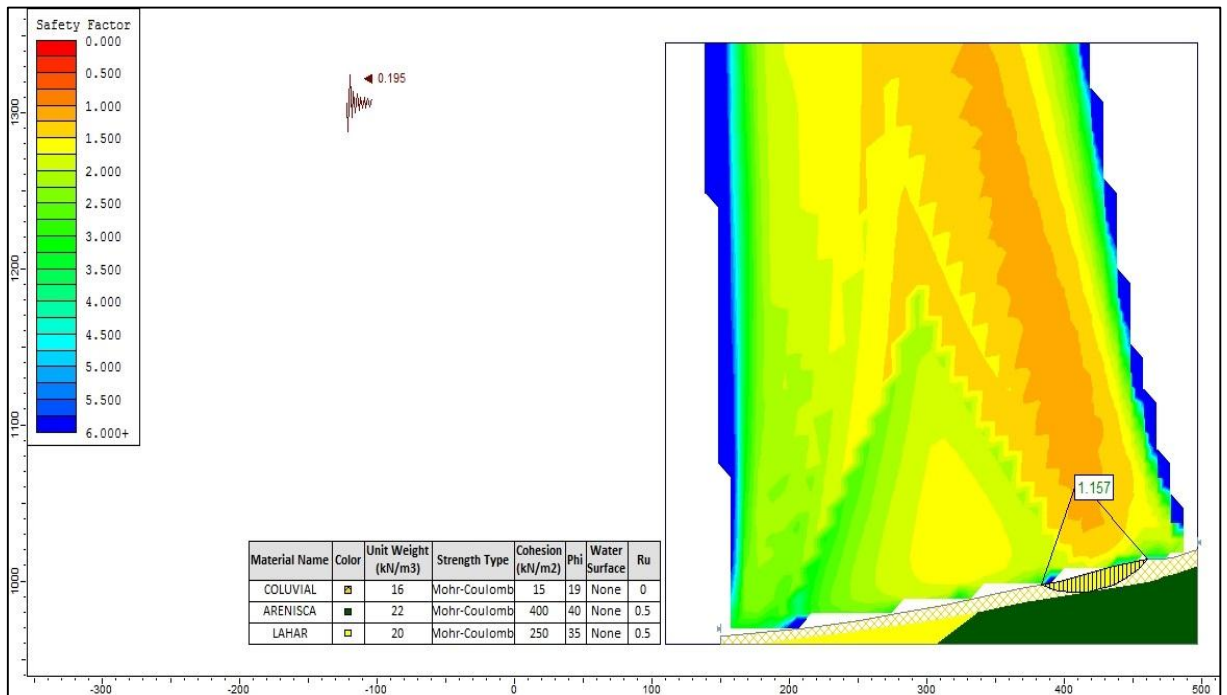


Figura 62-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas

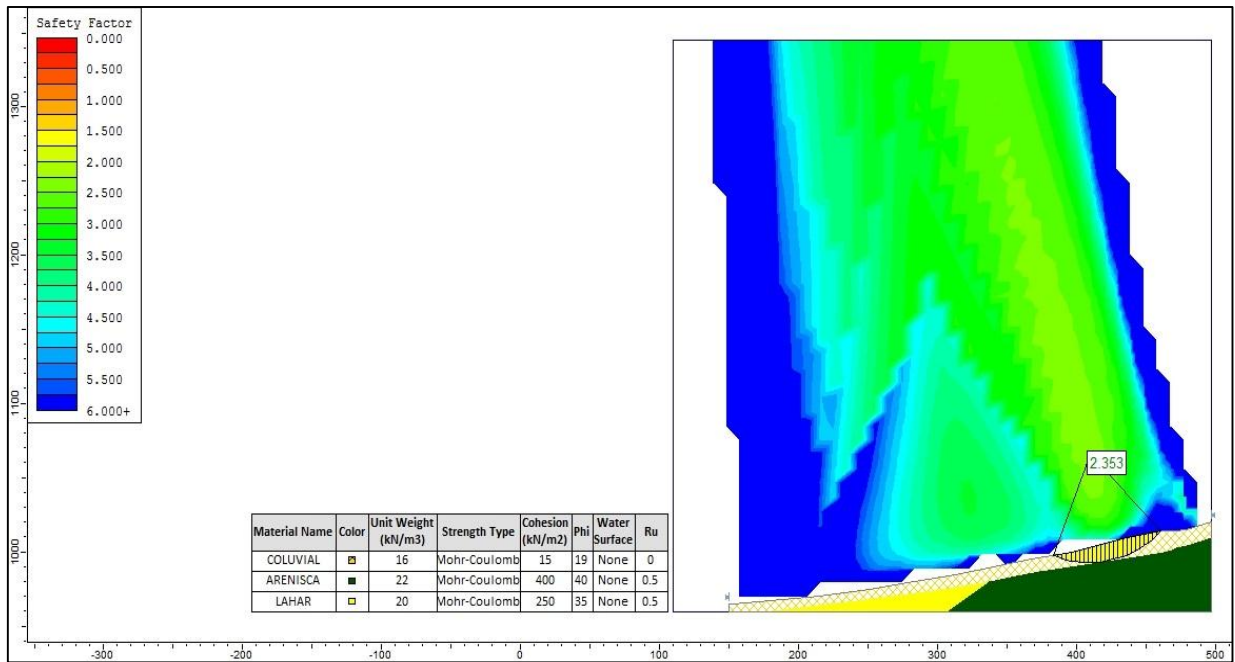


Figura 63-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas

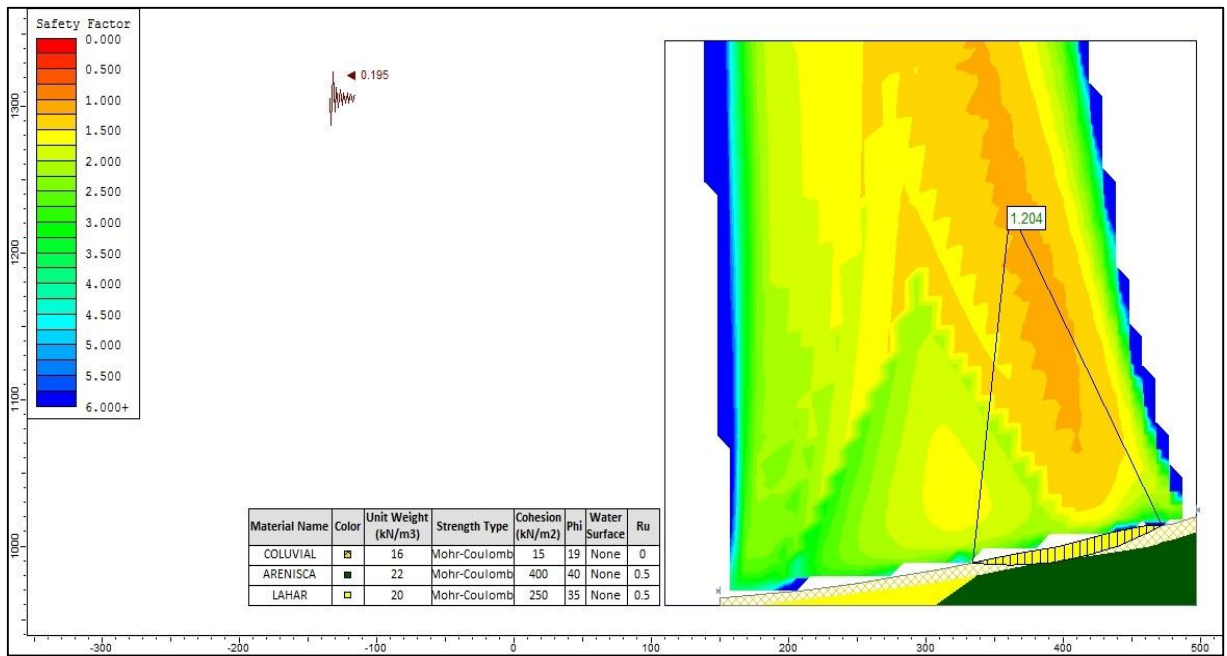


Figura 64-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudo estáticas

Asentamiento 2 Abscisa 7+230 – 7+285

Se ubica entre las progresivas 7+230 – 7+285 existen grietas de tracción en el borde izquierdo de la vía, lo cual se asume como un fallamiento posterior al asentamiento y como consecuencia de éste, debido a que el material asentado, al perder sostén en su base, es susceptible de deslizarse además que la infiltración desde la alcantarilla es permanente como se indica en la figura 36-3.

Para el retroanálisis se asumió un valor de r_u igual a 0.625, los parámetros de resistencia al corte de los depósitos coluviales indican una densidad de 16 KN/m³, cohesión de 15 KPa y 19° para el ángulo de fricción interna.

Condiciones Saturadas

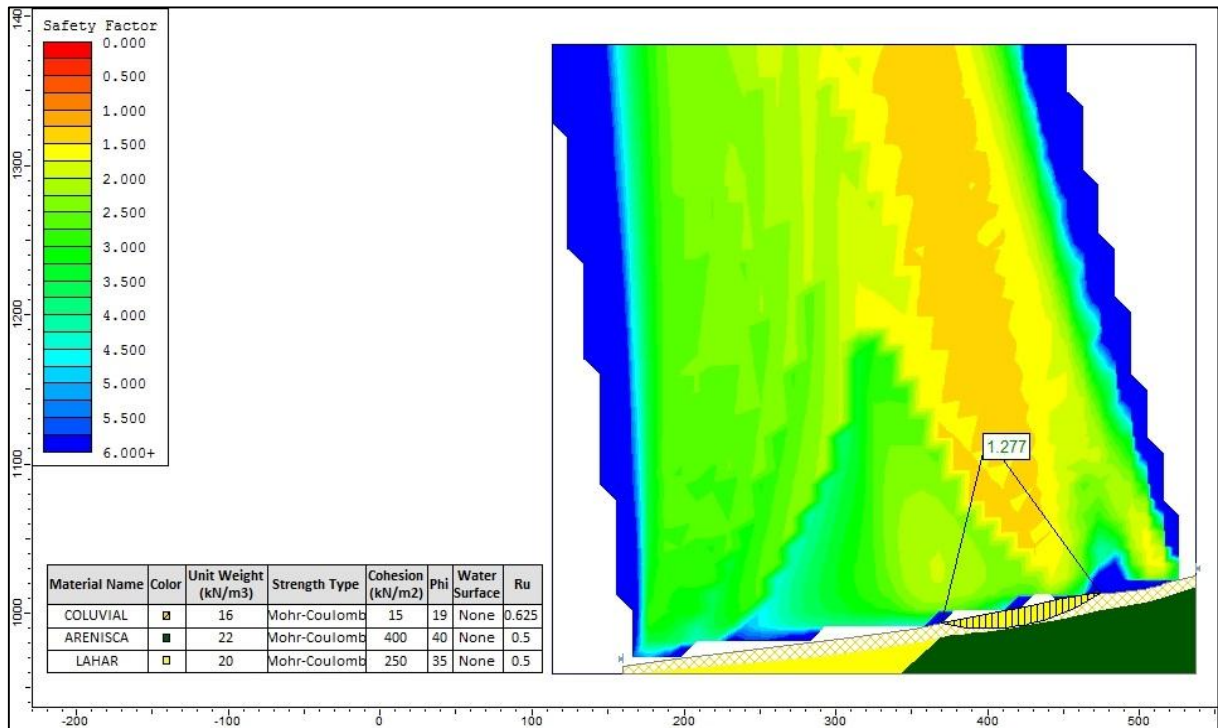


Figura 65-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas

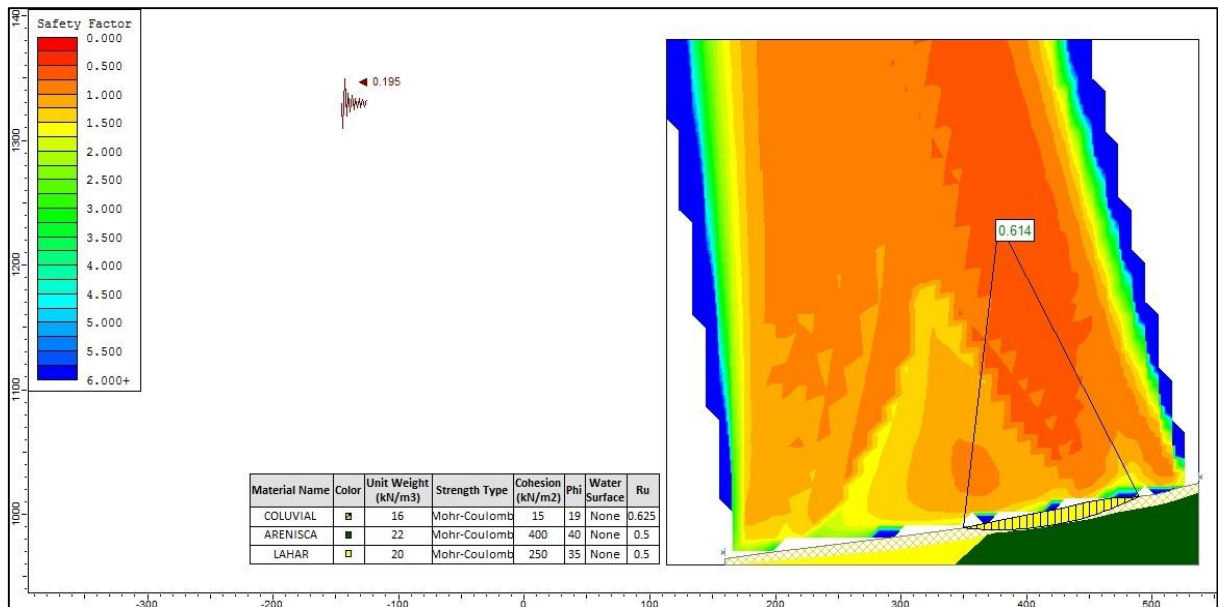


Figura 66-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas

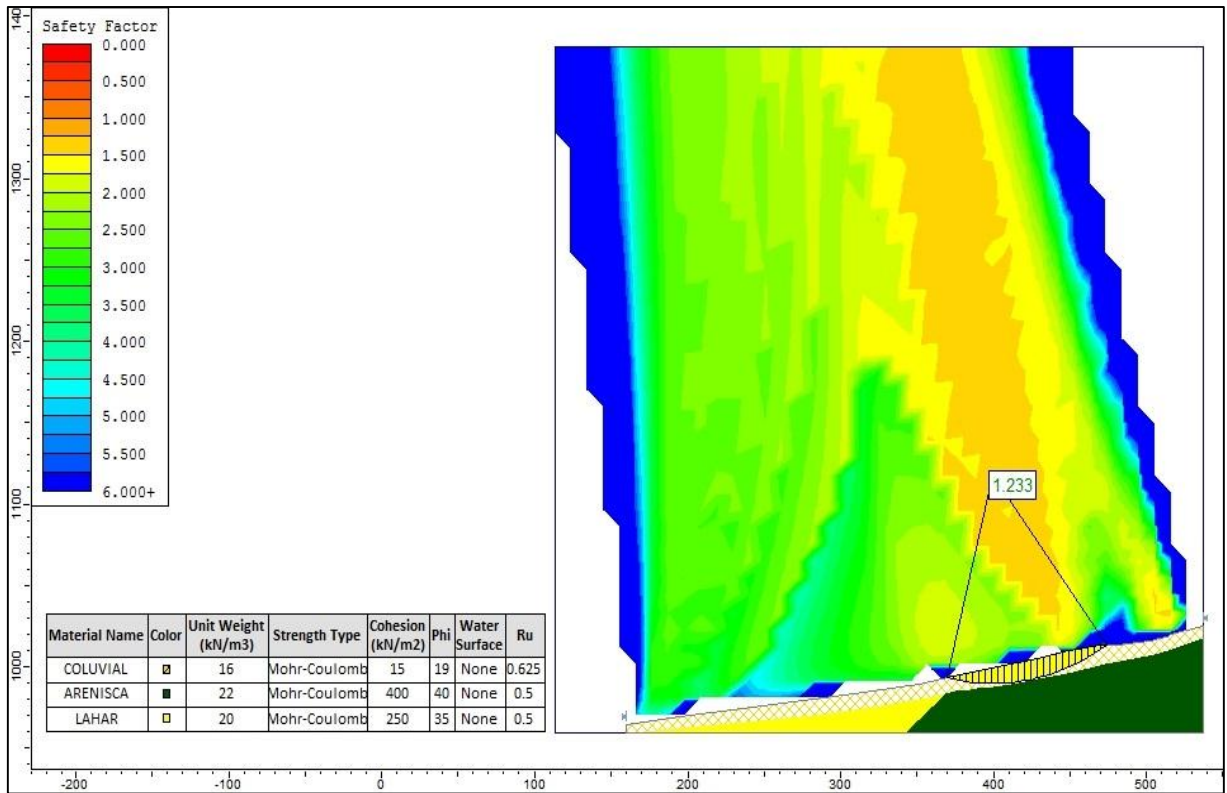


Figura 67-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas

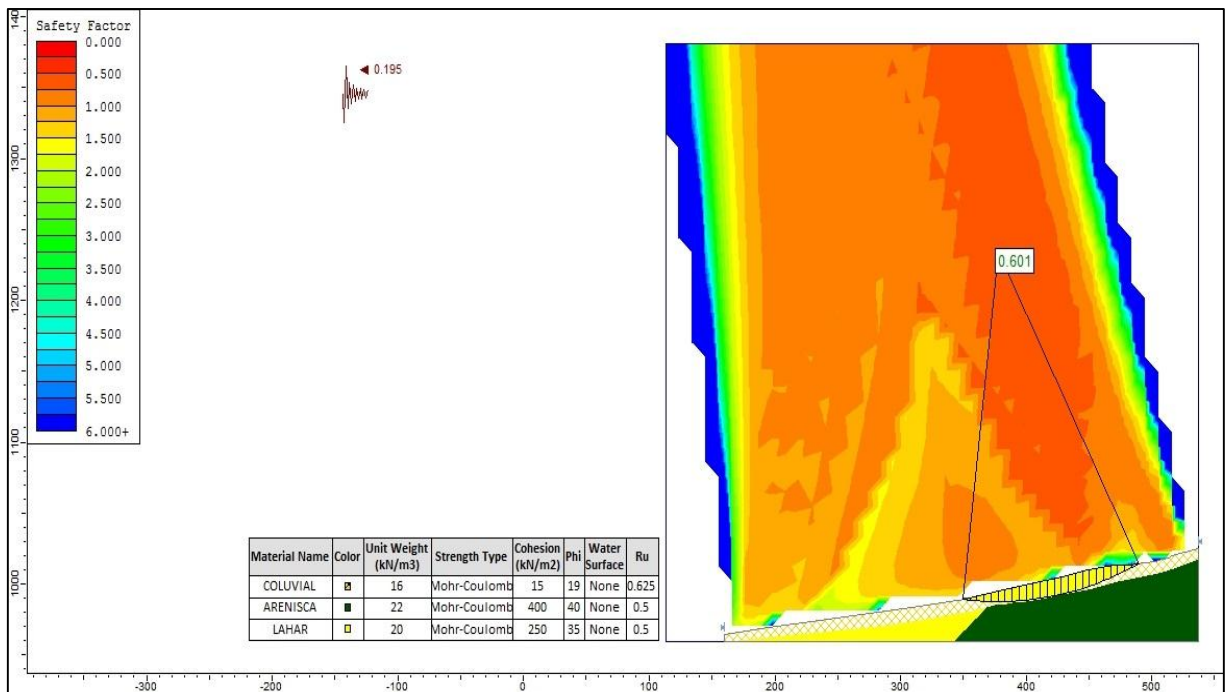


Figura 68-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas

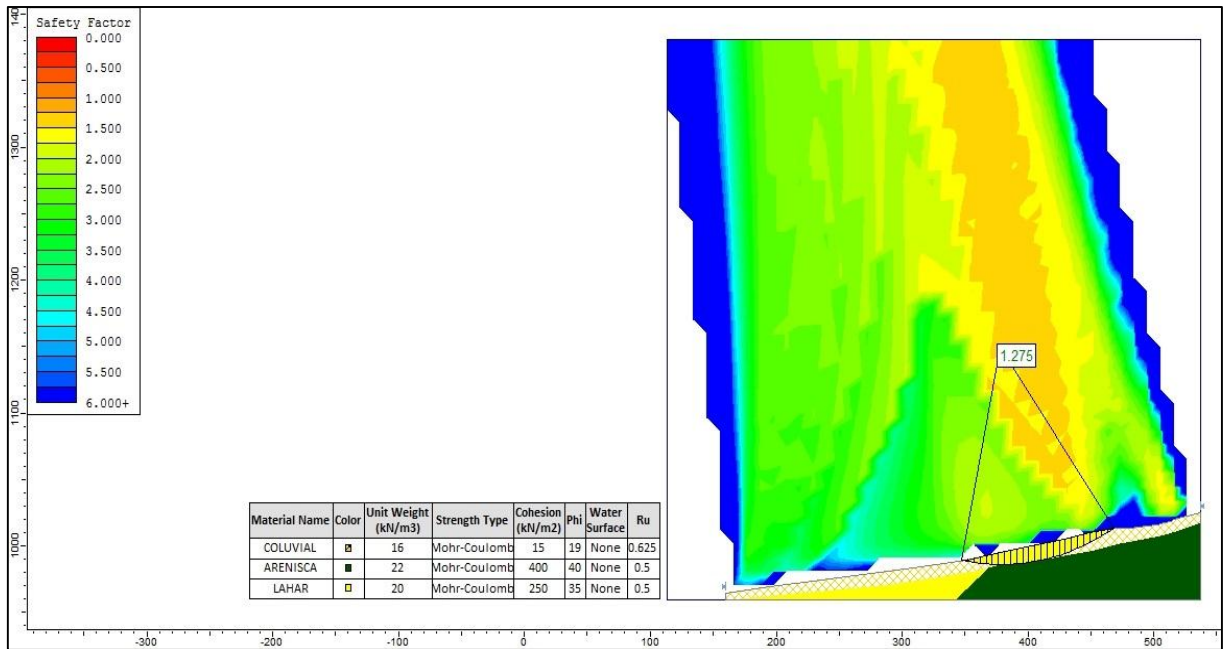


Figura 69-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas

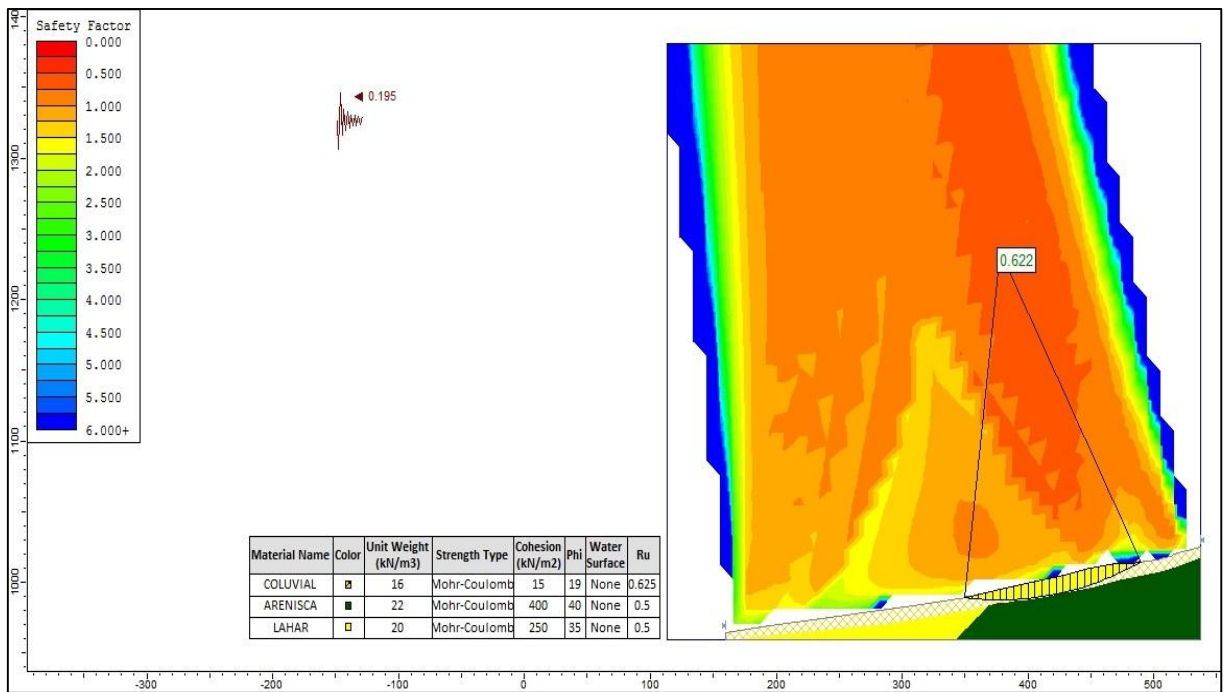


Figura 70-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas

Condiciones Drenadas

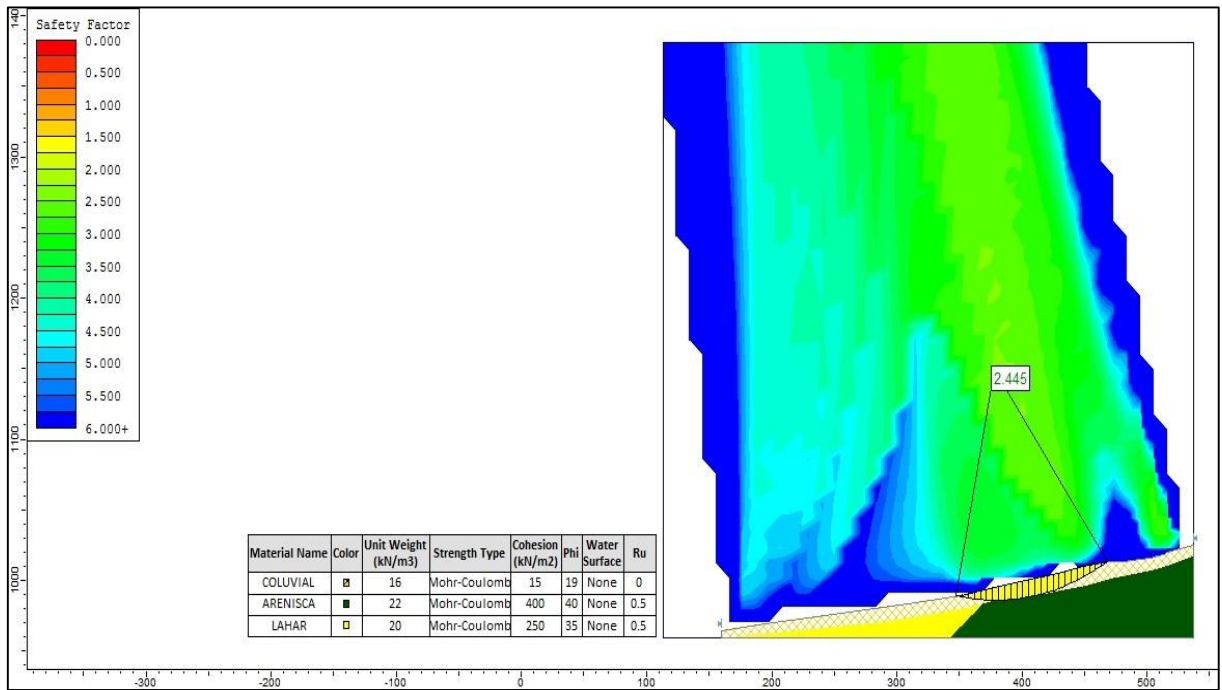


Figura 71-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones estáticas

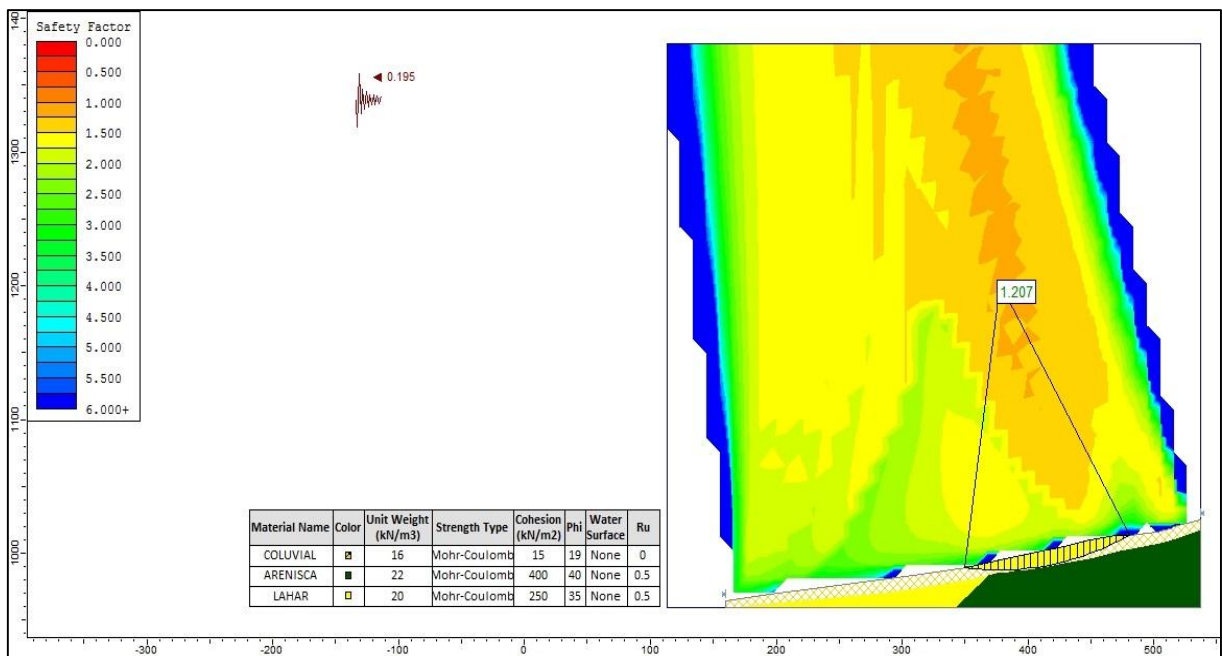


Figura 72-4 F.S. por el método de Bishop Simplificado en condiciones pseudoestáticas

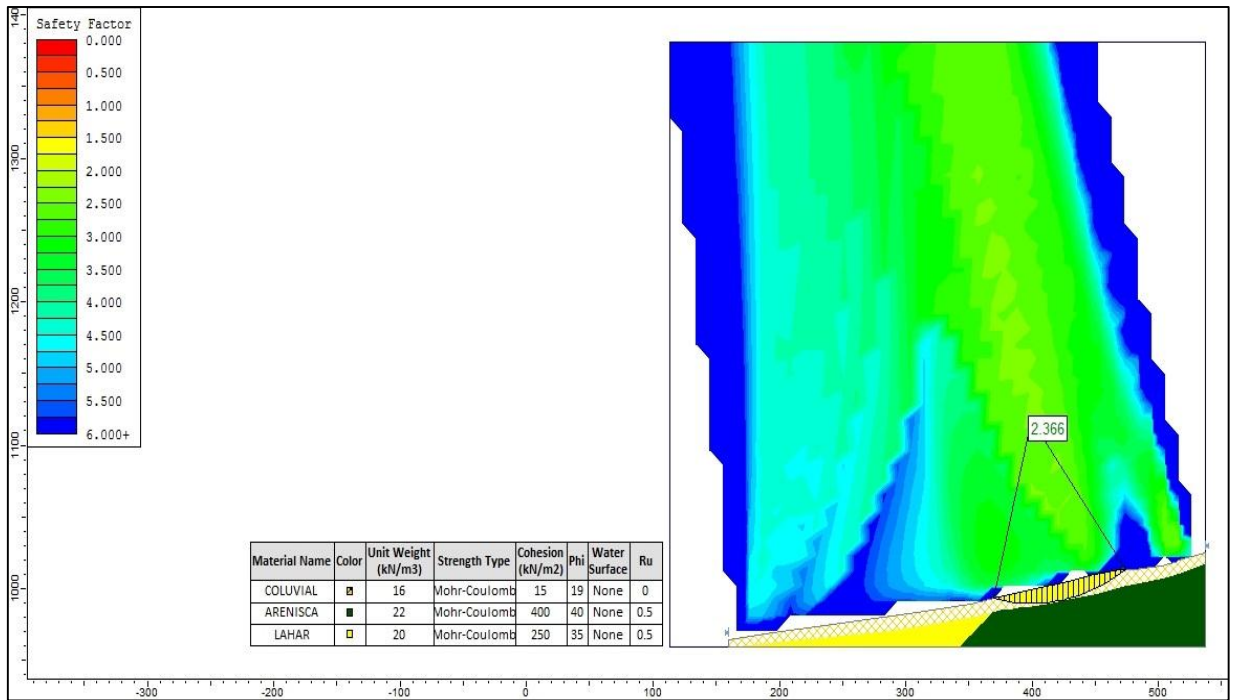


Figura 73-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones estáticas

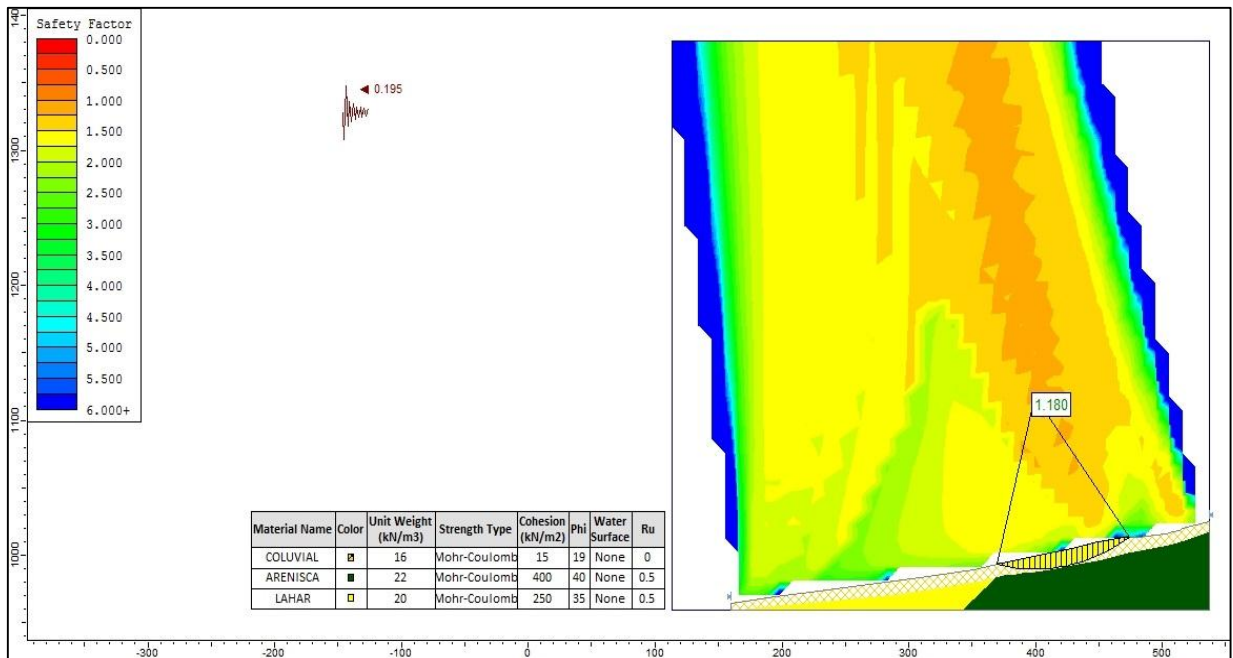


Figura 74-4 F.S. por el método de Janbu Simplificado en condiciones pseudoestáticas

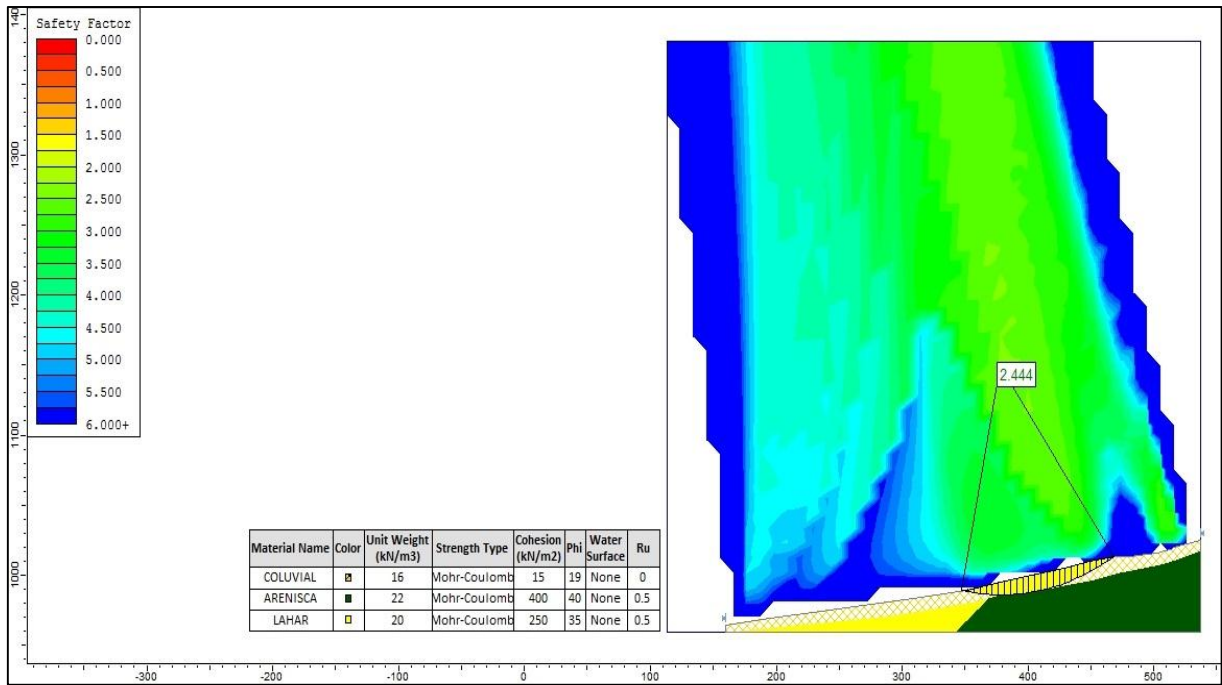


Figura 75-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones estáticas

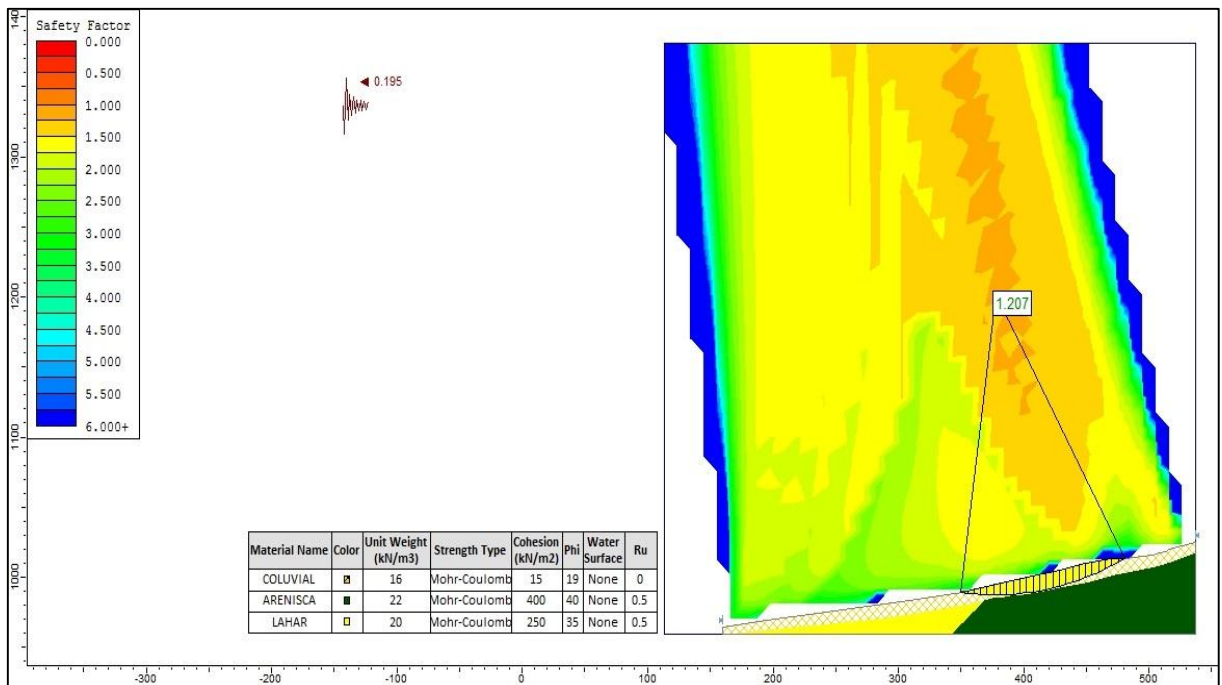


Figura 76-4 F.S. por el método de Spencer en condiciones pseudoestáticas

Se presenta a continuación el resumen de los resultados del retroanálisis y del cálculo del Factor de Seguridad considerando medidas de drenaje en los asentamientos.

Tabla 21-4 Factor de Seguridad para asentamientos en condiciones saturadas

ABSCISA	BISHOP SIMPLIFICADO		JANBU SIMPLIFICADO		SPENCER	
	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO
6+960-7+015	1.222	0.617	1.154	0.592	1.227	0.620
7+230-7+285	1.277	0.614	1.233	0.601	1.275	0.622

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 22-4 Factor de Seguridad para asentamientos en condiciones no saturadas

ABSCISA	BISHOP SIMPLIFICADO		JANBU SIMPLIFICADO		SPENCER	
	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO
6+960-7+015	2.355	1.205	2.211	1.157	2.353	1.204
7+230-7+285	2.445	1.207	2.366	1.180	2.444	1.207

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Con un valor de r_u igual a 0.00, se obtienen valores del Factor de Seguridad que superan los valores mínimos requeridos para considerar el talud estable, por lo tanto, las medidas necesarias para estabilizar los asentamientos consisten en encauzar correctamente las quebradas para impedir la infiltración hacia las áreas asentadas y aplicar un sistema de drenaje que capte y evacúe el agua de escorrentía y de infiltración, consistente en drenes profundos, de 18 metros de longitud, desde la base de los asentamientos hasta una altura de 10 m, dispuestos en una malla triangular de 2 m de alto por 3 m de ancho, tal como se indica en la Figuras 37-3 ampliadas en el ANEXO I. Posterior a la aplicación de estas recomendaciones, debe reconstruirse la vía en los tramos asentados.

4.4 Cálculo de factor de seguridad en taludes excavados en roca

4.4.1 Caracterización del macizo rocoso

Se identificaron 10 taludes en roca a lo largo del trazado vial, en cada uno de estos se realizó la clasificación geomecánica RMR primaria con el fin de estimar la calidad del macizo rocoso y sus parámetros de resistencia al corte de acuerdo al criterio de rotura de Mohr-Coulomb, a partir de estos resultados se obtuvo la clasificación geomecánica SMR con el fin de evaluar las condiciones de estabilidad de los taludes en roca. A continuación se presentan los resultados de la clasificación geomecánica SMR para el talud izquierdo ubicado en la abscisa 4+780, los resultados obtenidos para los taludes restantes se presentan en resumen en la Tabla 27-4, los datos tomados en campo para realizar las clasificaciones geomecánicas en los taludes restantes se presentan en el ANEXO D.



Figura 77-4 Talud Izquierdo ubicado en la abscisa 4+780

Tabla 23-4 RMR Talud Izquierdo km 4+780. Estratificación S0 (290/12)

Parámetros	Valor	Unidad	Puntaje
Resistencia a la compresión simple	25,00	MPa	4,00
RQD	85,00	%	17,00
Separación entre diaclasas	350,00	mm	10,00
Longitud de las diaclasas	25000,00	mm	0,00
Abertura de las diaclasas	1,00	mm	4,00
Rugosidad de las juntas (muy rugosa, rugosa, leve, lisa, pulida)	Rugosa	caract.	5,00
Presencia de relleno en las juntas: (sí o no)	No	caract.	6,00
Tipo y espesor del relleno en las juntas: duro (>5 o <5) mm		caract.	0,00
Tipo y espesor del relleno en las juntas: suave (>5 o <5) mm		caract.	0,00
Alteración (fresca, ligera, moderada, fuerte, descompuesta)	Moderada	caract.	4,00
Agua en las juntas (seco, húmedo, mojado, goteo, flujo)	Húmedo	caract.	10,00
Valoración RMR	60,00		
Calidad y clase del macizo	Media, Clase III		
Cohesión (kPa)	200 a 300		
Fricción (grados)	25 a 45		

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 24-4 SMR Talud Izquierdo km 4+780. Estratificación S₀ (290/12)

Parámetros	Valor	Unidad	Calificación
Azimut del buzamiento del talud (α_s)	300,00	Grados	300,00
Buzamiento del talud (β_s)	55,00	Grados	55,00
Azimut del buzamiento de la junta (α_j)	290,00	Grados	290,00
Buzamiento de las juntas (β_j)	12,00	Grados	12,00
Método de excavación del talud (*)	Precorte	caract.	10,00
F1	($ \alpha_j - \alpha_s $)	10,00	0,70
F2	(β_j)	12,00	0,15
F3	($\beta_j - \beta_s$)	-43,00	-60,00
F4	(Precorte)	10,00	10,00
Clasificación geomecánica para taludes en roca (SMR)	63,70		
Descripción	Buena, Clase II		
Condiciones generales de estabilidad en el talud:	Estable, caída de algunos bloques, soporte ocasional		

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 25-4 RMR km 4+780 Talud Izquierdo. Familia de Diaclasas J1 (294/74)

Parámetros	Valor	Unidad	Puntaje
Resistencia a la compresión simple	25,00	MPa	4,00
RQD [%] = 115-3,5*Jv	85,00	%	17,00
Separación entre diaclasas	400,00	Mm	10,00
Longitud de las diaclasas	300,00	Mm	6,00
Abertura de las diaclasas	1,00	Mm	4,00
Rugosidad de las juntas (muy rugosa, rugosa, leve, lisa, pulida)	Rugosa	caract.	5,00
Presencia de relleno en las juntas: (sí o no)	No	caract.	6,00
Tipo y espesor del relleno en las juntas: duro (>5 o <5) mm	-	caract.	0,00
Tipo y espesor del relleno en las juntas: suave (>5 o <5) mm	-	caract.	0,00
Alteración (fresca, ligera, moderada, fuerte, descompuesta)	Moderada	caract.	4,00
Agua en las juntas (seco, húmedo, mojado, goteo, flujo)	Húmedo	caract.	10,00
Valoración RMR	66,00		
Calidad y clase del macizo	Buena, Clase II		
Cohesión (kPa)	300 a 400		
Fricción (grados)	35 a 45		

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 26- 4 SMR Talud Izquierdo km 4+780. Familia de Diaclasas J1 (294/74)

Parámetros	Valor	Unidad	Puntaje
Azimut del buzamiento del talud (α_s)	300,00	Grados	300,00
Buzamiento del talud (β_s)	55,00	Grados	55,00
Azimut del buzamiento de la junta (α_j)	294,00	Grados	294,00
Buzamiento de las juntas (β_j)	74,00	Grados	74,00
Método de excavación del talud (*)	Precorte	caract.	10,00
F1	($ \alpha_j - \alpha_s $)	6,00	0,85
F2	(β_j)	74,00	1,00
F3	($\beta_j - \beta_s$)	19,00	0,00
F4	(Precorte)	10,00	10,00
Clasificación geomecánica para taludes en roca (SMR)	76,00		
Descripción	Buena, Clase II		
Condiciones generales de estabilidad en el talud	Estable, caída de algunos bloques, soporte ocasional		

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 27-4 RMR km 4+780. Familia de Diaclasas J2 (033/78)

Parámetros	Valor	Unidad	Puntaje
Resistencia a la compresión simple	25,00	MPa	4,00
RQD [%] = 115-3,5*Jv	85,00	%	17,00
Separación entre diaclasas	400,00	Mm	10,00
Longitud de las diaclasas	400,00	Mm	6,00
Abertura de las diaclasas	2,00	Mm	2,00
Rugosidad de las juntas (muy rugosa, rugosa, leve, lisa, pulida)	Rugosa	caract.	5,00
Presencia de relleno en las juntas: (si o no)	No	caract.	6,00
Tipo y espesor del relleno en las juntas: duro (>5 o <5) mm	-	caract.	0,00
Tipo y espesor del relleno en las juntas: suave (>5 o <5) mm	-	caract.	0,00
Alteración (fresca, ligera, moderada, fuerte, descompuesta)	moderada	caract.	4,00
Agua en las juntas (seco, húmedo, mojado, goteo, flujo)	Mojado	caract.	7,00
Valoración RMR	61,00		
Calidad y clase del macizo	Buena, Clase II		
Cohesión (kPa)	300 a 400		
Fricción (grados)	35 a 45		

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 28-4 SMR Talud Izquierdo km 4+780. Familia de Diaclasas J2 (033/78)

Parámetros	Valor	Unidad	Puntaje
Azimut del buzamiento del talud (α_s)	300,00	Grados	300,00
Buzamiento del talud (β_s)	55,00	Grados	55,00
Azimut del buzamiento de la junta (α_j)	33,00	Grados	33,00
Buzamiento de las juntas (β_j)	78,00	Grados	78,00
Método de excavación del talud (*)	Precorte	caract.	10,00
F1	($\alpha_j - \alpha_s$)	6,00	0,15
F2	(β_j)	74,00	1,00
F3	($\beta_j - \beta_s$)	19,00	0,00
F4	(Precorte)	10,00	10,00
Clasificación geomecánica para taludes en roca (SMR)	71,00		
Descripción	Buena, Clase II		
Condiciones generales de estabilidad en el talud	Estable, caída de algunos bloques, soporte ocasional		

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Bieniawski (1989), recomienda obtener un valor de RMR para cada una de las familias de fracturas que se hayan identificado en el sitio de estudio y por razones de seguridad, adoptar el valor más bajo de RMR para caracterizar un determinado macizo rocoso. De igual manera, el índice SMR debe obtenerse para cada familia de juntas en el sitio del talud, y se tomará como representativo el valor más desfavorable (Romana, 1995). Así, el valor del Índice SMR representativo de este talud es igual a 65.50, el cual se obtuvo al realizar la clasificación considerando la estratificación (S_0). Este valor corresponde a un macizo rocoso Clase II y representa una condición estable, con caída de algunos bloques y un requerimiento ocasional de soporte. Esta conclusión es congruente con los resultados que se obtienen del análisis de Estabilidad Cinemática y del cálculo del Factor de Seguridad por el Método de Equilibrio Límite para el mismo talud, como se indica posteriormente.

En la tabla siguiente se presenta un resumen de los resultados de la clasificación geomecánica SMR obtenida en los taludes excavados en roca.

Tabla 29-4 Resultados de la Clasificación SMR en taludes en roca

Abscisa	Litología	RMR	SMR
Talud Derecho Km 1+000	Cuarcita	66 Buena. Clase II	74.65 Buena. Clase II
Talud Izquierdo Km 1+000	Cuarcita	66 Buena. Clase II	74.25 Buena. Clase II
Talud Derecho Km 3+900	Arenisca	57 Media. Clase III	65.65 Buena. Clase II
Talud Izquierdo Km 3+900	Arenisca	57 Buena. Clase II	65.65 Buena. Clase II
Talud Derecho Km 4+200	Arenisca	68 Buena. Clase II	70.50 Buena. Clase II
Talud Derecho Km 4+460	Arenisca	60 Media. Clase III	68.65 Buena. Clase II
Talud Derecho Km 4+660	Arenisca	69 Buena. Clase II	59.00 Media. Clase III
Talud Derecho Km 4+780	Arenisca	60 Media. Clase III	68.65 Buena. Clase II
Talud Izquierdo Km 4+780	Arenisca	60 Media. Clase III	63.70 Buena. Clase II
Talud Derecho Km 4+875	Arenisca	48 Media. Clase III	54.50 Media. Clase III

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Los resultados indican que la calidad de la roca varía de Clase II a III con unos valores del Índice SMR entre 54.50 a 74.65, la Clase II corresponde a condiciones estables con caída esporádica de bloques y la Clase III indica un talud parcialmente estable, con formación de cuñas y necesidad de soporte sistemático, como es el caso del talud derecho en la abscisa 4+660 donde han caído varias cuñas, lo cual se ilustra en los Anexos A11 y F3.

4.4.2 Análisis de estabilidad Cinemática

Se realizó el análisis de estabilidad cinemática para evaluar la inestabilidad potencial de los taludes excavados en roca, para lo cual se comparó el rumbo y buzamiento de los planos de fracturas con el rumbo y buzamiento de la superficie de los taludes, además de comparar el valor del ángulo de fricción interna en los planos de fractura con el valor del ángulo de buzamiento de las fracturas (Hoek y Bray, 1977). El análisis cinemático es el mismo para los dos procesos de falla, en el caso de falla planar se realiza para una sola estructura y para falla en cuña se analiza la línea de intersección de las dos fracturas que forman la cuña. Este análisis puede ser efectuado usando la proyección estereográfica de los planos de fractura y del talud. Para evaluar la estabilidad de un talud frente a falla planar o falla en cuña deben cumplirse tres condiciones que se indican a continuación:

- a) El buzamiento de la fractura ó cuña debe ser mayor al ángulo de fricción de los planos de fractura. De acuerdo al RMR es 35° para todos los taludes.
- b) El ángulo entre la dirección de buzamiento de la fractura ó cuña y la dirección de buzamiento del talud debe ser menor a 20° .
- c) El buzamiento del talud debe ser mayor que el buzamiento de la fractura o cuña, esto define la probabilidad de que las estructuras afloren en el talud.

A continuación se presenta el análisis cinemático para el talud izquierdo ubicado en la abscisa 4+780.

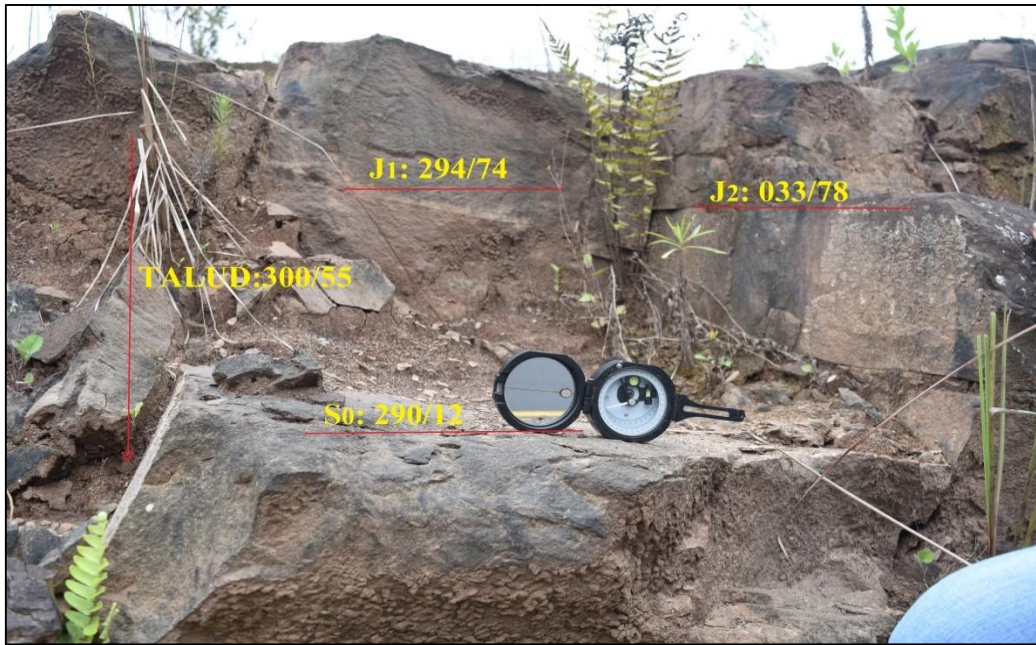


Figura 78-4 Estructuras en areniscas, talud izquierdo, abscisa 4+780, falla planar

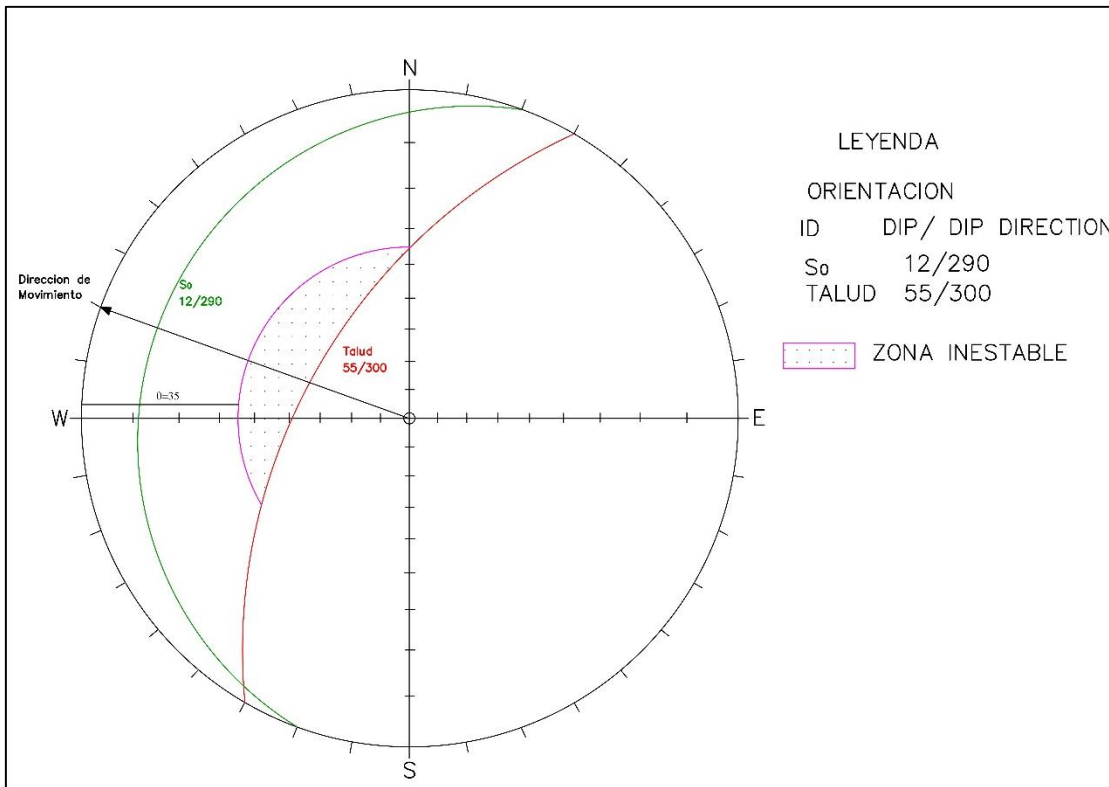


Figura 79-4 Análisis gráfico de las estructuras para falla planar, Talud Izquierdo abscisa 4+780

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 30-4 Análisis cinemático para falla planar, talud izquierdo abscisa 4+780

Plano	Azimut de Buzamiento Ab	Buzamiento b	Posibilidad Cinemática			Posibilidad falla planar
			$b > \phi$	$ at - ab < 20$	$b < t$	
S0	290	12	FALSO	VERDADERO	VERDADERO	INESTABLE
J1	294	74	VERDADERO	VERDADERO	FALSO	ESTABLE
J2	33	78	VERDADERO	FALSO	FALSO	ESTABLE
		$t = 55^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$at = 300^\circ$		

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Donde ab y at son las direcciones de buzamiento de la junta y el talud, respectivamente, b y t son los buzamientos de la fractura y el talud, respectivamente y ϕ es el ángulo de fricción interna en el plano de la junta.

En la Figura 84-4, la zona inestable corresponde al área punteada entre el plano del talud y el segmento de círculo que representa el ángulo de fricción interna de la estructura. Sin embargo, el plano de la estratificación cae fuera de esta zona y a pesar que se cumplen dos de las tres condiciones de inestabilidad y geoméricamente es posible la falla, el resultado del cálculo del Factor de Seguridad debe ser mayor que 1.00 en condiciones estáticas y drenadas, lo cual se verifica en la figura 91-4, ya que el ángulo de fricción (35°) es mayor que el ángulo de buzamiento de la estratificación (12°).

Adicionalmente, la posibilidad de falla planar se cumple únicamente para la estratificación, lo cual corrobora el resultado de la clasificación SMR que indicó como valor representativo del talud el obtenido para esta estructura.



Figura 80-4 Estructuras en arenisca, talud izquierdo, abscisa 4+780, falla por cuña

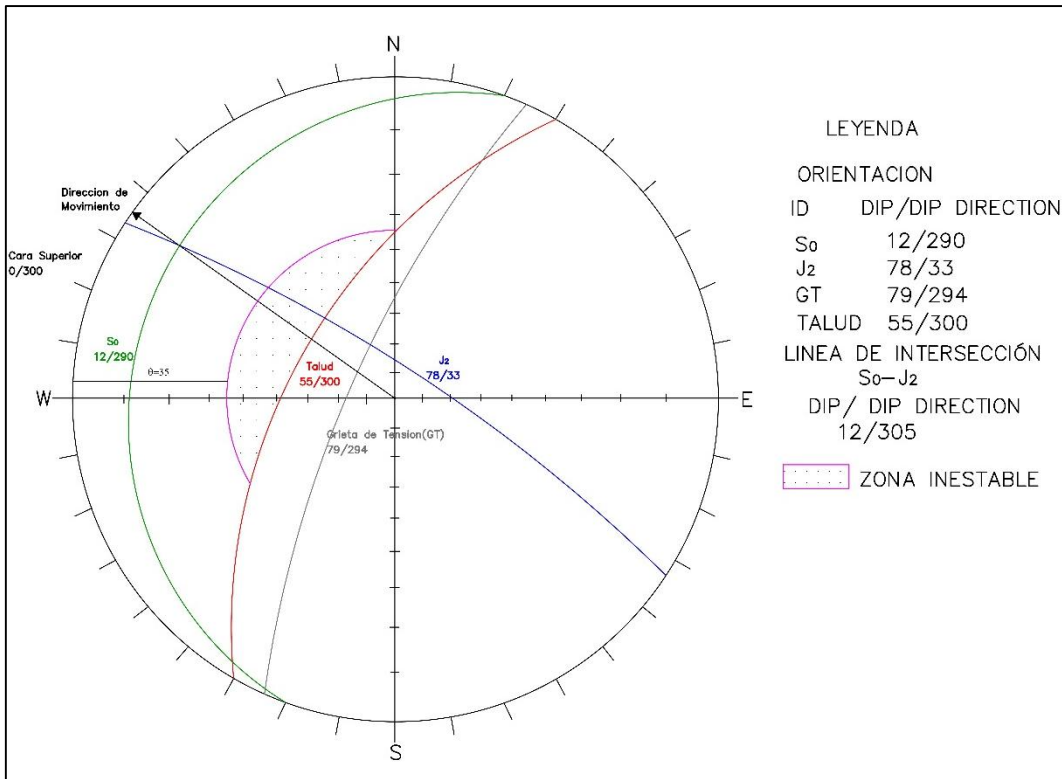


Figura 81-4 Análisis gráfico de las estructuras para la cuña S₀ – J₂. Talud Izquierdo abscisa 4+780

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 31-4 Análisis cinemático para falla en cuña, talud izquierdo abscisa 4+780

Intersección	Azimut de Buzamiento ab	Buzamiento b	Posibilidad Cinemática			Posibilidad falla en cuña
			$b > \phi$	$ at - ab < 20$	$b < t$	
SO-J1	204	1	FALSO	FALSO	VERDADERO	ESTABLE
SO-J2	305	12	FALSO	VERDADERO	VERDADERO	INESTABLE
J1-J2	336	69	VERDADERO	FALSO	FALSO	ESTABLE
		$t = 55^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$at = 300^\circ$		

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Donde ab y at son las direcciones de buzamiento de la cuña y el talud, respectivamente, b y t son los buzamientos de la cuña y el talud, respectivamente y ϕ es el ángulo de fricción interna en los planos que forman la cuña.

En la Figura 85-4, la zona inestable corresponde al área punteada entre el plano del talud y el segmento de círculo que representa el ángulo de fricción interna de las estructuras que forman la cuña. Sin embargo, el punto de intersección de las estructuras S_0 y J_2 , que marca la dirección de movimiento de la cuña, cae fuera de esta zona y a pesar que se cumplen dos de las tres condiciones de inestabilidad y geoméricamente es posible la falla, el resultado del cálculo del Factor de Seguridad debe ser mayor que 1.00 en condiciones estáticas y drenadas, lo cual se verifica en la figura 91-4, ya que el ángulo de fricción (35°) es mayor que el ángulo de buzamiento de la línea de intersección de las estructuras (12°).

4.4.3 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método de Equilibrio Límite

Se presenta el cálculo del Factor de Seguridad para el talud izquierdo ubicado en la abscisa 4+780 considerando falla planar y en cuña de acuerdo al análisis de estabilidad cinemática, siendo el único caso de falla planar encontrado.

Cálculo del Factor de Seguridad para falla planar. Talud izquierdo km 4+780

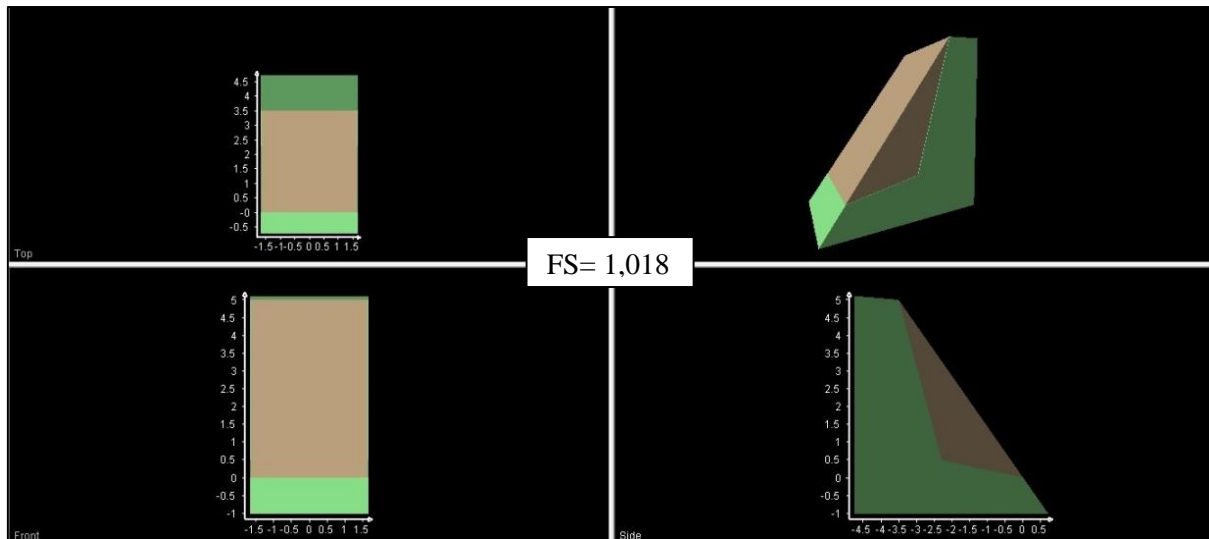


Figura 82-4 FS obtenido en condiciones estáticas y saturadas

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

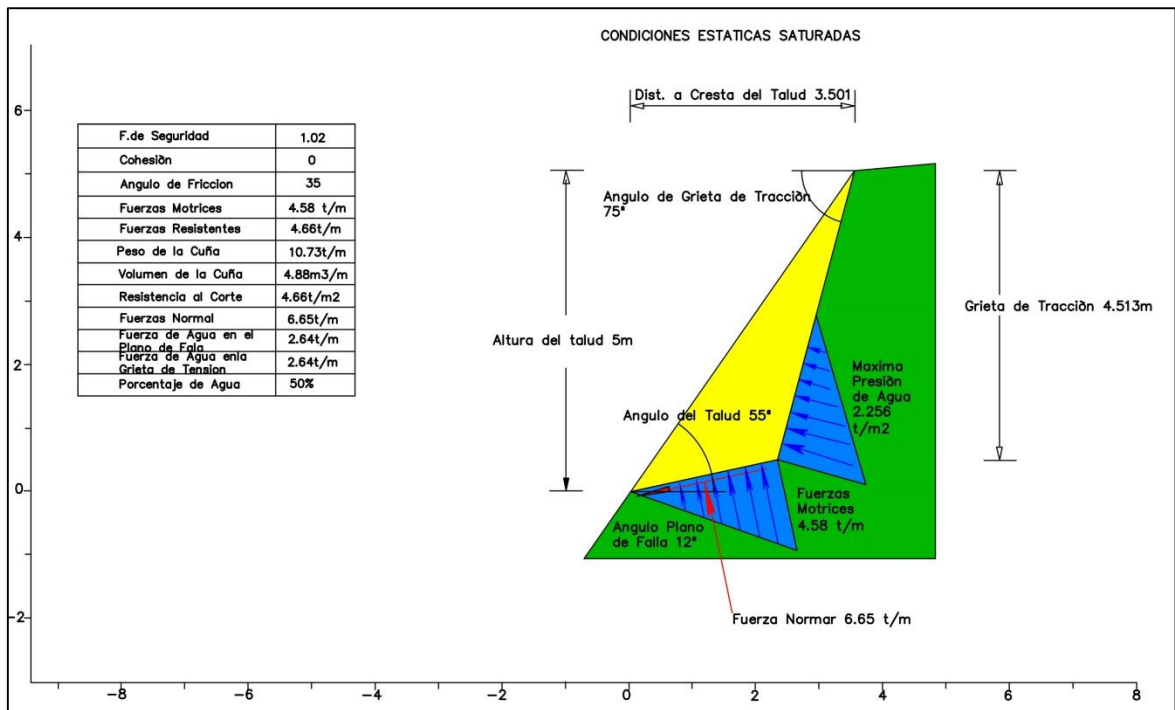


Figura 83-4 Fuerzas actuantes al momento del deslizamiento en condiciones estáticas y saturadas

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

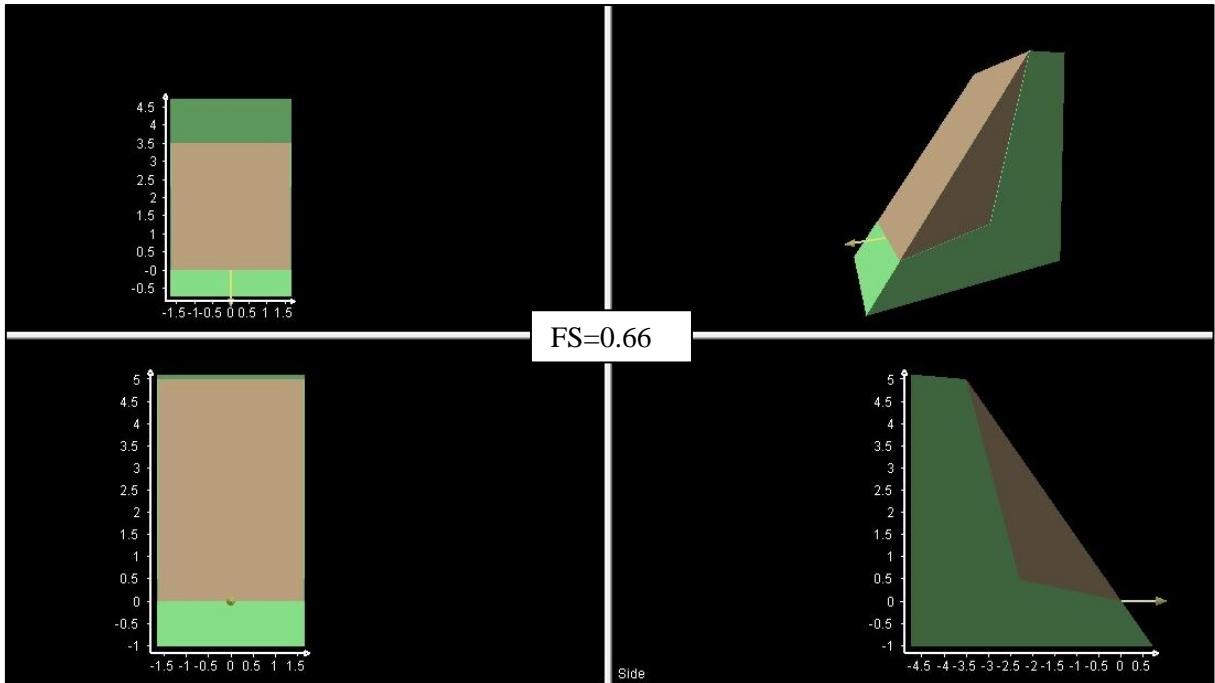


Figura 84-4 FS obtenido en condiciones pseudoestáticas y saturadas
 Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

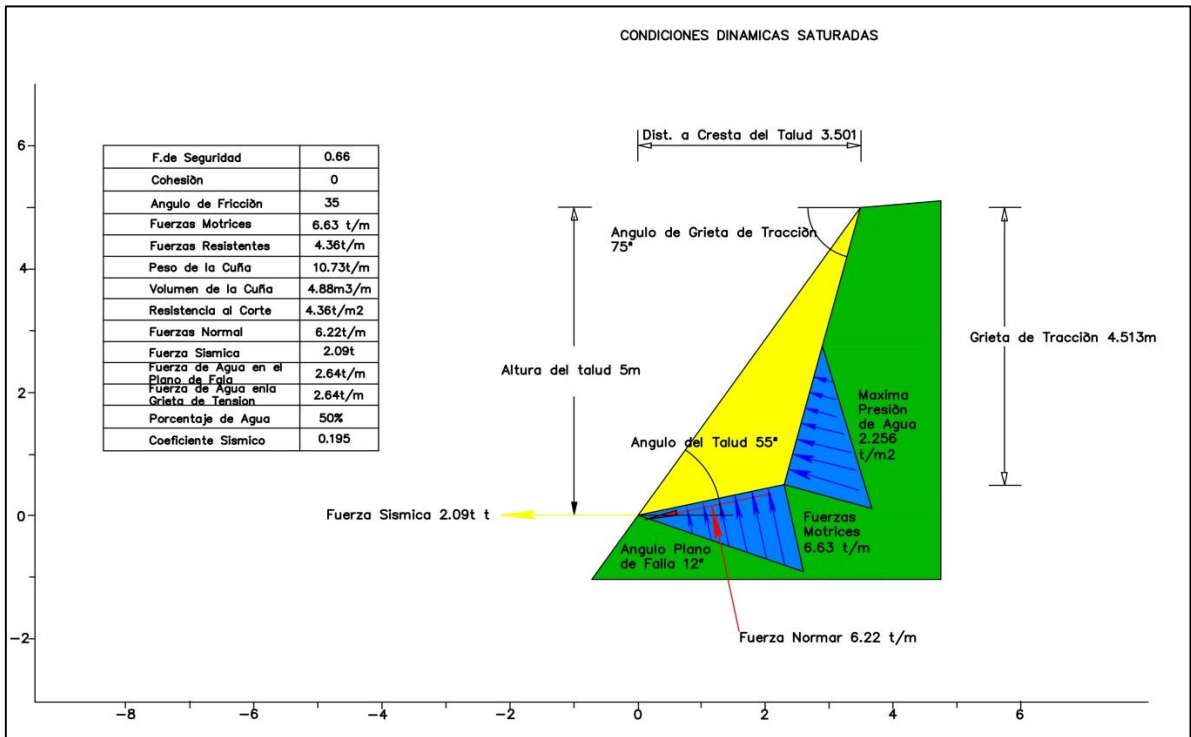


Figura 85-4 Fuerzas actuantes al momento del deslizamiento en condiciones pseudoestáticas y saturadas
 Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

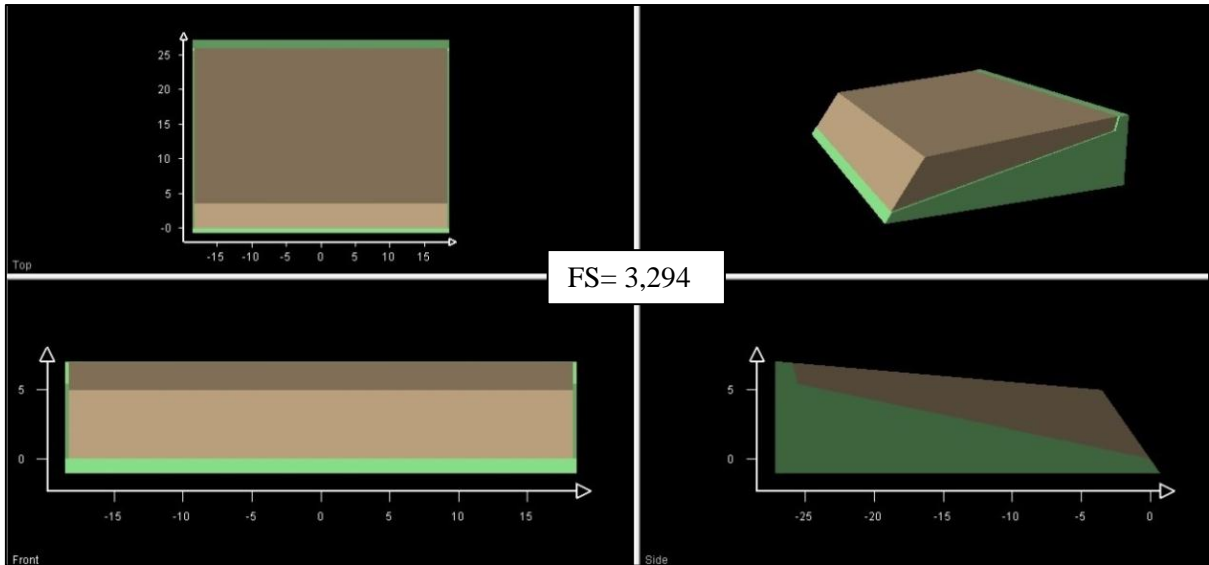


Figura 86-4 FS obtenido en condiciones estáticas y drenadas

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

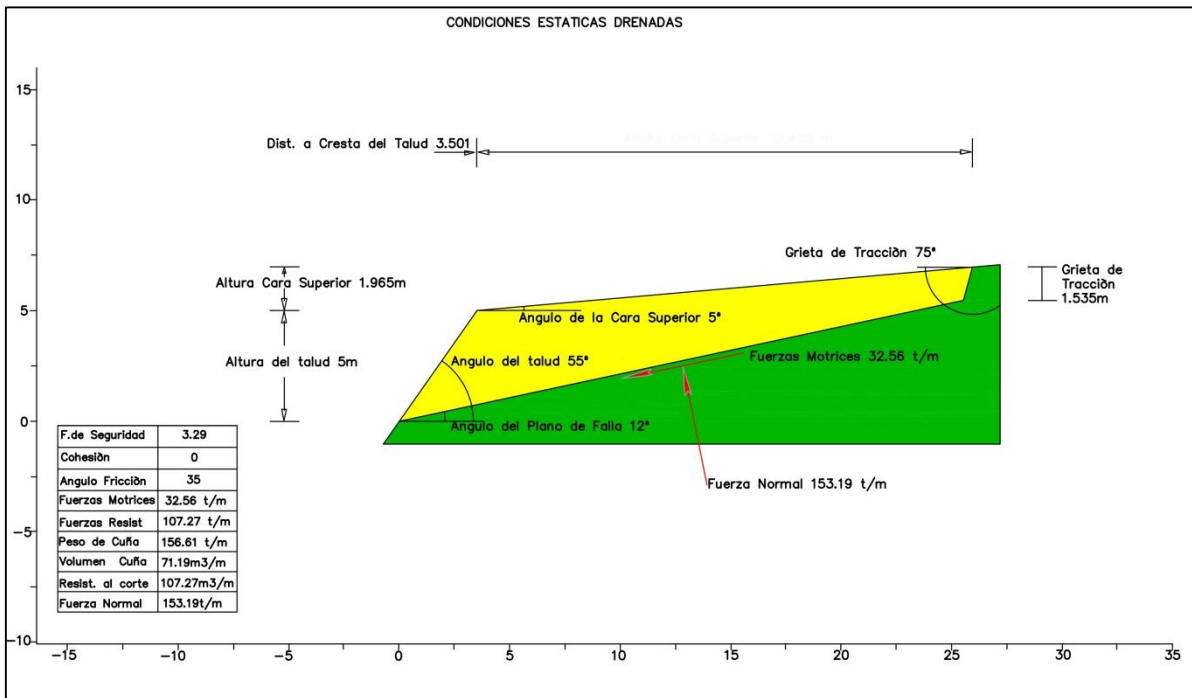


Figura 87-4 Diagrama de fuerzas actuantes al momento del deslizamiento en condiciones estáticas y drenadas

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

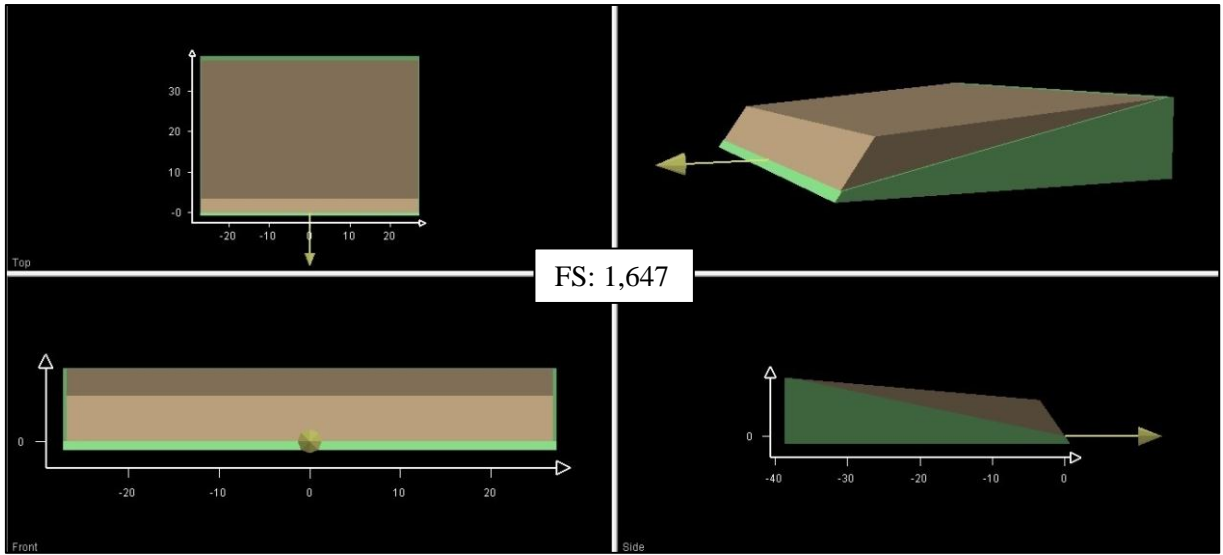


Figura 88-4 FS obtenido en condiciones pseudoestáticas y drenadas
 Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

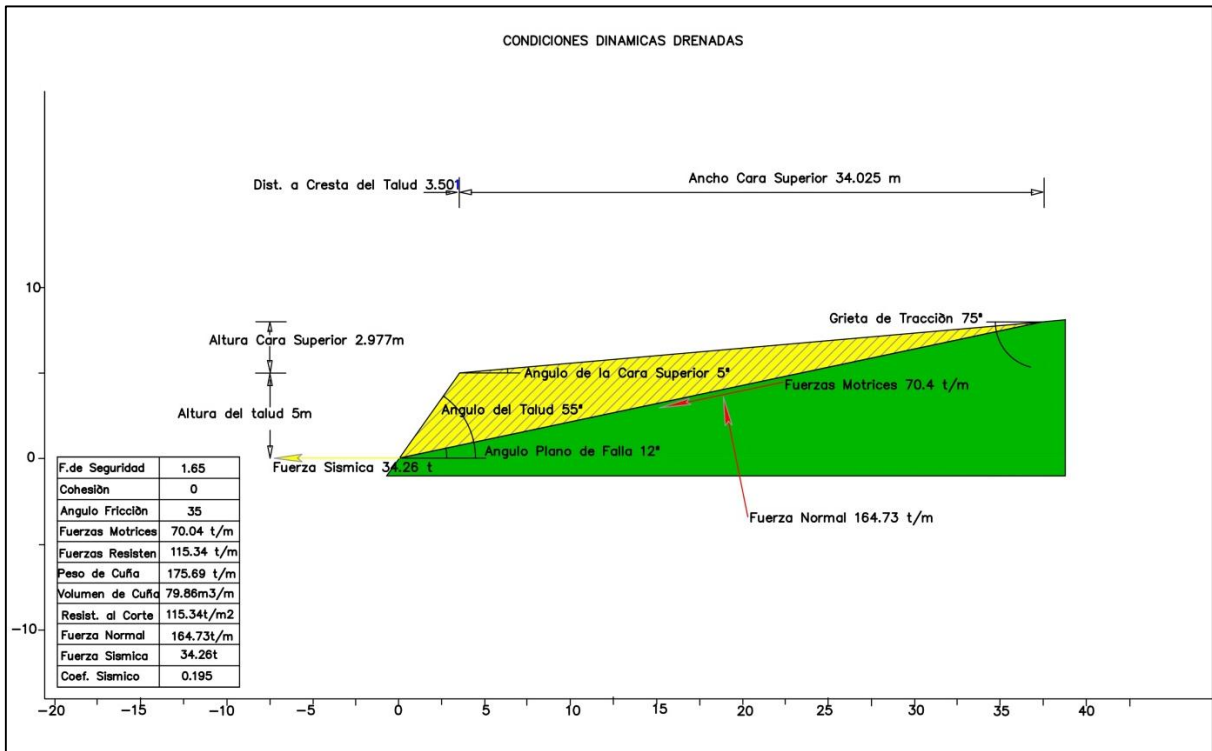


Figura 89-4 Diagrama de fuerzas actuantes en el momento del deslizamiento en condiciones pseudoestáticas y drenadas
 Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Se asume que al momento de la falla, la cohesión en los planos de fractura es nula y la única fuerza resistente se debe a la fricción por el rozamiento entre estas superficies. La forma de las secciones utilizadas para los diagramas de fuerzas difiere debido a que el programa de cálculo ubica la grieta de tracción de tal forma que el Factor de Seguridad sea el mínimo, por lo tanto cambia la forma del bloque.

Tabla 32-4 Factor de Seguridad de los taludes rocosos que presentan falla planar

ABSCISA	CONDICIONES SATURADAS		CONDICIONES NO SATURADAS	
	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO
Km 4+780	1.018	0.657	3.294	1.647

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Los resultados indican que el talud será estable en condiciones pseudo estáticas y drenadas, por lo tanto para estabilizar esta excavación será necesario protegerla contra erosión aplicando una capa de 5 cm de hormigón lanzado con fibra metálica y perforar e instalar drenes cortos de 0.5 m de longitud dispuestos en una malla triangular de 3 m de ancho por 2 m de alto, como se indica en las Medidas de estabilización y sostenimiento para los analizados del Anexo L.

Cálculo del factor de seguridad para falla en cuña, talud izquierdo km 4+780

De acuerdo al análisis de estabilidad cinemática, la intersección de las estructuras S_0 y J_2 forma una cuña potencialmente inestable. Se calculó el Factor de Seguridad para esta cuña y los resultados se muestran a continuación. Los cálculos para las cuñas formadas en los taludes restantes se indican en el ANEXO F.

Tabla 33-4 Datos de la cuña S₀ – J₂ en condiciones estáticas y saturadas

Factor Seguridad	2.86655
Cohesión	0
Angulo de Fricción	35°
Altura de la Cuña	5 m
Ancho de la Cuña	13.0555 m
Volumen de la Cuña	1789.97 m ³
Peso de la Cuña	3937.94 tn
Área de S₀	990.691 m ²
Área de J₂	46.4808 m ²
Área de la cuña en el talud	356.639 m ²
Área de Grieta de Tensión	95.8942 m ²
Fuerza Normal en S₀	3228.5 tn
Fuerza Normal en J₂	199.757 tn
Fuerzas Motrices	837.415 tn
Fuerza Resistente	2400.49 tn
Densidad del Agua	1 tn/m ³

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

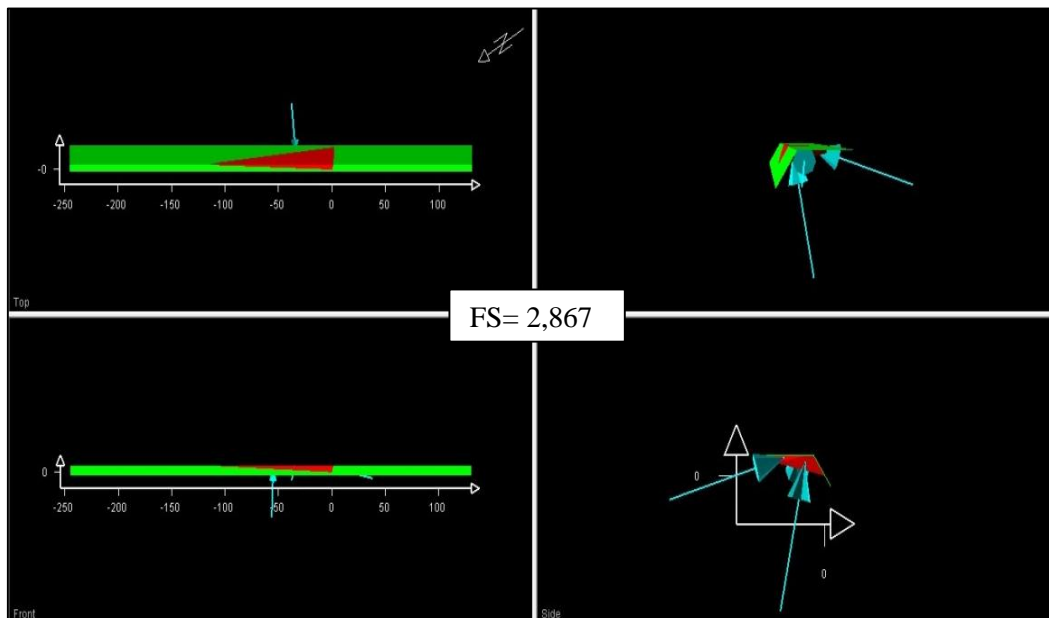


Figura 90-4 FS obtenido en condiciones estáticas y saturadas

Tabla 34-4 Datos de la cuña en condiciones pseudoestáticas y saturadas

Factor Seguridad	1.49534
Cohesión	0
Angulo de Fricción	35
Altura de la Cuña	5 m
Ancho de la Cuña	13.0555 m
Volumen de la Cuña	1789.97 m ³
Peso de la Cuña	3937.94 tn
Área de S₀	990.691 m ²
Área de J₂	46.4808 m ²
Área de la cuña en el talud	356.639 m ²
Área de Grieta de Tensión	95.8942
Fuerza Normal en S₀	3228.5 tn
Fuerza Normal en J₂	199.757 tn
Fuerzas Motrices	1605.31 tn
Fuerza Resistente	2400.49 tn
Coefficiente Sísmico	0.195
Peso de Agua	1 tn/m ³

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

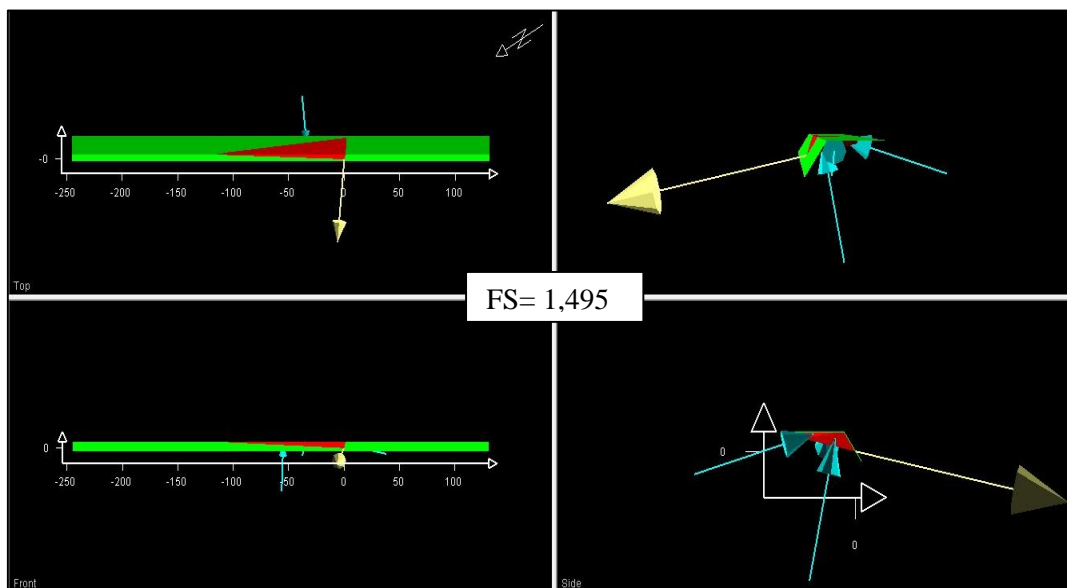


Figura 91-4 FS obtenido en condiciones pseudoestáticas y saturadas

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 35-4 Datos de la cuña en condiciones estáticas y no saturadas

Factor Seguridad	3.57517
Cohesión	0
Angulo de Fricción	35
Altura de la Cuña	5 m
Ancho de la Cuña	13.0555 m
Volumen de la Cuña	1789.97 m ³
Peso de la Cuña	3937.94 tn
Área de S₀	990.691 m ²
Área de J₂	46.4808 m ²
Área de la cuña en el talud	356.639 m ²
Área de Grieta de Tensión	95.8942
Fuerza Normal en S₀	3817.69 tn
Fuerza Normal en J₂	216.999 tn
Fuerzas Motrices	790.205 tn
Fuerza Resistente	2825.12 tn

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

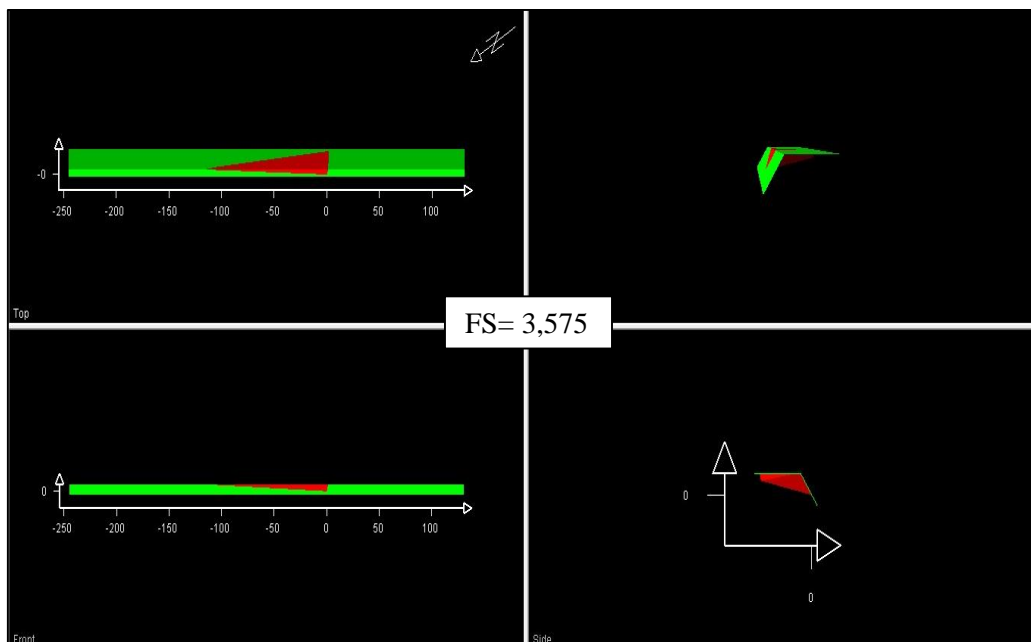


Figura 92-4 FS obtenido en condiciones estáticas y no saturadas

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Tabla 36-4 Datos de la cuña en condiciones estáticas y no saturadas ubicada en el talud izquierdo abscisa 4+780

Factor Seguridad	1.81318
Cohesión	0
Angulo de Fricción	35
Altura de la Cuña	5 m
Ancho de la Cuña	13.0555 m
Volumen de la Cuña	1789.97 m ³
Peso de la Cuña	3937.94 tn
Área de S₀	990.691 m ²
Área de J₂	46.4808 m ²
Área de la cuña en el talud	356.639 m ²
Área de Grieta de Tensión	95.8942
Fuerza Normal en S₀	3817.69 tn
Fuerza Normal en J₂	216.999 tn
Fuerzas Motrices	1558.1 tn
Fuerza Resistente	2825.12 tn
Coefficiente Sísmico	0.195

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

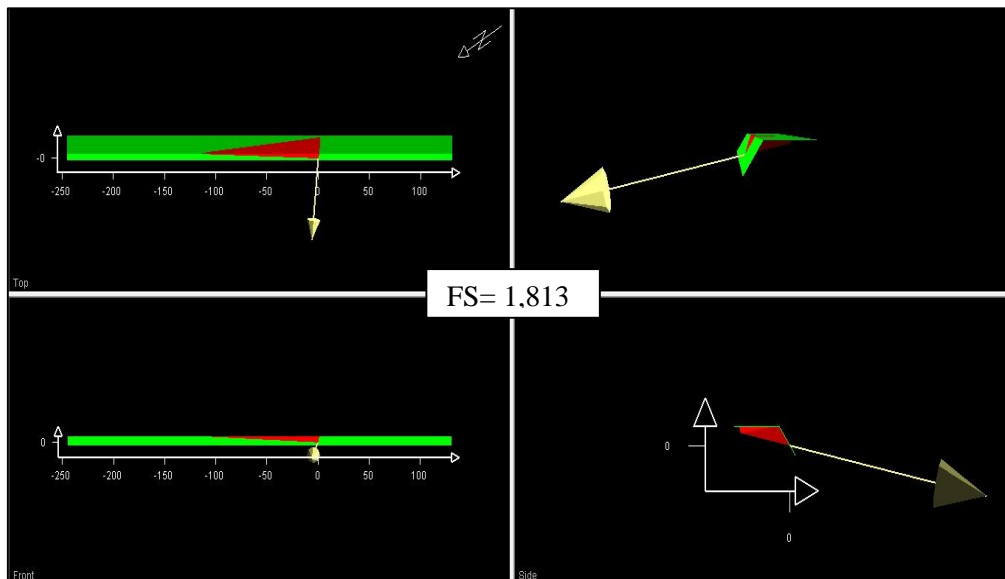


Figura 93-4 FS obtenido en condiciones pseudoestáticas y no saturadas
 Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Como en el caso de falla planar, se asume que al momento de la falla, la cohesión en los planos de fractura es nula y la única fuerza resistente se debe a la fricción por el rozamiento entre estas superficies.

Tabla 37-4 Factor de Seguridad de los taludes rocosos que presentan falla por cuña

ABSCISA	CONDICIONES SATURADAS		CONDICIONES NO SATURADAS	
	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO	ESTÁTICO	PSEUDO ESTÁTICO
Km 1+000	8.262	2.422	11.06	3.095
Km 4+460	9.305	2.195	54.29	3.899
Km 4+660	0.427	0.249	0.452	0.272
Km 4+780	2.867	1.495	3.575	1.813

Elaborado por: Escobar, S – Flores, M. 2017.

Los resultados indican que el talud será estable en condiciones pseudoestáticas y drenadas, por lo tanto para estabilizar esta excavación será necesario protegerla contra erosión aplicando una capa de 5 cm de hormigón lanzado con fibra metálica y perforar e instalar drenes cortos de 0.5 m de longitud dispuestos en una malla triangular de 3 m de ancho por 2 m de alto, como se indica en el ANEXO L.

Las recomendaciones de sostenimiento son similares para los dos procesos de falla ocurridos en el mismo talud, por lo tanto se reitera la necesidad de proteger el talud contra erosión y controlar el drenaje superficial.

En el caso del talud derecho en el Km 4+660 todos los factores de seguridad son menores a 1.00 puesto que las cuñas formadas ya cayeron, tal como se indica en la fotografía A-11 del ANEXO A. Por lo tanto, para este talud se recomienda realizar un saneamiento y remoción de material en la superficie del talud y luego aplicar una capa de hormigón lanzado de 5 cm de espesor con fibra metálica además de perforar e instalar drenes cortos dispuestos en una malla triangular de 2m de alto por 3m de ancho.

CAPÍTULO V

5 Conclusiones y recomendaciones

5.1 Conclusiones

- Dentro del área de estudio afloran rocas sedimentarias, localmente metamorizadas, agrupadas dentro de la Formación Hollín (K_H) de edad Cretácica y depósitos de lahares originados por la actividad cuaternaria del volcán Sangay, agrupados dentro de la Formación Mera (Q_M). A causa del levantamiento y erosión del cerro Kílamo, debido al empuje de la Cordillera Real hacia el Oriente, se han originado extensos depósitos coluviales (Q_c) que sobreyacen al basamento rocoso. Los suelos residuales presentes en el primer kilómetro de la vía se formaron por la posterior degradación de los depósitos coluviales.
- Se reconocieron cuatro formas principales en el terreno y corresponden a laderas muy escarpadas cuyas pendientes son mayores a 70° y están formadas principalmente por lahares, laderas escarpadas con pendientes entre $45^\circ - 70^\circ$ conformadas por areniscas y cuarcitas de la Formación Hollín, colinas onduladas de pendientes que varían de 12° a 25° formadas por depósitos coluviales y finalmente terrazas sub horizontales con pendientes menores a 5° , formadas por suelos residuales que sobreyacen a las terrazas de la Formación Mera.
- A partir del levantamiento de campo se concluye que dentro de la zona de estudio existen estructuras que coinciden con el rumbo general NNE de la Cordillera Real, además que no hay evidencias sobre la existencia de estructuras geológicas tales como fallas activas y pliegues que afecten a la zona de estudio.
- Se identificaron, además de la estratificación, 3 familias principales de diaclasas que afectan al macizo rocoso y están definidas por el azimut de buzamiento y ángulo de buzamiento:
 - S_0 : 10/295 (N25°E / 10° NO).
 - J_1 : 77/037 (N53°W / 37° NE).
 - J_2 : 85/195 (N75°W / 85° SW).
 - J_3 : 70/117 (N27°E / 70° SE).

- Se consideraron como referentes los resultados de los análisis de estabilidad utilizando el método de Bishop Simplificado, al comparar éstos con los obtenidos con los métodos de Janbu Simplificado y Spencer, se concluye que el método de Janbu Simplificado es el más conservador de los tres y que el método de Spencer obtiene resultados muy similares al de Bishop Simplificado.
- A partir del retroanálisis se obtuvieron los valores de cohesión y fricción para los taludes en suelo analizados. Con estos datos se realizó el cálculo del Factor de Seguridad para los quince deslizamientos identificados en las condiciones actuales y se verificó la necesidad de aplicar medidas de estabilización y sostenimiento, pues en ningún caso los resultados indicaban taludes estables.
- A partir de la Clasificación Geomecánica SMR se obtuvieron los valores de cohesión y fricción para los taludes en roca analizados. Los resultados indican que la calidad de la roca varía de Clase II a III con valores del Índice SMR entre 54.50 a 74.65, la Clase II corresponde a condiciones estables con caída esporádica de bloques y la Clase III indica un talud parcialmente estable, con formación de cuñas y necesidad de soporte sistemático.
- Con los datos de cohesión y fricción obtenidos del SMR, se realizó el Análisis de Estabilidad Cinemática para definir los potenciales casos inestables frente a procesos de falla planar y en cuña. Se identificó un solo caso de falla planar debido a la estratificación en el talud izquierdo en la abscisa 4+780. Así mismo, ocurren cuatro casos de falla en cuña en los taludes derechos en las abscisas 1+000, 4+460, 4+660 y en el talud izquierdo en la abscisa 4+780.
- Para estos taludes se calculó el Factor de Seguridad y se verificó la necesidad de aplicar medidas de control de erosión y drenaje, pues en todos los casos los resultados indicaban taludes estables en condiciones no saturadas.
- Para los taludes excavados en suelo y en roca, se concluye que el factor detonante de los procesos de falla fue el agua, debido a la falta de un correcto sistema de drenaje en estos taludes. Esto se verifica con los valores del Factor de Seguridad que en todos los casos indican taludes estables en condiciones drenadas.

- Las medidas de estabilización y sostenimiento aplicadas, consistentes principalmente en abatir los taludes y aplicar sistemas de drenaje fueron satisfactorias pues se alcanzaron Factores de Seguridad mayores a 1.50 en condiciones estáticas y mayores a 1.05 en condiciones pseudo estáticas, tanto para taludes en suelo, en roca y los asentamientos de la vía.
- Los asentamientos de la calzada se originaron debido a la infiltración de agua proveniente de las quebradas que cruzan la vía en estos tramos y han sido captadas de manera deficiente, causando que parte del caudal infiltre hacia los depósitos coluviales y socave la zona de contacto con el basamento rocoso.

5.2 Recomendaciones

- Para considerar que las medidas de prevención y mitigación recomendadas son correctas, se partió de la condición que establece valores mínimos para el Factor de Seguridad; en condiciones estáticas este debe ser mayor o igual a 1.50 y en condiciones pseudoestáticas mayor o igual a 1.05, tanto para taludes en suelo, en roca y asentamientos en la vía.
- Para todos los taludes analizados se deberá remover el material inestable en superficie previo al inicio de los trabajos de retaludamiento, drenaje y control de erosión.
- La geometría recomendada para taludes en suelo se indica en la Tabla 20-4. Para todas las inclinaciones propuestas, se recomienda construir bermas de 3 m de ancho cada 6 m de altura de excavación. El objeto de reconformar y abatir la superficie de los taludes es el de disminuir las fuerzas motrices que provocan el deslizamiento, en este caso la componente del peso en el sentido del movimiento.
- Se recomienda construir cunetas de coronación y cunetas colectoras revestidas de hormigón al pie de cada talud, para captar y evacuar las aguas de escorrentía superficial, estarán en función del caudal de escorrentía calculado.

- Para captar el agua que pueda circular entre la superficie de los taludes y la capa de hormigón proyectado o la capa de revegetación, se sugiere perforar e instalar drenes cortos de 50 cm de largo y 50 mm de diámetro en todos los taludes que han fallado, colocados en una malla triangular de 2 m de alto por 3 m de ancho, para así evitar que se laven las semillas de revegetación o se levante y agriete la capa de hormigón proyectado.
- Para todos los taludes en suelo excavados ubicados en el borde derecho de la vía, y cuyas alturas recomendadas sean mayores a 6 m, se sugiere perforar e instalar drenes profundos de 12 m de largo y 76 mm de diámetro, dispuestos en una hilera a 1 metro de altura de la base los taludes inferiores, con el fin de captar y evacuar el agua de infiltración sub superficial.
- En el caso de los asentamientos, se recomienda perforar e instalar drenes profundos de 18 m de largo y 76 mm de diámetro, dispuestos en una red triangular de 3m de alto por 3m de ancho hasta una altura de 10m medida desde el cambio de pendiente en el terreno, que marca el límite inferior de los asentamientos. El detalle de los drenes cortos y profundos se indica en los Anexos J y K.
- Con el fin de proteger las superficies expuestas contra la erosión, para los taludes en suelo y en roca altamente meteorizada, se recomienda implantar dos semillas de maní forrajero por cada metro lineal de talud, ya que este tiene gran capacidad de absorción de agua y se adapta a zonas trópico húmedas.
- En el caso del talud derecho en la abscisa 4+710, se recomienda aplicar dos capas de hormigón lanzado de 5 cm de espesor cada una, intercaladas con malla metálica electro soldada. La malla deberá estar sujeto a la superficie del talud mediante grapas metálicas de 1 m de largo y 0.5 cm de diámetro, dobladas adecuadamente.

- Se recomienda proyectar 5cm de hormigón con fibra metálica en el talud izquierdo ubicado en la abscisa 4+780 como medida de control de erosión, ya que este presenta roca altamente fracturada y meteorizada, de esta manera se evitará la caída de bloques y la infiltración de agua.

- Para controlar el efecto de la infiltración de agua desde las quebradas hacia las zonas asentadas, se recomienda reconformar su cauce desde la última curva antes de la alcantarilla. Se sugiere excavar el lecho hasta un ancho de 3 m y rellenarlo con material granular compactado, las riberas de la quebradas deben ser protegidas con escolleras cuya granulometría mínima sea de 40 cm. Se considera que una vez que las quebradas estén captadas, el proceso de drenaje del suelo será natural debido a que la infiltración será menor.

- Se recomienda además mantener un permanente monitoreo de las zonas deslizadas, especialmente en el Km 4+710, mediante hitos topográficos, piezómetros e inclinómetros para conocer las variaciones del NF y las condiciones de estabilidad de los taludes.

- Para los asentamientos, se considera necesario así mismo, implementar un sistema de monitoreo mediante piezómetros e inclinómetros. Además, se recomienda perforar pozos de bombeo en caso de necesitar abatir el nivel freático en temporadas lluviosas prolongadas.

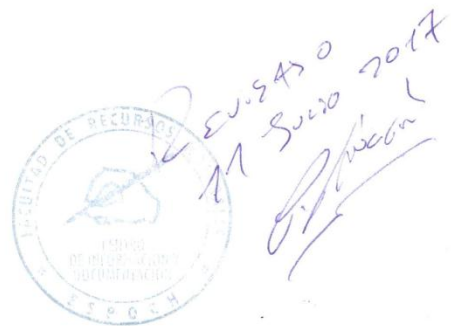
- Una vez controlados los asentamientos se debe proceder a la reconstrucción de la vía desde el nivel de subrasante.

5.3 Resumen

Esta investigación plantea: realizar el levantamiento geológico a lo largo de los 8 850 metros de longitud del paso lateral de Macas en una franja de 20 metros de ancho a cada lado del borde de vía, además de las áreas de influencia directa sobre la obra civil, como base para determinar la estabilidad de taludes de corte generados por la vía; se presentan taludes inestables principalmente en épocas invernales, además de dos asentamientos de la calzada localizados sobre el cruce de quebradas. Para taludes de suelo se utilizó el método de equilibrio límite a través de un retroanálisis aplicando los métodos de Bishop y Janbú simplificados y Spencer, conociendo la geometría, litología y grado de meteorización, se modeló las superficies de falla de cada talud, y estimó valores de densidad, cohesión y ángulo de fricción, considerando un valor de r_u , en el software Slide 6.0, con la finalidad de obtener un Factor de Seguridad (F.S) igual a 1.05 para condiciones pseudoestáticas y 1.5 estáticas, se calculó también el F.S para condiciones actuales y con medidas de estabilización. Para taludes de roca se analizó la estabilidad aplicando la clasificación geomecánica de Romana para obtener valores de cohesión y fricción en los planos de fractura, con estos valores se desarrolló el análisis cinemático con respecto a mecanismos de falla en cuña y falla planar, comprobado con la proyección estereográfica de las estructuras en el software Dips 5.0., se calculó el F.S. para procesos de falla en cuña utilizando el software Swedge 4.0 y para falla planar empleando el software Rocplane 2.0. Se analizaron e interpretaron los resultados. Se concluye que el agua es la principal causa de inestabilidad, siendo necesario aplicar medidas de estabilización y sostenimiento para alcanzar los F.S. que las Normas para cortes en carreteras indican.

Palabras claves: LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO - ESTABILIDAD DE TALUDES - EQUILIBRIO LÍMITE - FACTOR DE SEGURIDAD - CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE ROMANA - ANÁLISIS CINEMÁTICO.

Por: Mariuxi Flores, Steve Escobar



5.4 Abstract

This research posits to carry out the geological survey in 8 850 meters in length of the lateral pathway of Macas in a zone of 20 meters wide on each side of the roadside edge. In addition to areas of direct influence on civil works, as a basis for determining the slope stabilization of cutting generated by the road; It also presents unstable slopes mainly in winter times. Moreover, two settlements of the road located on the crossing of ravines. For the slopes of the soil the balance method was used through an application of the methods of Bishop and Janbú simplified and Spencer, knowing the geometry, lithology and degree of weathering, the failure surfaces of each slope were modeled, and estimated values density, cohesion and friction angle. It was considering the value of r_u , in the software Slide 6.0, in order to obtain a Security Factor (FS) equal to 1.05 for pseudo static conditions and 1.5 static. The FS was also calculated for current conditions and with stabilization measures. For rock slopes the stability was analyzed by applying the Romana Geomechanics Classification to obtain values of cohesion and friction in the fracture planes, with these values the kinematic analysis was developed with respect to failure mechanisms in wedge and planar failure. Verifying with the Stereographic projection of structures in software Dips 5.0., the FS was calculated for failure processes and use the software Swedish 4.0 and for planar failure using Rocplane software 2.0. The results were analyzed and interpreted. It is concluded that water is the main cause of the instability, it is necessary to apply stabilization and sustainability measures to reach the F.S. That the regulations for road cuts indicate.

Keywords: GEOLOGICAL SURVEY - STABILITY OF SLOPES - LIMIT EQUILIBRIUM - SAFETY FACTOR - ROMANA GEOMECHANICS CLASSIFICATION - CINEMATIC ANALYSIS.

By: Mariuxi Flores, Steve Escobar



5.5 Bibliografía

- Alejano, R. (2004). *Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid.
- Baldock, J. (1982). *Geología del Ecuador. División de investigación geológico minera*. Quito.
- Balkwill, H. R. (1995). *Northern part of Oriente basin, Reflection seismic expression of structures*. Ecuador.
- Barrera, S. & Campaña, J. (2004). *Análisis de estabilidad de presas de relave-Práctica Chilena*. Chile.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications*. Wile, New York., pp. 41 – 49.
- Código ecuatoriano de la construcción*. (2002). Obtenido de Peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sísmo-resistente .Ecuador.
- De Matteis, Á. F. (2003). *Geología y geotécnica: estabilidad de taludes*. Universidad Nacional de Rosario. Argentina.
- Egüez, A., Alvarado, A., Yepes, H., Machette, M.N., Costa, C. y Dart, R.L. (2003). *Map and Database and of Quaternary faults and folds of Ecuador and its offshore regions*. USGS Open-File Report 03-289.
- Baby, P. R. (2004). *La cuenca oriente geología y petróleo*. Institut de Recherche pour le Développement (IRD). Quito: p. 19.
- Goldsack, E. (1973). *Análisis de ecuaciones de atenuación para el proyecto amenaza sísmica del departamento de Antioquia*. Recuperado el 12 de marzo del 2017, de <http://www.scielo.org.co/pdf/bcdt/n31/n31a06.pdf>
- González de Vallejo, L. F. (2002). *Ingeniería geológica. Taludes ingeniería geológica c9*. Madrid: Pearson Educación.
- Guillier B, C. J. (2001). *Seismological evidence on the geometry of the orogenic system in central-northern*. . Ecuador (South America): Geophysical Research Letters, 28(19), 3749-3752.

- Hoek E. & Brown E. (1997). *Practical Estimates of Rock Mass*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts. Vol.34, No.8E.,
- Instituto Nacional de meteorología e hidrología, (1990). *Anuarios Meteorológicos*. Ecuador.
- Instituto Geológico y Minero de España. (1987). *Manual de taludes*. España: IGME
- Litherland, M. A. (1994). *The metamorphic belts of Ecuador*. Quito.
- Montiel & Londoño. (2016). *Comportamiento de parámetros geomecánica en taludes compuesto por suelos expansivos*. Universidad La Gran Colombia. Colombia
- Morona, E. T. (2012). *Plan cantonal de desarrollo y ordenamiento territorial*. Macas.
- Oliva González, A. (2015). *Estabilidad de taludes y laderas. Análisis Cuantitativo Y Cuantitativo*. México.
- Romana, M. (1995). *Indice SMR. Slope Mass Rating. STMR. Servicios técnicos de mecánica de rocas*. Madrid. 7 p.
- Ros, J. (2008). *Análisis comparativo de los criterios de rotura de hoek&brown y mohr-coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos*. Recuperado el 15 de Abril del 2017 de <http://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/6529>.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales*, cap.4. Colombia.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos: técnicas de remediación, Tomo II, cap. 1*. Colombia.
- Tschopp, H. (1953). *Oil explorations in the Oriente of Ecuador*. Estados Unidos.
- Urquiza, L. F. (2014). *Norma ecuatoriana de la construcción*. Ecuador.
- Wilkinson. (1982). *Ocurrencias metalicas litherland*. Ecuador.