

**Análisis de alternativas y propuesta de estabilización del talud K71 entre el subsector San
Alberto – San Roque del Tramo F. Aguachica - La Mata de la Ruta del Sol**

Robinson Antonio Montañez Gómez

Trabajo de Grado para optar al Título de Magíster en Geotecnia

Director

Wilfredo del Toro Rodríguez

Magister en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingeniería Físico-Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Magíster en Geotecnia

Bucaramanga

2018

Contenido

	Pág.
Introducción	15
1. Generalidades.....	16
1.1 Localización	16
1.2 Descripción del sector en estudio	17
2. Antecedentes	19
2.1 Análisis de los antecedentes.....	20
3. Objetivos	25
3.1 Objetivo General.....	25
3.2 Objetivos Específicos.....	25
4. Marco Teórico.....	26
5. Metodología	30
5.1 Etapa Preliminar.....	30
5.2 Etapa de caracterización geológica - geotécnica	31
5.3 Análisis de alternativas de estabilización y propuesta de solución.....	31
6. Marco Geológico	32
7. Caracterización geológica local	38
8. Climatología.....	46
8.1 Determinación de las curvas intensidad duración frecuencia:	47

9. Caracterización geotécnica	51
9.1 Ensayos de campo.....	51
9.2 Ensayos de laboratorio	64
9.2.1 Caracterizaciones	64
9.2.2 Ensayos de resistencia.....	67
10. Caracterización geológico-geotécnica	70
10.1 Análisis del estado actual del talud.....	74
11. Análisis de estabilidad	80
12. Análisis hidrológico y evaluación hidráulica de las obras de arte complementarias.....	106
12.1 Determinación del tiempo de concentración:	108
12.2 Usos del suelo:	109
12.3 Verificación de la capacidad hidráulica de la zanja de coronación y de la estructura de caída	113
12.4 Diseño de los drenes de penetración.....	115
13. Obras Propuestas.....	119
14. Conclusiones.....	132
15. Recomendaciones	133
Referencias Bibliográficas	134
Apéndices.....	135

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. Geometría de las secciones topográficas del año 2013.....	22
Tabla 2. Geometría de las secciones topográficas del año 2016.....	23
Tabla 3. Formas y mecanismos de erosión y obras de estabilización.....	30
Tabla 4. Formas y mecanismos de erosión y obras de estabilización.....	47
Tabla 5. Parámetros para la distribución espacial de la lluvia.....	49
Tabla 6. Parámetros para el análisis de la intensidad de la lluvia, según la serie histórica de datos	50
Tabla 7. Resultados de la intensidad para diferentes periodos de retorno.....	50
Tabla 8. Localización de la exploración geotécnica	51
Tabla 9. Propiedades físicas y clasificación de los materiales.....	61
Tabla 10. Interpretación de los ensayos SPT, para suelos granulares.	62
Tabla 11. Interpretación de los ensayos SPT, para suelos arcillosos.....	62
Tabla 12. Propiedades físicas y clasificación de los materiales.....	66
Tabla 13. Parámetros geotécnicos de los materiales.....	68
Tabla 14. Parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad.....	70
Tabla 15. Descripción geotécnica del talud en general.....	78
Tabla 16. Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de amenaza sísmica	83
Tabla 17. Valores del coeficiente sísmico mínimo.....	83

Tabla 18. Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios	86
Tabla 19. Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios	88
Tabla 20. Pendientes típicas para taludes de corte (Departamento de carreteras del Japón).....	89
Tabla 21. Pendientes típicas para taludes de ambientes tropicales (Tsidzi)	90
Tabla 22. Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios	93
Tabla 23. Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios	95
Tabla 24. Reporte del programa Slide	96
Tabla 25. Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios	103
Tabla 26. Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios	105

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. Localización y descripción general del Proyecto	17
Figura 2. Referenciación talud en estudio.....	18
Figura 3. Fotografías del talud en estudio, conformado y después del fallo	18
Figura 4. Secciones típicas sitios de deslizamiento	21
Figura 5. Secciones típicas (K71+440 -K71+600)	22
Figura 6. Variación de las alturas de corte del 2013 al 2016.....	24
Figura 7. Variación del ángulo de los taludes del 2013 al 2016.....	24
Figura 8. Instalación de mallas o mantos orgánicos	29
Figura 9. Mapa geológico regional, escala 1:100.000	36
Figura 10. Fotografías del talud en estudio, conformado y después del fallo	39
Figura 11. Mapa geológico local, escala 1:5000.....	40
Figura 12. Mapa geomorfológico local, escala 1:5000.....	41
Figura 13. Levantamiento geológico en detalle.....	43
Figura 14. Perfil Geológico abscisa 71+500 (A-A´).....	44
Figura 15. Perfil Geológico abscisa 71+360 (B-B´).....	44
Figura 16. Perfil Geológicos en diferentes sectores del talud.....	45
Figura 17. Mapa geomorfológico local, escala 1:5000.....	46
Figura 18. Regiones de Colombia para definiciones de parámetros a,b,c,d,e y f.	48

Figura 19. Curvas de intensidad duración frecuencia para la estación Tolumal.	50
Figura 20. Ubicación exploración geotécnica.....	53
Figura 21. Sondeo 1, Abscisa k71+550 (corona del talud).....	54
Figura 22. Sondeo 2, Abscisa k71+550 (a media ladera).....	55
Figura 23. Sondeo 3, Abscisa k71+360 (corona del talud).....	56
Figura 24. Sondeo 4, Abscisa k71+360 (Parte baja del talud).....	57
Figura 25. Sondeo 5 y 6, Abscisa k72+000 (Corona y media ladera)	58
Figura 26. Ejecución de apiques abscisa K72.....	59
Figura 27. Perfiles de los apiques ejecutados	59
Figura 28. Perfiles de los apique K71+280.....	60
Figura 29. Perfiles de los apique K71+860.....	60
Figura 30. Gráfica N de SPT.....	63
Figura 31. Caracterización gravo arcilloso suelo Abscisa k71+300.....	65
Figura 32. Resultados de corte directo en arcilla con algo de gravas.....	67
Figura 33. Fotografías del talud K71+550.....	71
Figura 34. Fotografías del talud K71+360, izq. Talud en el 2016, der. Talud 2017.....	72
Figura 35. Clasificación textural de la fracción fina y su relación con la erosionabilidad	73
Figura 36. Concreto lanzado y pernos de sujeción	75
Figura 37. Resistencia a la erosión por aguas de escorrentía de varios tipos de cobertura	76
Figura 38. Lloradero quebrado (izq), canales sin disipadores de energía (der).....	77
Figura 39. Modelo (A-A) estático K71+550	84
Figura 40. Modelo (A-A) saturado K71+550	85
Figura 41. Modelo (A-A) pseudoestático K71+550.....	85

Figura 42. Modelo (B-B) estático K71+360.....	86
Figura 43. Modelo (B-B). Saturado K71+360.....	87
Figura 44. Modelo (B-B). Sismo K71+350.....	87
Figura 45. Modelo (A-A). Estático k71+550.....	91
Figura 46. Modelo (A-A). Saturado k71+550.....	92
Figura 47. Modelo (A-A). Seudoestatico k71+550.....	93
Figura 48. Modelo (B-B). Estático k71+360.....	94
Figura 49. Modelo (B-B). Saturado k71+360.....	94
Figura 50. Modelo (B-B). Sismo k71+360.....	95
Figura 51. Esquema del dado a utilizar.....	99
Figura 52. Dimensionamiento.....	99
Figura 53. Diagrama de fuerzas viga-talud (2).....	99
Figura 54. Modelo (A-A). Estático K71+550.....	101
Figura 55. Modelo (A-A). Saturado K71+550.....	102
Figura 56. Modelo (A-A). Pseudoestatico K71+550.....	103
Figura 57. Modelo (B-B). Estático K71+350.....	104
Figura 58. Modelo (B-B). Saturado K71+350.....	104
Figura 59. Modelo (B-B). Seudoestatico K71+350.....	105
Figura 60. Metodología para determinar el caudal máximo.....	107
Figura 61. Área de drenaje.....	107
Figura 62. Tabla de la curva número para la cobertura existente en el sector.....	110
Figura 63. Determinación del coeficiente de escorrentía.....	111
Figura 64. Determinación del periodo de retorno de diseño.....	112

Figura 65. Detalle de zanja de coronación.....	113
Figura 66. Valores típicos Fi.....	116
Figura 67. Valores típicos Fr.	117
Figura 68. Conformación del talud (A –A) con la propuesta 1	120
Figura 69. Detalle de zanja de coronación.....	121
Figura 70. Parámetros ingresados al Software.....	124
Figura 71. Definición de la longitud del perno	125
Figura 72. Talud con pendientes mayores a 45°	126
Figura 73. Detalle de la malla de triple torsión.....	126
Figura 74. Detalle anclajes.....	127
Figura 75. Esquema canales de rápidas con tapa y columpio.....	128

Lista de Apéndices*

	Pág.
Apéndice A. Laboratorios.....	136
Apéndice B. Planos.....	137

* Ver documentos adjuntos en el CD ROM

Resumen

Título: Análisis de alternativas y propuesta de estabilización del talud K71 entre el subsector San Alberto – San Roque del Tramo F. Aguachica - La Mata de la Ruta del Sol*

Autor: Robinson Antonio Montañez Gómez **

Palabras Clave: Taludes, estabilidad, erosión, suelos, Ruta del Sol

Descripción:

El talud de PR 71+250 – PR71+700 en el subsector de San Alberto – San Roque del Tramo F, Aguachica – La Mata de la Ruta del Sol, carretera que comunica el interior del país y la costa norte de Colombia, se ha deslizado destruyendo las obras de protección existentes y dificultando la transitabilidad en época de lluvias por la generación de caída de rocas y detritos. Este talud presenta pendientes muy fuertes, amplias alturas, algunos negativos en la parte superior y formación de cárcavas de erosión, estos factores incidentes sumado a la falta de un drenaje adecuado y a las precipitaciones detonaron los deslizamientos del suelo aluvial.

Los taludes están conformados por alternancias de suelos granulares y finos con estructura gravosoportada en matriz limo arenosa, siendo esta composición textural muy propensa a la erosionabilidad. Se analiza la conformación del talud existente y se realiza el análisis de estabilidad mediante modelos conceptuales y matemáticos para la proposición de obras que cumplan con el factor de seguridad requerido y que geotécnicamente tengan buen comportamiento en este tipo de taludes; además, se plantea la solución geotécnica mediante cobertura reforzada para el control de la erosión y un sistema de drenaje que controle los niveles de saturación.

* Trabajo de Grado

** Facultad De Ingeniería Físico-Mecánicas, Escuela De Ingeniería Civil, Magíster En Geotecnia. Director. Wilfredo Del Toro R. Codirector Hebenly Celis Leguizamo

Abstract

Title: Alternatives analysis and proposal stabilization of the k71 slope between the San Alberto - San Roque subsector of the Aguachica – La Mata section F. of the Sol Route *.

Author: Robinson Antonio Montañez Gómez**

Keywords: Slope, Stability, Erosion, Soils, Sol Route

Description:

The K71+250 – K71+700 slope located in the San Alberto – San Roque sub-sector of the Aguachica – La Mata Section F of the Sol Route, road connecting the interior of the country and the north coast of Colombia, It has slipped destroying existing protection structures and hampering the trafficability in rains epoch by falling rocks and debris generation. This slope is very steep slopes, large heights, some negatives on the top and formation of erosion gullies, these incidental factors coupled with the lack of proper drainage and rainfall detonated the alluvial soil landslides. This slope is very steep slopes, large heights, some negatives on the top and formation of erosion gullies, these incidental factors coupled with the lack of proper drainage and rainfall detonated the alluvial soil landslides.

The slopes are made of alternation of soil granular and fine whit gravel and matrix loamy sand, being this textural composition very prone to erodibility. The conformation of the existing slope and the stability analysis analyzed through conceptual and mathematical models for the proposition of works that meet the required safety factor. Is important that this works have good behavior in this type of slopes; it also raises the Geotechnical solution through coverage reinforced for the control of erosion and a drainage system that controls the saturation levels.

* Degree Work

** Faculty of Physics-Chemistry Engineering. School of Civil Engineering. Director: Wilfredo Del Toro R. Co-director: Hebenly Celis Leguizamo

Introducción

Con el avance de la infraestructura y la ingeniería en el contexto geológico colombiano, se presentan problemas de inestabilidad de los suelos que al ser intervenidos, su estructura pierde el equilibrio y tienden a deslizarse, si no se construyen las obras de estabilización que mejor se ajusten a su comportamiento; desde el punto de vista geotécnico a partir de la caracterización de los materiales geológicos y del conocimiento de los procesos que dan origen a la inestabilidad se busca dar soluciones de estabilización mediante obras ingenieriles al talud en estudio. Este proyecto se desarrolla con la colaboración de Consol, Consorcio Constructor de Ruta del Sol, quienes proporcionaron los datos iniciales para su desarrollo.

Con este trabajo se busca brindar las alternativas de solución para la estabilización del talud ubicado en el PR K71 en el subsector San Alberto – San Roque del tramo F. Aguachica – La Mata de la Ruta del Sol, esta ruta permite la conectividad desde el interior del país hasta la costa norte colombiana, esto a partir de la caracterización geológica – geotécnica y de la identificación de los procesos que dieron origen a su inestabilidad. El talud se ha deslizado destruyendo las obras de protección y estabilización anteriormente construidas, actualmente se encuentra deslizado y obstruye parte del corredor en épocas de lluvias.

1. Generalidades

El objeto de este estudio es la caracterización y el análisis de estabilidad del talud ubicado en las abscisas K71+250 – K71+700 de la Ruta del Sol por la calzada que de La Mata conduce a Aguachica en el departamento del Cesar, en dirección Norte-Sur. El talud tiene una altura variable entre 25 a 37 m y una longitud de 450 m. Las alturas sobre el nivel de mar son de 280 m.s.n.m en la parte más alta del talud.

1.1 Localización

El sector en estudio hace parte del proyecto total que contempla la rehabilitación y expansión de 993 km y la construcción de un nuevo tramo de aproximadamente 78 km. de carretera existente entre el interior del país y la costa norte de Colombia; la cual inicia unos 70 km. al noroeste de Bogotá y termina 21 km al sur del puerto de Santa Marta, empalmando con otra vía concesionada. El proyecto atraviesa 39 municipios en 8 departamentos y recibe el tráfico de ciudades principales tales como Medellín, Cali, Barranquilla, Cartagena y Bucaramanga. El talud objeto de este trabajo se localiza el subsector San Alberto - San Roque en el tramo F. Aguachica – La Mata de la Ruta del Sol en las abscisas K71+250 – K71+700 el cual se demarca en la figura 1 con el número 2. Los demás sectores corresponden a: 1. Villeta – El Korán, 3. San Roque Bosconia.

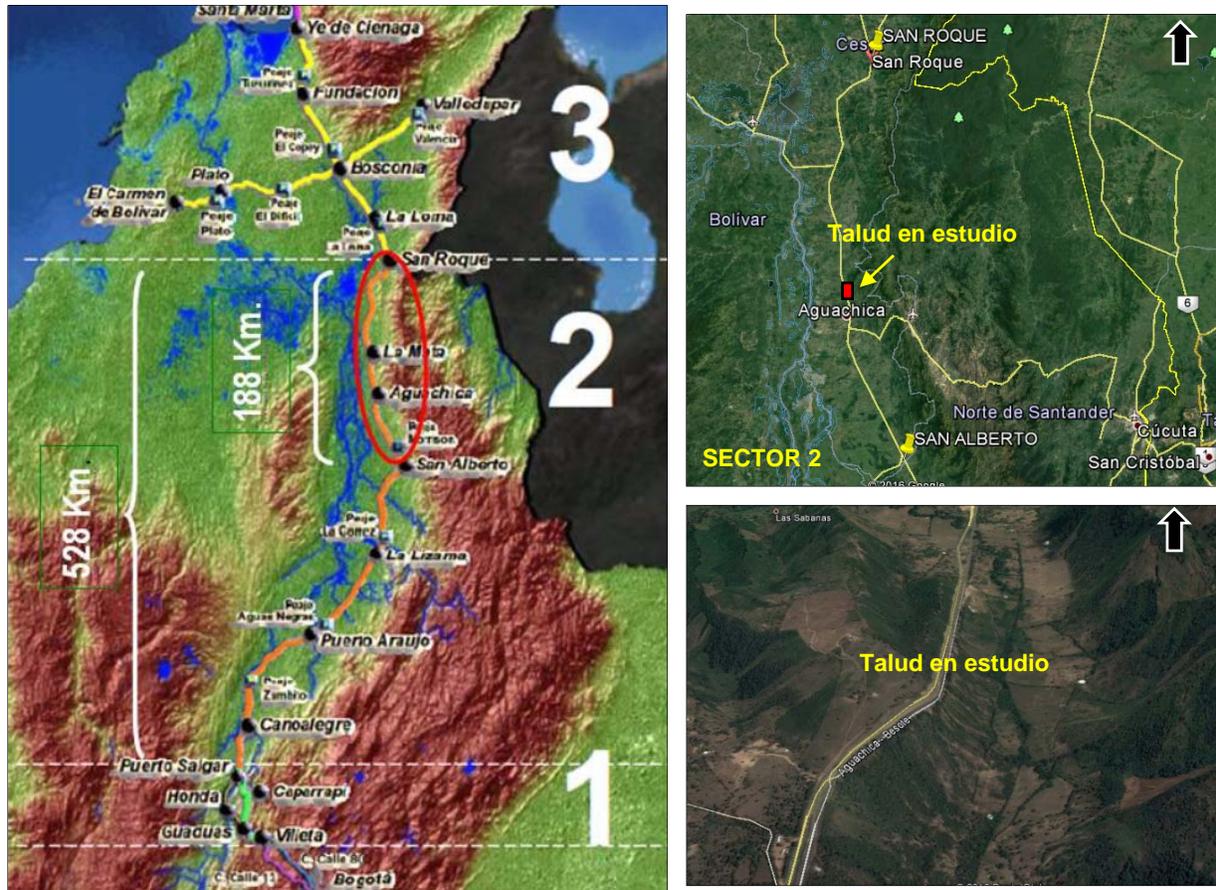


Figura 1. Localización y descripción general del Proyecto

Nota. Adaptado de: Gogle Earth, Consorcio Bracol, 2011 sobre la página web INCO

1.2 Descripción del sector en estudio

En el talud interno de la calzada norte-sur que conduce de La Mata a Aguachica (ver figura 2) se ha presentado un movimiento en masa, actualmente, gran parte del talud se encuentra deslizado, principalmente las zonas que estaban protegidas con concreto lanzado. En épocas de lluvias se observa el precario funcionamiento de las obras de drenaje y la caída de material y roca en parte del corredor. En la figura 3, se observa el talud en los diferentes puntos críticos del deslizamiento.



Figura 2. Referenciación talud en estudio

Nota. Adaptado de: Google Earth Pro



Figura 3. Fotografías del talud en estudio, conformado y después del fallo

Nota. Adaptado de: Ruta del Sol

2. Antecedentes

INGEOMINAS. Instituto de Investigaciones Geológico-Mineras. Plancha No 75, -Geología de Aguachica Esc. 1:100 000 y Memoria Explicativa de la Plancha, 1996.

POT- Plan Básico de Ordenamiento Territorial- Municipio de Aguachica- U. Industrial de Santander, Centro de Estudios Regionales – Mapas Geológico, Fisiográfico y Geomorfológico.- Enero de 2002.

CONSORCIO BRACOL - CONCOL – CUSA (2011), Presentó un estudio de Estabilidad y Estabilización de taludes Aguachica - La Mata. Tramos (PR 64+650 – PR 101 + 000). En este estudio se determinaron las condiciones iniciales de estabilidad para corte y terraplén y puesta en marcha del sector del corredor vial. En este informe se presenta la zonificación geológica como depósitos aluviales y terrazas/depósitos de conos aluviales Qcal3/Qcal2, la exploración geotécnica desarrollada y el análisis de estabilidad con la conformación del talud propuesta.

Posteriormente, CONSORCIO BRACOL - CONCOL – CUSA (2016), realizó un Informe de Diseño Geotécnico “Asistencia técnica de obra (ATO) en el subsector comprendido entre San Alberto – San Roque con una longitud actual aproximada de 188 km. Talud K71, tramo F. Aguachica - La Mata. Este estudio se realizó debido a la inestabilidad evidenciada en los taludes del K71 de la calzada sur del proyecto donde se presentaron deslizamientos y se destruyeron las obras de protección construidas.

De acuerdo a los antecedentes se observa que el talud ha presentado inestabilidad. Los tramos del talud deslizado tienen alturas entre 20 y 30 metros y abarcan longitudes de 15 metros y 35

metros a nivel de la vía. Actualmente el talud se encuentra deslizado y obstruye parte del corredor en épocas de lluvias.

Una vez referenciados los estudios desarrollados en el talud de este proyecto se procede a realizar un análisis de los antecedentes donde, se muestran las variaciones geométricas del talud a través del tiempo para dos periodos en específico (2013 y 2013), es decir antes y después del fallo.

2.1 Análisis de los antecedentes

Se realiza un análisis topográfico donde se muestra la variación morfométrica del talud en general, caracterizando las secciones típicas de acuerdo con la topografía.

En la figura 4 se observan las variaciones en la geometría del talud antes y después del fallo mostrando un espesor de la masa deslizada de aproximadamente 4 metros y un aumento en la inclinación de las pendientes de los taludes. En la figura 5 se observa una mayor altura e inclinación en los taludes de la abscisa K71+440 y una menor altura e inclinación en el talud K71+600.

También se determinó la altura total del talud (HT), la altura de las terrazas intermedias (H) y la variación de la pendiente del talud para cada una de las secciones analizadas las cuales se incluyen en los anexos de este informe. Los resúmenes de los datos obtenidos se muestran en la tabla 1 y en la tabla 2.

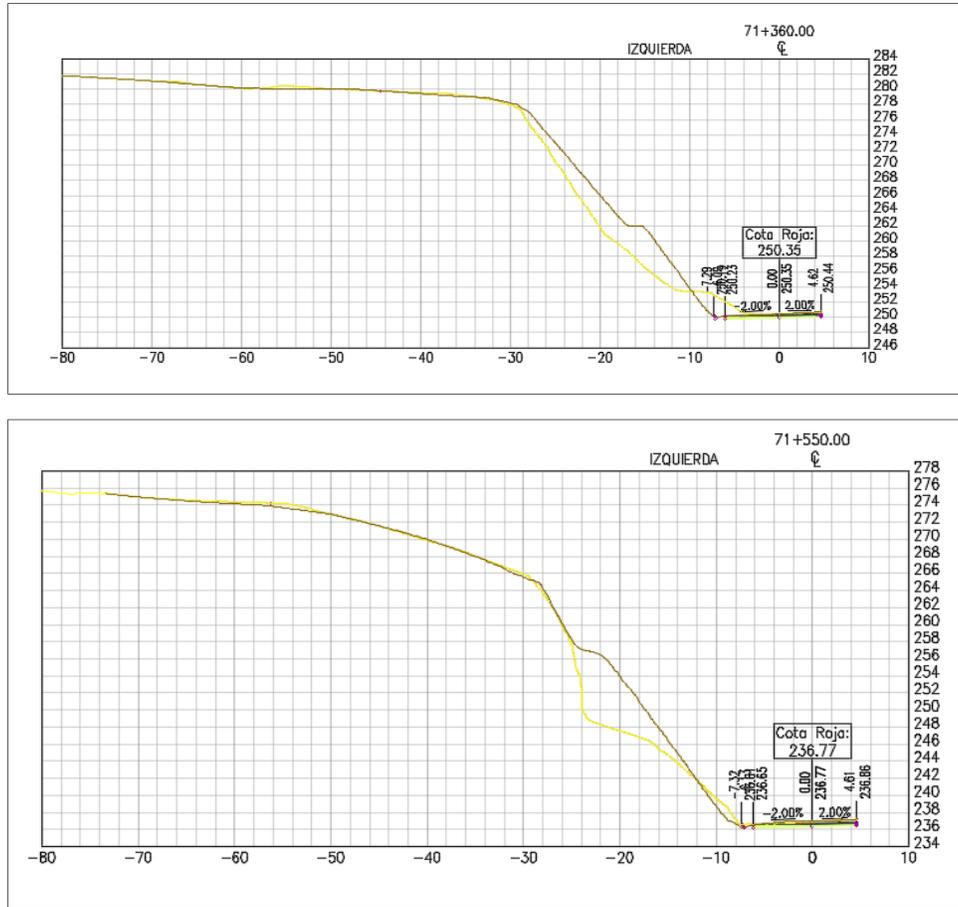


Figura 4. Secciones típicas sitios de deslizamiento

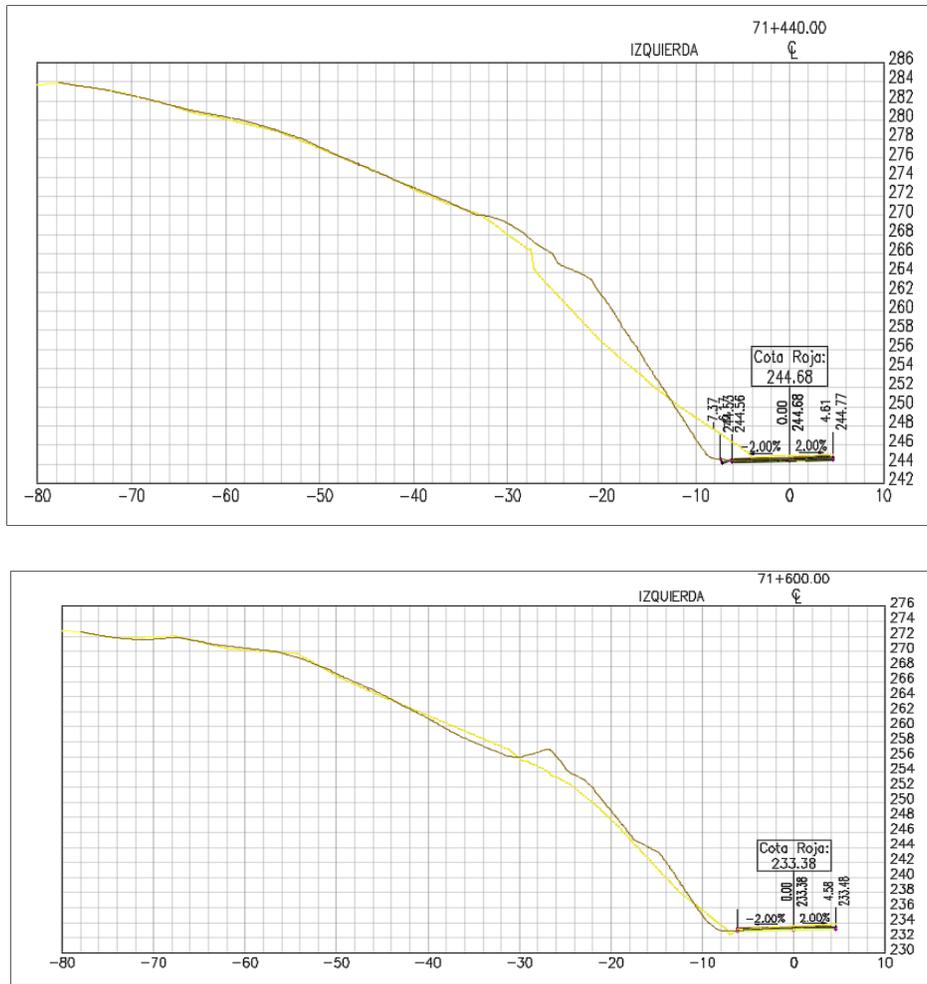


Figura 5. Secciones típicas (K71+440 -K71+600)

Tabla 1.

Geometría de las secciones topográficas del año 2013

Magnitud	HT (m)	H (m)	Pendiente		
			dH/dx	(°) Grados	dx/dH
Minimo	12,7	9,0	1,1	46,9	0,5
Promedio	31,3	17,9	1,4	54,6	0,7
Maximo	43,0	28,6	1,9	62,5	0,9
Des. Estan	8,2	5,5	0,2	3,2	0,1

Tabla 2.

Geometría de las secciones topográficas del año 2016

Magnitud	HT (m)	H (m)	Pendiente		
			dH/dx	(°) Grados	dx/dH
Minimo	12,7	6,9	0,7	36,0	0,6
Promedio	31,0	18,3	1,3	51,0	0,8
Maximo	43,0	29,2	1,8	60,4	1,4
Des. Estan	8,4	4,9	0,2	5,2	0,2

Con base en los valores mínimos, máximos y promedio de las alturas se observa que las alturas de las terrazas variaron a causa de los eventos erosivos y de remoción en masa presentados; además, se observa una disminución en las pendientes en el talud en general.

Graficando a si los parámetros obtenidos en el talud analizado, se evidencia una disminución en la altura de la terraza intermedia en los sitios de deslizamiento. En la gráfica de la figura 7 se un aumento en el ángulo de corte, 35 y 36°.

En las gráficas se presentan como taludes críticos los que han reportado movimiento.

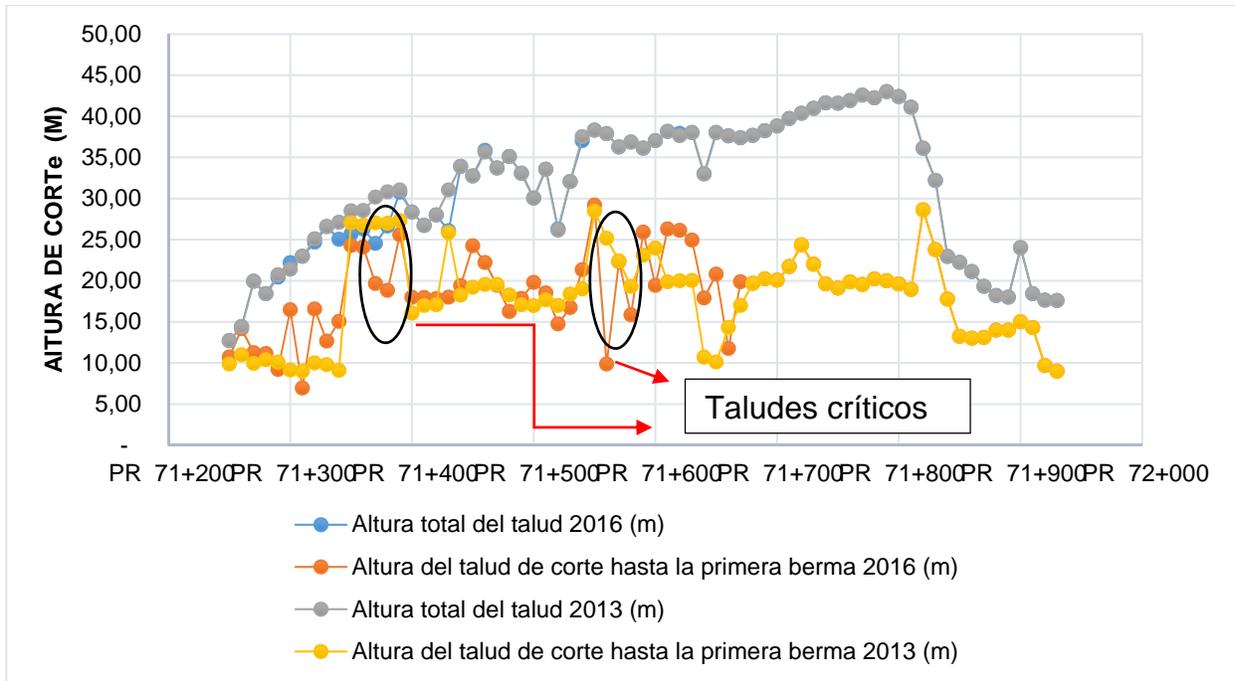


Figura 6. Variación de las alturas de corte del 2013 al 2016

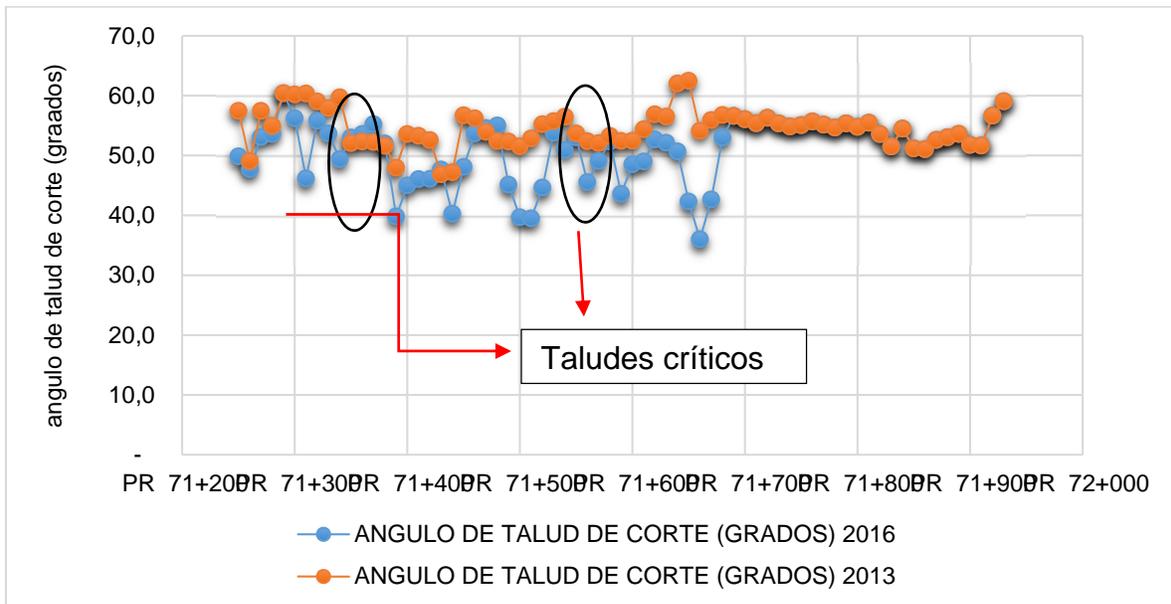


Figura 7. Variación del ángulo de los taludes del 2013 al 2016

3. Objetivos

3.1 Objetivo General

Desarrollar el análisis de alternativas y propuesta de estabilización para el talud del K71 que comprende las abscisas K71+250 – K71+700, en el subsector de San Alberto – San Roque del Tramo F, Aguachica – La Mata de la Ruta del Sol, Tramo II.

3.2 Objetivos Específicos

- Revisar la caracterización geológica y geotécnica los suelos del talud en estudio y ajustar si fuera necesario.
- Analizar y representar mediante modelos geotécnicos las alternativas de estabilización.
- Definir las obras requeridas para garantizar la estabilidad del talud y de las estructuras adyacentes.

4. Marco Teórico

En este capítulo se presentan los conceptos básicos para el desarrollo del presente trabajo.

Erosión: la erosión corresponde a la eliminación física de los materiales geológicos por agentes dinámicos como el agua, el viento o el hielo.

La erosión del suelo es un proceso natural, forma parte del reciclaje constante de los materiales de la Tierra que denominamos el *ciclo de las rocas*. Una vez formado el suelo, las fuerzas erosivas, en especial el agua y el viento, mueven los componentes del suelo de un lugar a otro. Cada vez que llueve, las gotas de lluvia golpean la tierra con fuerza sorprendente. Cada gota actúa como una pequeña bomba, haciendo estallar partículas del suelo móviles fuera de sus posiciones de la masa de suelo. A continuación, el agua que fluye a través de la superficie arrastra las partículas de suelo desalojadas. Dado que el suelo es movido por finas láminas de agua, este proceso se denomina *erosión laminar*. (Tarbuck y Lutgens, 2005) posteriormente se desarrollan hilos de agua y empiezan a formarse finos canales denominados surcos, conforme los surcos aumentan su tamaño se crean incisiones más profundas en el suelo conocidas como cárcavas.

Smith y Wischmeier (Tragsa, 1994) desarrollaron la ecuación universal de la erosión más aceptada actualmente a partir de modelos empíricos permitiendo la evaluación de pérdidas del suelo mediante la siguiente expresión:

$$A = R \times K \times S \times L \times C \times P$$

Donde:

“ A = es la pérdida de suelo por unidad de superficie, que se obtiene por el producto del resto de los factores (Ton/hectárea).

R = *factor lluvia* es el número del índice de erosión pluvial, E.I30, en el período considerado, y mide la fuerza erosiva de una lluvia determinada. (J.m-2. cm.hora-1).

K = *factor erosionabilidad de suelo* es el valor de la erosión por unidad de índice de erosión pluvial, para un suelo determinado, con una pendiente del 9% y una longitud de declive de 22.1 m.

L = *factor longitud de la ladera* es la relación entre la pérdida de suelo para una longitud determinada y la pérdida en una longitud de 22.1 m del mismo tipo de suelo (adimensional).

S = *factor pendiente* es la relación entre las pérdidas para un pendiente determinado y las pérdidas para una pendiente del 9% del mismo tipo de suelo (adimensional).

C = *factor cultivo y ordenación*, la relación entre las pérdidas de suelo en un terreno cultivado en condiciones específicas y las pérdidas correspondientes para ese suelo sin cultivo (adimensional).

P = *factor prácticas de conservación del suelo*, la relación entre las pérdidas de suelo con cultivo a nivel, en fajas y en terrazas, y las pérdidas de suelo correspondientes a un cultivo en surcos según la pendiente (adimensional)”. en Suarez,

Factores de afectan la erosionabilidad

Vanoni en Suarez, expresa que los factores básicos que definen la erosionabilidad de un suelo son:

- a. Tamaño y distribución de las partículas
- b. Resistencia al corte (Cohesión)
- c. Índice de plasticidad

- d. Contenido de arcilla
- e. Porcentaje de arena, limo y arcilla
- f. Tipo de arcilla
- g. Dispersibilidad de la arcilla
- h. Valencia de los Iones absorbidos
- i. Tamaños de los Iones absorbidos
- j. Porcentaje y tipo de los suelos disueltos
- k. Temperatura
- l. Orientación de las partículas
- m. Factores geométricos (estado de esfuerzos)
- n. Humedad natural antes de la lluvia
- o. Área expuesta
- p. Intensidad de la lluvia
- q. Pendiente del terreno
- r. Rata de escorrentía
- s. Profundidad de la escorrentía
- t. Velocidad de la escorrentía
- u. Longitud de recorrido de la escorrentía
- v. Características de la cobertura vegetal

La erosionabilidad para los suelos granulares (arenas y gravas) (suelos predominantes en el talud en estudio), depende principalmente del tamaño y forma de las partículas, las fuerzas que resisten el movimiento son causadas por el propio peso de las partículas. Las partículas finas se erosionan primero y las gruesas permanecen dependiendo de la fuerza tractiva de la corriente.

De acuerdo al Manual de Técnicas de estabilización biotécnica en Taludes de infraestructuras de obra civil la erosión afecta los taludes de infraestructura lineales de la siguiente manera:

Pérdidas de suelo, Producción de sedimentos y deterioro del talud.

Dentro de los sistemas de cobertura para el control de la erosión incluyen mallas y redes orgánicas formadas por fibras que se utilizan como refuerzo con otros productos geotécnicos como biomantos tal como se presenta en la figura 8.

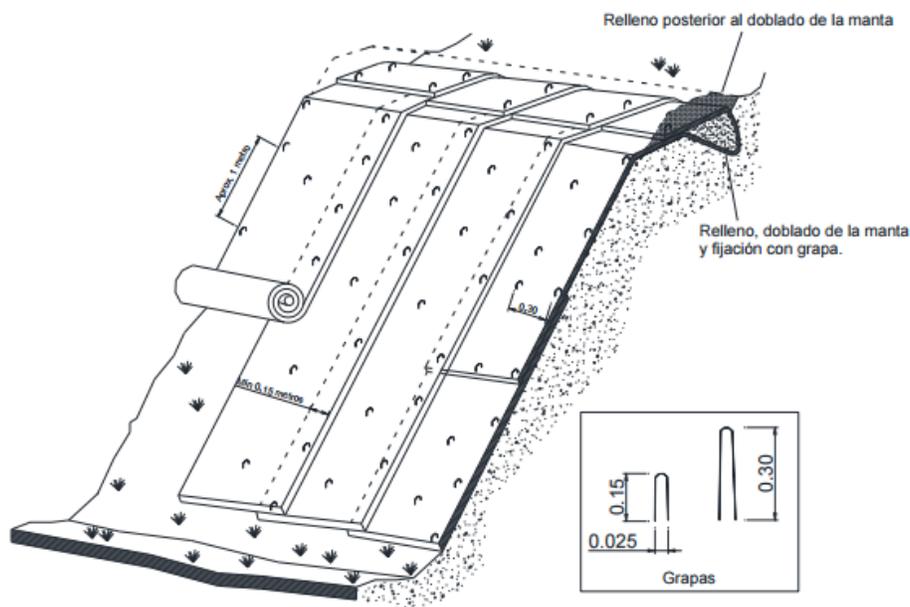


Figura 8. Instalación de mallas o mantos orgánicos

Fuente: Manual de Técnicas de estabilización biotécnica en Taludes

En los taludes de estudio se ha observado que la erosión es causada principalmente por las aguas de escorrentía y niveles freáticos que saturan los suelos del talud, Suarez, 2001 propone obras de estabilización de acuerdo a los mecanismos de erosión como se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 3.

Formas y mecanismos de erosión y obras de estabilización

Elemento erosionante	Forma	Mecanismo	Obras de estabilización
Gotas de lluvia	Semilaminar	Golpeo, desprendimiento y esparcimiento	Cobertura vegetal de altura media y baja, revestimientos tratamiento químico, impermeabilización.
Escorrentía	Semilaminar (Difusa)	Transporte de suelos desprendidos por la lluvia y arrastre de materiales sueltos.	Cobertura vegetal, canales, recubrimiento con suelos resistentes.
	En surcos	Desprendimiento y transporte a lo largo de canales intermitentes con avance hacia arriba.	Recubrimientos diversos, cobertura vegetal, barreras, canaletas.
	En cárcavas	Desprendimiento, turbulencia en canales intermitentes con avance hacia arriba.	Recubrimientos diversos, trinchos, muros, barreras, canaletas, lavaderos, bioingeniería y biotecnología.
Afloramiento de agua	Cárcavas en taludes	El gradiente hidráulico del afloramiento desprende el suelo en cáscaras o flujo.	Drenes de pantalla, subdrenes de penetración, biotecnología

Nota. Adaptado de: Suarez, 2001

5. Metodología

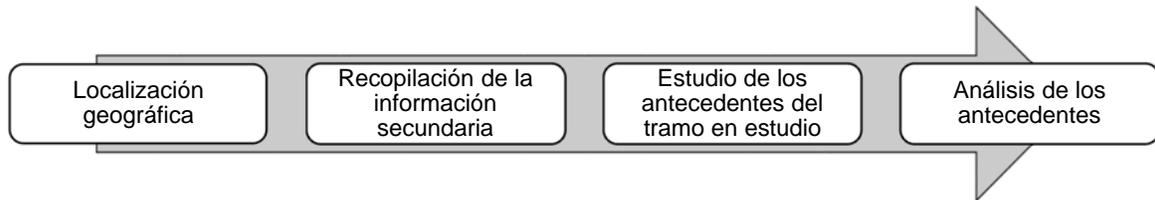
Para el desarrollo del proyecto fue necesario dividir los trabajos realizados en la etapa de recopilación y análisis de la información existente, análisis e interpretación de resultados y propuestas de alternativas de solución, a continuación, se presentan los diagramas de flujo para cada una de las etapas del proyecto

5.1 Etapa Preliminar

En esta etapa se recopiló la información existente del proyecto y su área de influencia, para lo cual se revisaron los estudios anteriores del tramo donde se localiza el talud, se analizan los

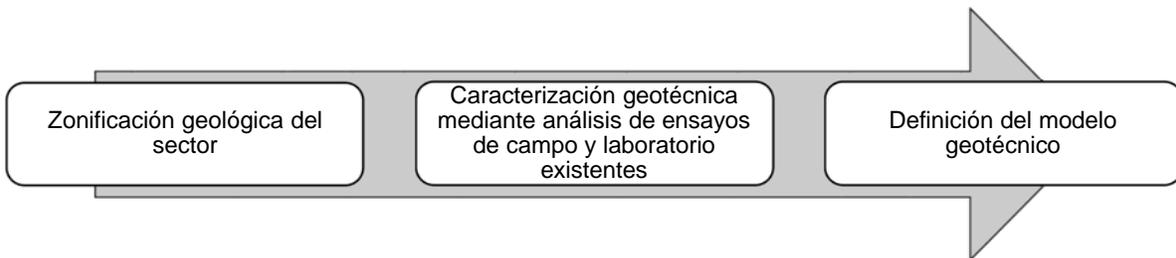
antecedentes del estado y comportamiento de los suelos a lo largo de la construcción de la vía.

En esta etapa también se localiza el marco geológico regional y tectónico.



5.2 Etapa de caracterización geológica - geotécnica

En esta fase se analiza la información existente a cerca de los estudios de suelos y caracterización de las propiedades físicas y mecánicas de los mismos, además se realizaron visitas a campo para comprobar el estado del talud actual y se ejecutó el respectivo levantamiento geológico para la realización del modelo geotécnico del talud.



5.3 Análisis de alternativas de estabilización y propuesta de solución

A partir de la información recolectada en campo, la caracterización geológica y la exploración geotécnica se obtuvieron los parámetros geotécnicos de los materiales existentes y se realizó el

respectivo análisis de estabilidad y la modelación de las diferentes alternativas de estabilización para la proposición de la alternativa de solución más viable.



6. Marco Geológico

A nivel regional de acuerdo con el Ingeominas, 1995 el área de estudio se encuentra enmarcada en la región fisiográfica central de las planicies del valle medio del Magdalena y al oriente es cercana a los límites de las estribaciones noroeste de la serranía de los Motilones. La región central se caracteriza geomorfológicamente por planicies y colinas suaves y redondas.

Geológicamente el área de estudio se encuentra sobre depósitos de conos aluviales, estos depósitos se alojaron sobre rocas cretácicas y terciarias que a su vez se encuentran en contacto fallado por la falla de Aguachica con rocas volcánicas de la Unidad volcanoclástica de Norean.

UNIDAD VOLCANOCLÁSTICA DE NOREAN (Jn)

Se extiende como un amplio cordón montañoso con direcciones variables al noreste, localizado al este de la vía actual en las cercanías de Norean. Afloran en la población de Norean, las quebradas Norean y Besote. En Ingeominas (1995) le asignaron una edad de principios y mediados del Jurásico

Está conformada por varios conjuntos de rocas de carácter volcanogénico. El espesor de la unidad se estima en unos 4500 m.

A continuación, se describen los cuatro conjuntos de roca que conforman la unidad Volcanoclástica de Norean. (Jn): clástico-piroclástico (Jncp), piroclástico-epiclástico (Jnpe), efusivo dacítico (Jned) e hipobasal-andesítico (Jnha).

Conjunto clástico-piroclástico (Jncp)

De acuerdo con Ingeominas (1995) este conjunto se localiza en la parte inferior de la secuencia. De carácter clástico – piroclástico. Tobsa cristalino-líticas, lodolitas y arenitas tobaceas, intercaladas con arenitas rojo grisáceas con areniscas gris amarillentas a rojo grisáceas de grano fino y areniscas lodosas al tope del conjunto; se disponen en capas planas a ligeramente onduladas paralelas. Su espesor se estima en unos 2220 m.

Conjunto piroclástico-epiclástico (Jnpe)

En Ingeominas (1995) sitúan este conjunto hacia la parte media de la secuencia. De carácter piroclástico-epiclástico. Está constituida por Toba cristalina y cristalina lítica alternadas con lapilitas, las tobas son predominantemente andesíticas y minoritariamente dacíticas, color púrpura grisácea, con alternancia de aglomerados, lodolitas, conglomerados lodosos y lavas, además se encuentran capas aisladas de dacitas y lodolitas conglomeráticas, color rojo grisáceo. El conjunto se presenta en capas medianas a gruesas estratificadas. Su espesor se estima en unos 1500 m.

Conjunto efusivo dacítico (Jned)

Se localiza hacia la parte media- superior, de la secuencia. Según la descripción del Ingeominas (1995) son de carácter efusivo y corresponden a lavas dacíticas a andesíticas, pseudo estratificada, rojo pálidas, a gris verdoso oscuro, porfiríticas, con fenocristales de feldespato y piroxenos, en matriz microcristalina. Su espesor se estima en unos 500 - 600 m.

Conjunto hipobasal-andesítico (Jnha)

Se localiza hacia la parte superior de la secuencia. En la descripción litológica del Ingeominas (1995) se describe que está conformado por silos, cuerpos de geometría irregular desconectados entre sí, de composición andesítica, y basáltica, color verde grisácea, a gris verdosa, con espesores desde 9 m, hasta 100 m. Además, diques menores no cartografiados, cruzan los cuatro conjuntos, son verticales, con espesores variables, desde 20 cm hasta 5 m de composición andesítica, riolítica, porfiríticos, color gris verdoso.

FORMACIÓN TABLAZO (KIT)

Aflora al este de la vía al norte de la población de Pelaya y al este de las poblaciones del Juncal, Aguachica y Besote. Se encuentra suprayaciendo a la unidad Volcano clásica de Norean. (Jn). En esta región presenta buzamientos fuertes (40° y 70°) hacia el SW.

En la descripción litológica del Ingeominas (1995) se describe que está conformada por calizas biomicríticas y bioesparitas grises, alternada con lodolita calcárea. Se encuentra en estratos medianos a gruesos. Su espesor se estima en unos 130 a 200 m. Bloques y fragmentos de estas rocas se encuentran al costado oriental de la vía existente al norte de Pelaya y en los depósitos aluviales del río Besote.

DEPÓSITOS CUATERNARIOS

Los depósitos cuaternarios que predominan a lo largo de la vía existente y en su zona de influencia, corresponden a material proveniente de la zona montañosa de la Serranía de Los Motilones, afectados posteriormente por la actividad del río Magdalena y sus afluentes.

Estos depósitos se desarrollan normalmente en el contexto geológico donde una corriente fluvial, de gradiente alto, abandona un valle estrecho en terrenos montañosos y sale súbitamente a una llanura amplia y llana o a un fondo de valle. La caída súbita de velocidad, hace que la corriente

libere rápidamente su carga de sedimento, en una acumulación que tiene forma de cono o abanico, donde normalmente el material grueso se deposita en el ápice (parte más próxima a la desembocadura), y el más fino es transportado hacia la base (parte más distal).

En general en la zona se caracterizaron tres tipos de depósitos cuaternarios: $Q_{cal1}=Q_{lla}=Q_{fal}$, $Q_{cal2}=Q_{cal}$ y $Q_{cal3}=Q_{tcal}$, de los cuales en el talud de estudio y su área de influencia afloran: $Q_{cal2}=Q_{cal}$ y $Q_{cal3}=Q_{tcal}$.

Depósitos de Conos y terrazas gravas gruesas con finos (Q_{tcal} , Q_{al3})

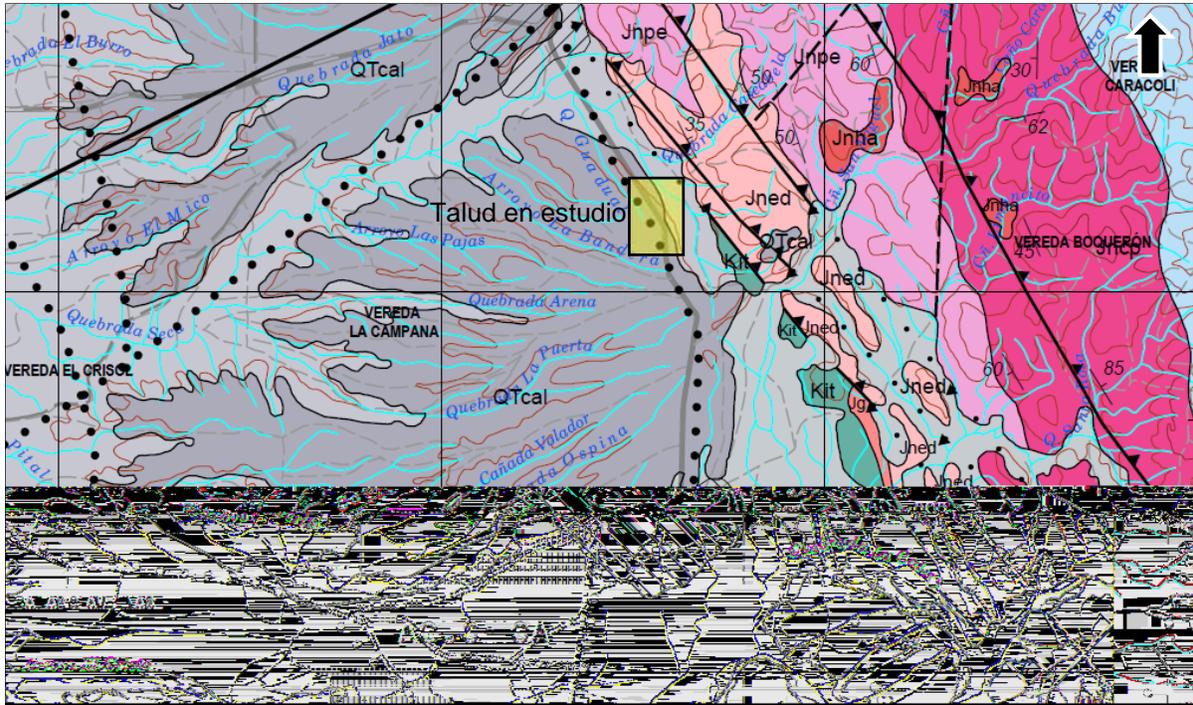
De acuerdo con el Ingeominas, 1995, estos depósitos son típicos depósitos de piedemonte que forman mesetas suavemente basculadas hacia el SW, de 100 y 150 metros de espesor.

“Están constituidos por una alternancia de gravas, arenas gravosas y capas aisladas de limos; son de color gris amarillento. Los fragmentos de gravas provienen de rocas volcánicas y efusivas, así como epiclásticas (areniscas y lodolitas volcánicas) y sedimentarias (calizas); los fragmentos son subredondeados y los mayores miden hasta 1.2 m” (Ingeominas, 1995).

Depósitos de Conos y Terrazas (Q_{cal} , Q_{cal2})

Son depósitos de piedemonte de granulometría más fina que Q_{cal3} y mayor extensión, “presentan un relieve más bajo y un espesor estimado de 200m. Están constituidos por la alternancia de gravas, arenas y lodos (los fragmentos son de 50 cm de diámetro máximo de composición de rocas volcánicas)” (Ingeominas, 1995).

En el mapa de la figura 9 se presenta la geología regional del sector en estudio y el marco regional donde se localiza.



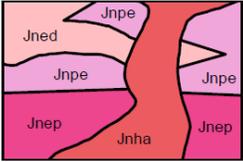
 <p>Unidad volcanoclástica de Norean</p>	 <p>Rocas de la Formación tablazo</p>	<p>QTcal: Depósitos de conos aluviales</p> <p>Qcal: Depósitos de abanicos aluviales y terrazas. Arenas y gravas</p>
--	--	---

Figura 9. Mapa geológico regional, escala 1:100.000

Nota. Adaptado de: Ingeominas

TECTÓNICA

A nivel regional se observan se observan dos sistemas de fallas principales en dirección SW-NE el primero y SSE-NNW el segundo que se entrecruzan formando un enrejado característico. En su mayoría estas fallas son inferidas y se encuentran cubiertas por los depósitos cuaternarios.

Falla Aguachica

En el sector de estudio esta falla se observa muy cercana a la vía en la misma dirección Noroeste.

“Su trazo, atraviesa la vía existente en el cruce con la quebrada Norean. Tiene una longitud de unos 63 Km., con dirección N45W. Es una falla de carácter inverso con inclinación hacia el NE.

El trazo controla el cauce de la quebrada Norean, en el sector próximo a la población del mismo nombre. Al noroeste de la quebrada, se encuentra cubierta por depósitos cuaternarios de conos aluviales (Qcal2) y de llanuras de inundación (Qcal1).

Al oriente de Aguachica, su trazo casi recto, pasa por el piedemonte de la montaña rocosa, conformada por rocas de la unidad volcanoclástica de Norean (Jn), y de la formación Tablazo (Kt), desarrolla un pequeño valle estrecho y alargado de origen tectónico, con dirección aproximadamente paralela al trazo de la falla, delimitado por colinas.

Este valle, localizado al costado oriental de la vía actual, entre La Loma de El Volador y Norean, se observa desde la vía, constituye un rasgo importante para efectos de ampliación de la vía actual por este costado.

La expresión morfológica de la falla de Aguachica desarrolla un contraste geográfico, entre los depósitos cuaternarios localizados al oeste y el cordón montañoso del sector oriental.” Consorcio Bracol (2011).

7. Caracterización geológica local

El talud en estudio está conformado por depósitos de terrazas aluviales principalmente granulares con algunas alternancias de capas finas limosas.

Depósitos de Conos y terrazas gravas gruesas con finos (Qtcal, Qcal3)

Corresponden a depósitos aluviales en forma de terrazas constituidos por material gravoso redondeado a subredondeado de diferentes tamaños, alternando lentes gruesos y delgadas de gravas gruesas, arenas gravosas y lentes aisladas de limos, de color gris amarillento, en matriz fina, además se encuentran lentes de arena gruesa hasta de 1.0 m de espesor. Los fragmentos de las gravas provienen de la unidad volcanoclástica de Norean (Jn), conformada por rocas volcánicas y efusivas, así como areniscas y lodolitas volcánicas y sedimentarias. Su espesor se estima entre 30 y 60 m.

En el mapa de la figura 11 se evidencia la distribución de esta unidad en el talud en estudio.

GEOMORFOLOGÍA

El relieve predominante es suave a moderado, se evidencian algunas colinas onduladas tendiendo a ser montículos, las cuales son menores a 50 metros, en esta unidad se encuentra el talud en estudio; hacia el este se levantan unas montañas de baja altura. En el mapa de la figura 12 se observan las unidades principales identificadas.

Colinas Onduladas (C): geoformas de origen aluvial sobre las cuales predominan procesos denudacionales referentes a la erosión. Son alargadas y no superan los 50 metros de altura correspondiendo a la categoría de montículos del Servicio Geológico Colombiano.

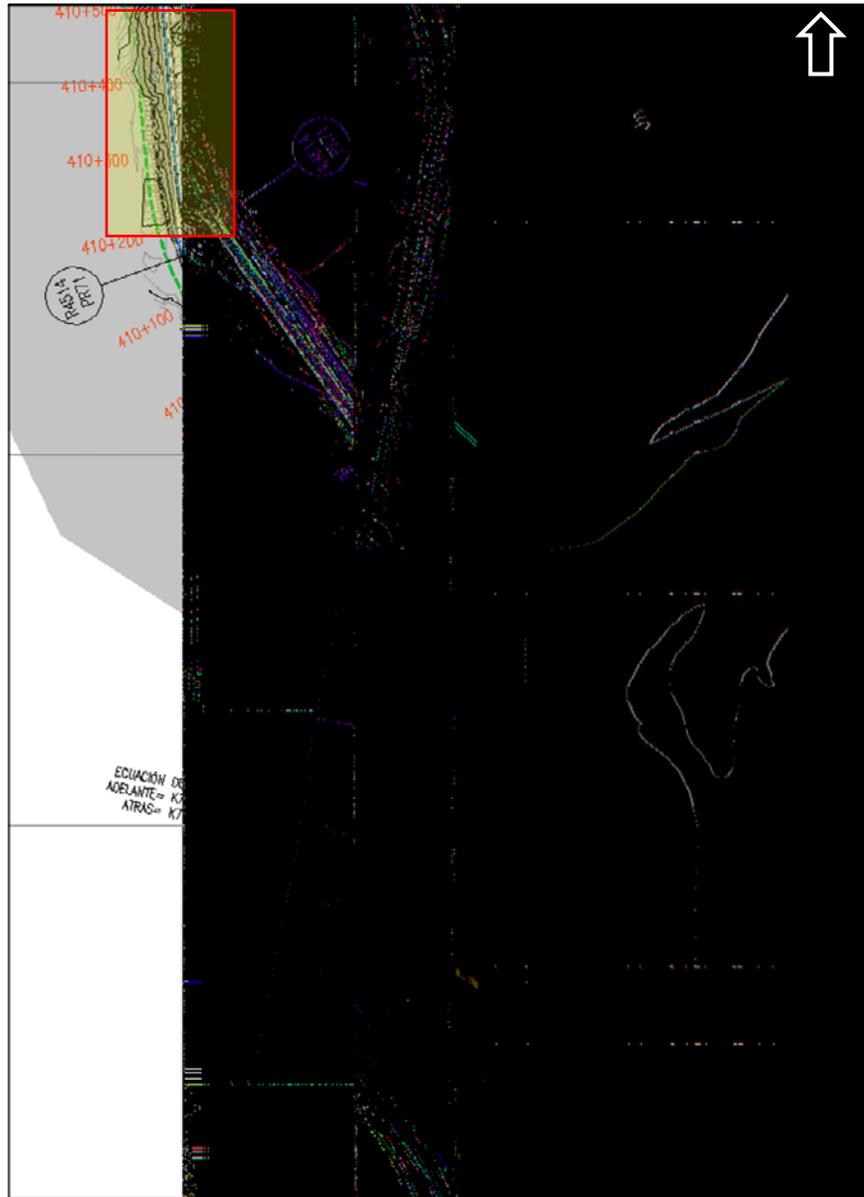
Montañas (M): Relieve montañoso observado como un área abrupta que se levanta al este de la vía, en las zonas donde se encuentran las unidades rocosas, que han sido afectadas por procesos tectónicos y dieron origen a la procedencia de parte del material que conforma los depósitos cuaternarios.

PROCESOS MORFODINÁMICOS

En el talud de estudio se evidencian procesos erosivos tales como erosión laminar y la formación de surcos; esto debido a la destrucción de la protección del talud y a la incidencia de los drenajes sobre los suelos. También se observan procesos de remoción en masa tipo deslizamiento de suelos y caída de rocas como se muestra en la figura 10.



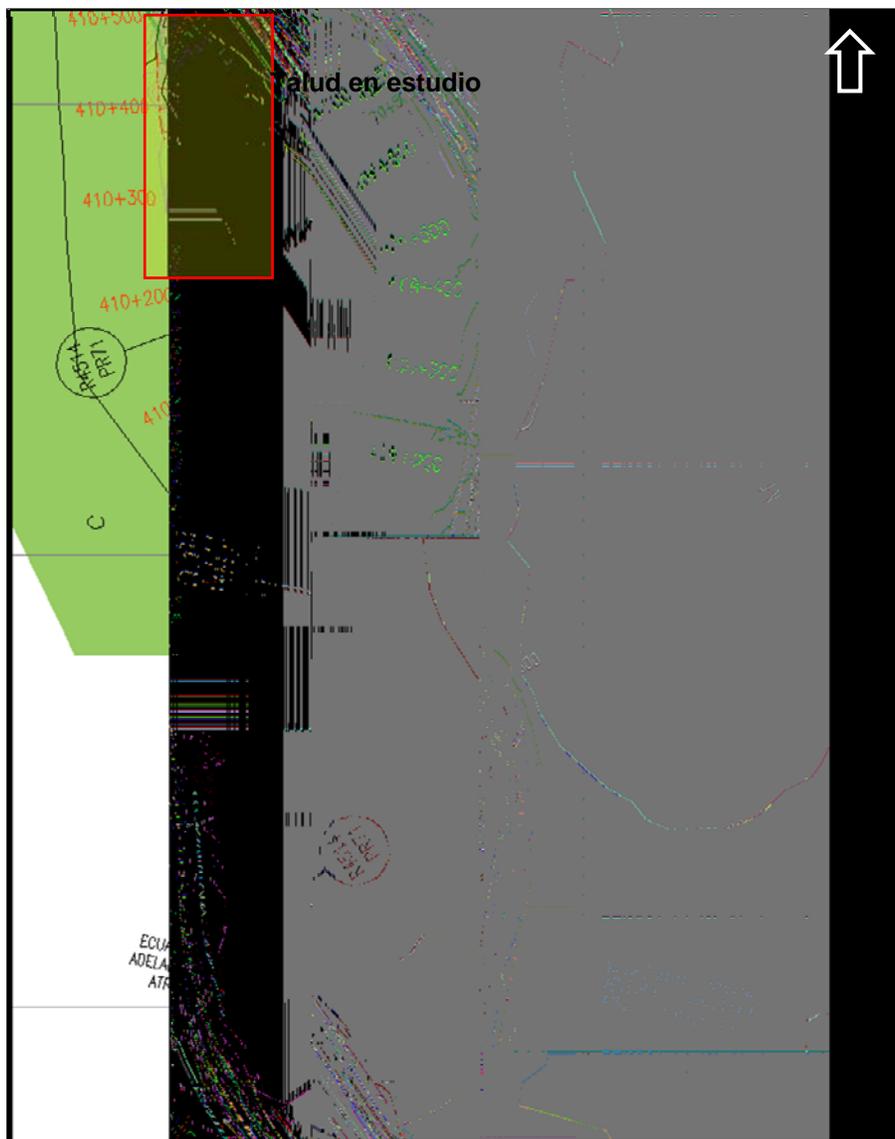
Figura 10. Fotografías del talud en estudio, conformado y después del fallo



<div style="background-color: #90EE90; border: 1px solid black; padding: 5px; width: 40px; margin: 0 auto;">Jn</div> <p>Unidad Volcanoclástica de Noream (Jned)</p>	<div style="background-color: #A9A9A9; border: 1px solid black; padding: 5px; width: 40px; margin: 0 auto;">Qcal2</div> <p>Depósitos de conos aluviales gravas tamaño medio con finos</p>	<div style="background-color: #A9A9A9; border: 1px solid black; padding: 5px; width: 40px; margin: 0 auto;">Qcal3</div> <p>Depósitos de conos aluviales y terrazas gravas gruesas con finos</p>
---	---	---

Figura 11. Mapa geológico local, escala 1:5000

Nota. Adaptado de: Consol



	
Montañas	Colinas Onduladas

Figura 12. Mapa geomorfológico local, escala 1:5000

Nota. Adaptado de: Consol

Adicional a los mapas geológicos que desarrolló CONSOL para el talud en estudio se realizó un levantamiento detallado de la geología a partir de descripción visual de los materiales in situ y de la exploración geotécnica utilizada.

Se desarrollaron modelos conceptuales de cada uno de los sitios críticos que a su vez fueron representados en planta donde se observa que la ocurrencia de varios movimientos aledaños, pero los sitios de mayor afectación se encuentran en la abscisa K71+360 y en la abscisa K71+550.

En los modelos se observa la presencia de material gravoso predominante alternado con algunos niveles menores de arenas, arcillas y limos. A partir, de la topografía y el levantamiento de campo se desarrollaron los siguientes modelos conceptuales:

En figura 16 se muestra que el talud está conformado principalmente por suelos gravosos en matriz arcillosa y limosa, con intercalaciones de capas más finas de arenas o limos o arcillas. Se observa que hacia la abscisa 72 el contenido de suelos gravosos aumenta notablemente.

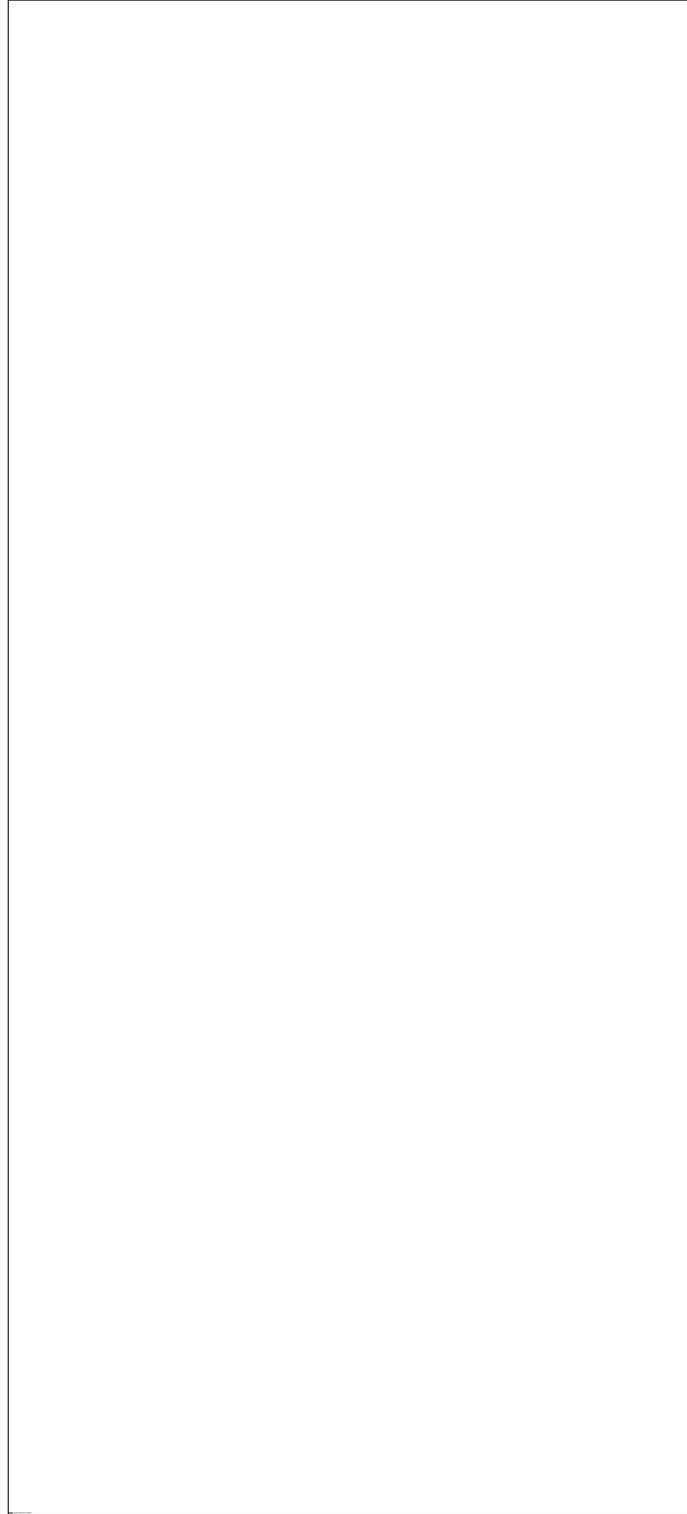


Figura 13. Levantamiento geológico en detalle



Figura 14. Perfil Geológico abscisa 71+500 (A-A')

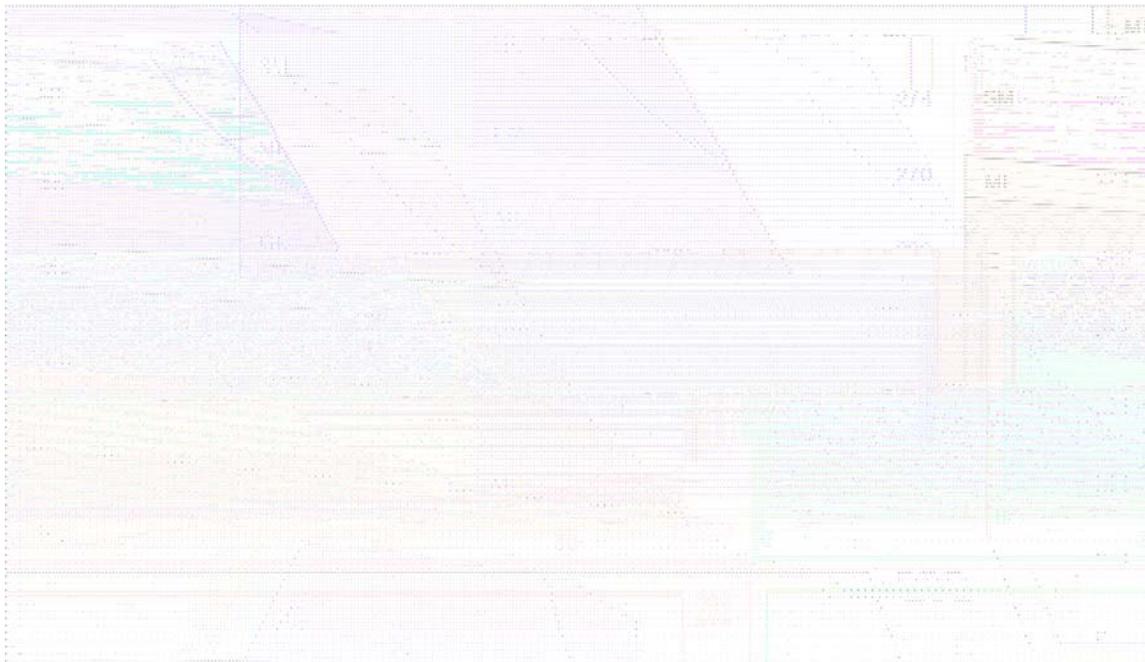


Figura 15. Perfil Geológico abscisa 71+360 (B-B')



Figura 16. Perfil Geológicos en diferentes sectores del talud

8. Climatología

En el siguiente capítulo se realiza una descripción general de la precipitación en el talud en estudio, siendo la lluvia un factor detonante para los procesos de remoción en masa; el análisis de la lluvia se realiza a partir de las series históricas existentes en la base de Datos del IDEAM, para el análisis se toma la estación de referencia TOTUMAL, localizada dentro del municipio de Aguachica, en la siguiente figura se describe gráficamente la localización de la estación en referencia con respecto al talud en estudio.

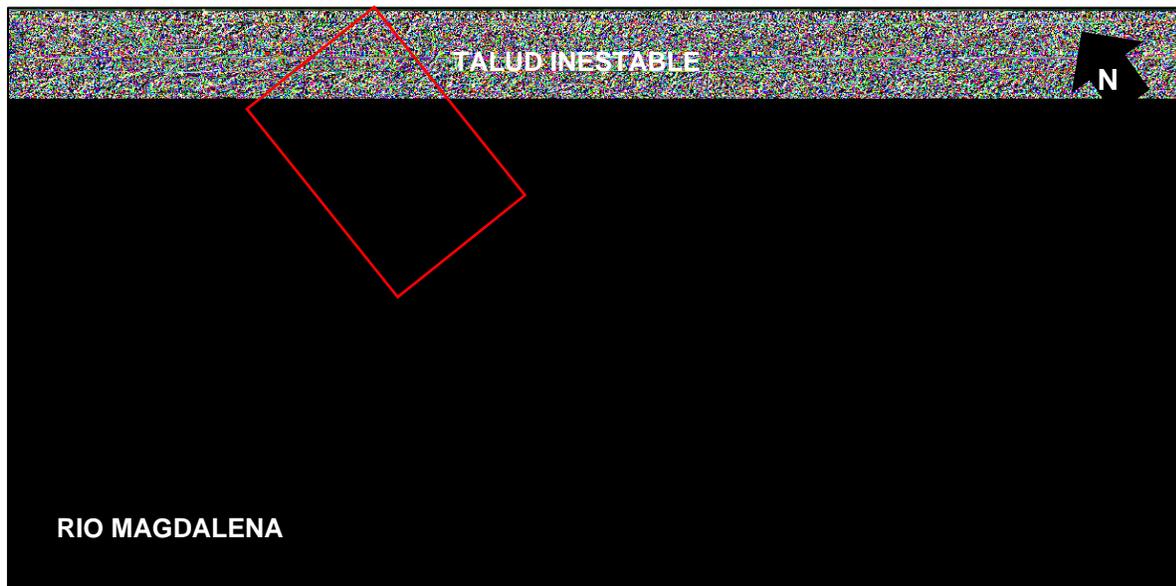


Figura 17. Mapa geomorfológico local, escala 1:5000

Nota. Adaptado de: Google Earth y la base de datos del IDEAM

En la siguiente tabla se encuentra la descripción detallada de la estación TOLUMAL:

Tabla 4.

Formas y mecanismos de erosión y obras de estabilización

Nombre	Código	Corriente	Cota [m.s.n.m]	Coordenadas	
				Latitud	Longitud
Tolumal	2321013	Ay Hormiguero	250	8.14	-73.34

8.1 Determinación de las curvas intensidad duración frecuencia:

Para la evaluación espacio temporal de la precipitación es necesario determinar las curvas de intensidad duración frecuencia de las tres estaciones en estudio, en la determinación de las curvas IDF necesarias para el cálculo de la intensidad de la precipitación, se empleó la formulación de “Curvas sintéticas de Intensidad – Duración – Frecuencia para Colombia” de Díaz Granados. Universidad de los Andes – 1998, la metodología se desarrolló de la siguiente manera:

- Detallar la región climatológica a la que pertenece el estudio, de acuerdo al mapa suministrado por el manual de carreteras (ver figura 14 del INVIAS, la zona de estudio se encuentra en el municipio de Aguachica, en el departamento de Santander ubicado dentro de la región Andina.

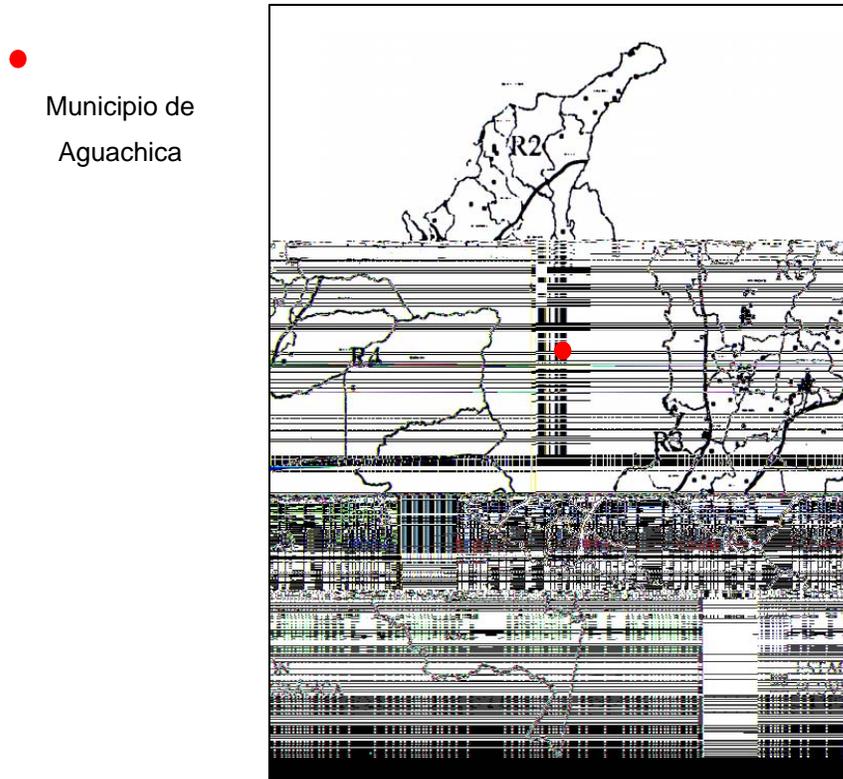


Figura 18. Regiones de Colombia para definiciones de parámetros a,b,c,d,e y f.

Nota. Adaptado de: Manual de drenajes para carreteras.

Se establecen los parámetros pluviométricos correspondientes a

I: Intensidad media en mm/hr.

T: Periodo de retorno en años.

t: Duración de la lluvia en horas.

M: Promedio del valor máximo anual de precipitación multianual máxima en 24h. [mm].

N: Número de días con lluvia al año.

PT: Precipitación media anual [mm].

- Se calculan los parámetros correspondientes a la ecuación propuesta, la ecuación descrita

es:

$$Im = a * \frac{T^b}{t^c} * M^d * N^e * PT^f$$

Los parámetros a, b, c, d, e, f dependen de la zona del país en la cual se requiera realizar el cálculo de la curva IDF, en la siguiente tabla se presentan los parámetros utilizados para realizar el cálculo de la intensidad de las lluvias para diferentes periodos de retorno teniendo en cuenta que el municipio analizado se encuentra dentro de la región andina.

Tabla 5.

Parámetros para la distribución espacial de la lluvia

a	0.94
b	0.18
c	0.60
d	0.75
e	-0.15
f	0.08

Nota. Adaptado de: Manual de drenajes para carreteras.

Los parámetros PT, M y N son tomados de las series históricas del IDEAM específicamente de los valores de precipitaciones mensuales totales, estos valores corresponden a la precipitación máxima en 24 horas (PT), el valor promedio anual máximo de la precipitación (M) y el número de días con lluvia al año respectivamente (N), estos parámetros se diferencian según la estación climatológica analizada, en la Tabla 6 se presentan los parámetros utilizados para cada una de las estaciones analizadas.

Tabla 6.

Parámetros para el análisis de la intensidad de la lluvia, según la serie histórica de datos

ESTACIÓN	PT	M	N
TOLUMAL	146.0	89.0	38

Nota. Adaptado de: Manual de drenajes para carreteras.

Tabla 7.

Resultados de la intensidad ara diferentes periodos de retorno.

T años	Duración de la lluvia (min)					
	5	10	20	25	50	100
2	134.0	85.4	54.4	47.1	30.0	19.1
5	158.0	100.7	64.2	55.5	35.4	22.5
10	179.0	114.1	72.7	62.9	40.1	25.5
20	202.8	129.2	82.4	71.2	45.4	28.9
50	239.1	152.4	97.1	84.0	53.5	34.1
100	270.9	172.6	110.0	95.2	60.6	38.6

Nota. Adaptado de: Manual de drenajes para carreteras.

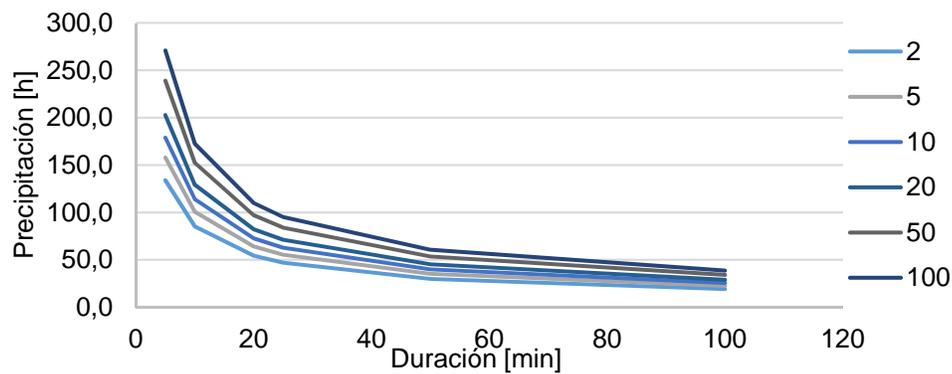


Figura 19. Curvas de intensidad duración frecuencia para la estación Tolumal.

Nota. Adaptado de: Manual de drenajes para carreteras.

9. Caracterización geotécnica

En este capítulo se realiza la caracterización geotécnica del talud, donde se describen los materiales de acuerdo a sus propiedades físicas y mecánicas, mediante ensayos de campo y laboratorio. Los resultados de la exploración fueron proporcionados de estudios existentes de la Ruta del Sol del consorcio Consol.

9.1 Ensayos de campo

Se ejecutaron sondeos mecánicos las cuales consisten en perforaciones de pequeño diámetro y a profundidades variables de hasta 20 metros, mediante rotación y percusión que permitieron la obtención de núcleos de muestras en los suelos finos y gruesos las cuales fueron transportadas al laboratorio para los respectivos análisis; además se ejecutaron apiques y descripción visual del talud. A continuación, se presentan los ensayos ejecutados con las coordenadas y su respectiva ubicación en planta.

Tabla 8.

Localización de la exploración geotécnica

Sondeos	Tipo	ABSCISA	Profundidad (m)	Coordenadas	
				Norte	Este
S1	SONDEO	K71+550	20	1415809	1052815
S2	SONDEO	K71+550	12	1415807	1052838
S3	SONDEO	K71+360	20	1415633	1052833

Sondeos	Tipo	ABSCISA	Profundidad	Coordenadas	
			(m)	Norte	Este
S4	SONDEO	K71+360	10	1415615	1052860
S5	SONDEO	K72+000	20	1416196	1052540
S6	SONDEO	K72+000	16.5	1416235	1052606
AP1	APIQUE	K71+300	1.5	1415509	1052191
AP2	APIQUE	K71+220	1.5	1415456	1052202
AP3	APIQUE	K71+100	1.5	1415419	1052207
AP4	APIQUE	K71+00	1.5	1415376	1052876
AP5	APIQUE	K71+00	1.5	1415370	1052886
AP6	APIQUE	K71+280	ALT.10	1415549	1052872
AP7	APIQUE	K71+860	ALT.10	1416077	1052697

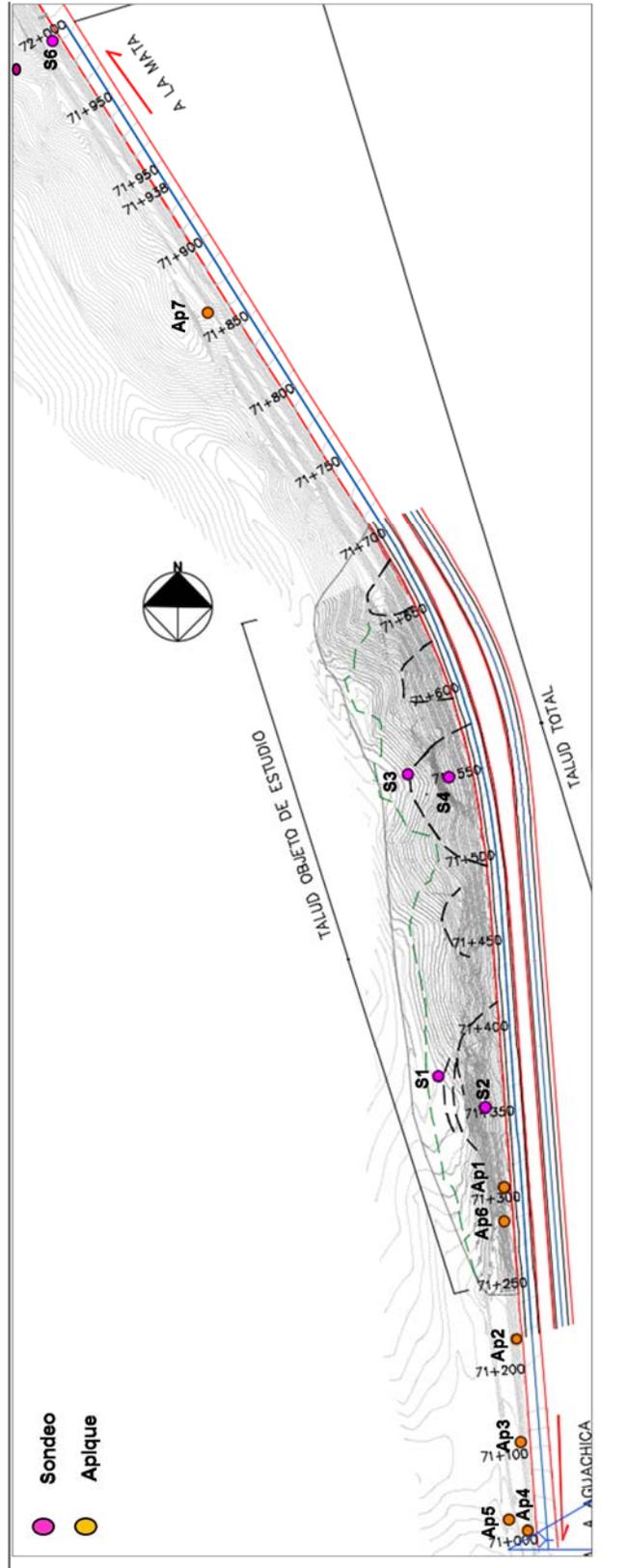


Figura 20. Ubicación exploración geotécnica

SONDEOS EJECUTADOS

En el talud objeto de este estudio el cual corresponde a las abscisas k71+250 – k71+700 se ejecutaron 4 sondeos, 2 en cada sección crítica a analizar, uno en la corona y otro a media ladera o en la parte baja del talud, además el consorcio constructor desarrolló más sondeos en las áreas perimetrales, de los cuales para este estudio se tienen en cuenta los más cercanos, cuyas descripciones se presentan a continuación:

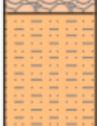
Prof. (m)	Símbolo	Método Perf.	Muestra		SPT (golpes/pie)		Descripción y Observaciones	
			No.	DIAGRAMA				
0,50		ROTACION					CAPA VEGETAL	
2,00	SC		10-01227				ARENAS ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD FIRMES CON GRADO DE CEMENTACIÓN MODERADO PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES	
4,00	CL		10-01230		16	14	16	ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD COLOR AMARILLENTO ROJIZO, LIGERAMENTE HUMEDOS DE CONSISTENCIA FIRME PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
10,00	SC		10-01231					ARENAS ARCILLOSAS DE BAJA PLASTICIDAD FIRMES CON GRADO DE CEMENTACIÓN MODERADO PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
14,00	GC		10-01243					GRAVAS ARCILLOSAS CON BOLOS Y CANTOS EN MATRIZ ARCILLOSA PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
18,00	ML		10-01241					LIMOS DE BAJA PLASTICIDAD COLOR AMARILLENTO ROJIZO, LIGERAMENTE HUMEDOS DE CONSISTENCIA FIRME PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
20,00	GC		11-00 12-50					
								FIN DEL SONDEO

Figura 21. Sondeo 1, Abscisa k71+550 (corona del talud)

Prof. (m)	Símbolo	Método Perf.	Muestra		SPT (golpes/pie)			Descripción y Observaciones
			No.	DIAGRAMA				
								CAPA VEGETAL
2,00	GC	PERCUSIÓN	10-01241		16	15	16	GRAVAS ARCILLOSAS CON BOLOS Y CANTOS EN MATRIZ ARCILLOSA, PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
5,00	ML		10-01243					LIMO ARCILLOSO DE BAJA PLASTICIDAD, COLOR AMARILLENTO PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
9,00	GC	ROTACIÓN EN ALUVIAL						GRAVAS ARCILLOSAS CON BOLOS Y CANTOS EN MATRIZ ARCILLOSA, PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
12,00	SM		10-01246					ARENAS LIMOSAS DE BAJA PLASTICIDAD FIRMES CON GRADO DE CEMENTACIÓN MODERADO PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES

Figura 22. Sondeo 2, Abscisa k71+550 (a media ladera)

Prof. (m)	Símbolo	Método Perf.	Muestra		SPT (golpes/pie)			Descripción y Observaciones
			No.	DIAGRAMA				
0,20		ROTACION						CAPA VEGETAL
0,50	ML A-4 A-4		10-01970		18	20	21	LIMO ARCILLOSO DE BAJA PLASTICIDAD, COLOR AMARILLENTO GRISÁCEO PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
4,00	SM A-4		10-01971					ARENAS LIMOSAS DE BAJA PLASTICIDAD FIRMES, CON GRADO DE CEMENTACIÓN MODERADO PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
8,00	ML		10-01972					LIMO ARCILLOSO DE BAJA PLASTICIDAD, COLOR AMARILLENTO, PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
			10-01973					
			10-01974					
14,00	GC A-2-4		10-01974					GRAVAS ARCILLOSAS CON BOLOS Y CANTOS EN MATRIZ ARCILLOSA, PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
16,00	ML							LIMOS DE BAJA PLASTICIDAD COLOR AMARILLENTO ROJIZO, LIGERAMENTE HUMEDOS DE CONSISTENCIA FIRME PERTENECIENTES A DEPÓSITOS ALUVIALES
	A-4							
20,00	ML A-4							
								FIN DEL SONDEO

Figura 23. Sondeo 3, Abscisa k71+360 (corona del talud)

Prof. (m)	Simbolo	Método Perf.	Muestra		SPT (golpes/pie)			Descripción y Observaciones
			No.	DIAGRAMA				
0,20		PERCUSIÓN	101975		25	30	50	SUELO ALUVIAL GRAVOSOPORTADO EN MATRIZ ARCILLOSA, CON CANTOS DE GRAVAS REDONDEADAS Y ARCILLAS AMARILLENAS, HUMEDOS, CON GRADO DE CEMENTACIÓN MODERADA, PRESENTA PLASTICIDAD BAJA A INTERMEDIA
2,00	GC							
4,50	GC	ROTACION	101976					SUELO LIMOSO DE BAJA PLASTICIDAD, COLOR AMARILLENTO CON PIGMENTACIONES ROJIZAS, DE GRADO DE CONSISTENCIA FIRME, CEMENTACIÓN MODERADA.
6,00	ML							
10,00	ML							
								FIN DEL SONDEO

Figura 24. Sondeo 4, Abscisa k71+360 (Parte baja del talud)

PROF. m	SIMBOLO	MUESTRA	CLASIFICACION		
			USCS	AASHTO	INDICE DE GRUPO
0,00		10-02564	CL	A-6	(9)
1,50		10-02565	GM	A-1-b	(0)
3,00		10-02566	SM	A-2-4	(0)
4,50		10-02567	GM	A-2-4	(0)
6,00		10-02568	GM	A-2-4	(0)
7,50		10-02569	SM	A-2-4	(0)
9,00		10-02570			
10,50		10-02571	GM	A-1-b	(0)
12,00		10-02572	GM	A-1-b	(0)
13,50		10-02573	GM	A-2-4	(0)
15,00		10-02574	GM	A-2-4	(0)
16,50		10-02575			
18,00					

Figura 25. Sondeo 5 y 6, Abscisa k72+000 (Corona y media ladera)

Nota. Adaptado de: Bracol

EJECUCIÓN DE APIQUES

Se realizaron apiques para caracterizar los materiales y para ejecución de ensayos de corte directo, los cuales permiten conocer los parámetros de resistencia de los suelos.



Figura 26. Ejecución de apiques abscisa K72

Nota. Adaptado: Bracol

En la figura 26 se presenta una fotografía del proceso de ejecución de los apiques y a continuación, se presentan los perfiles y la clasificación de los suelos para cada ensayo realizado.



Figura 27. Perfiles de los apiques ejecutados

Nota. Adaptado: Consol

Perfil apique K71+280

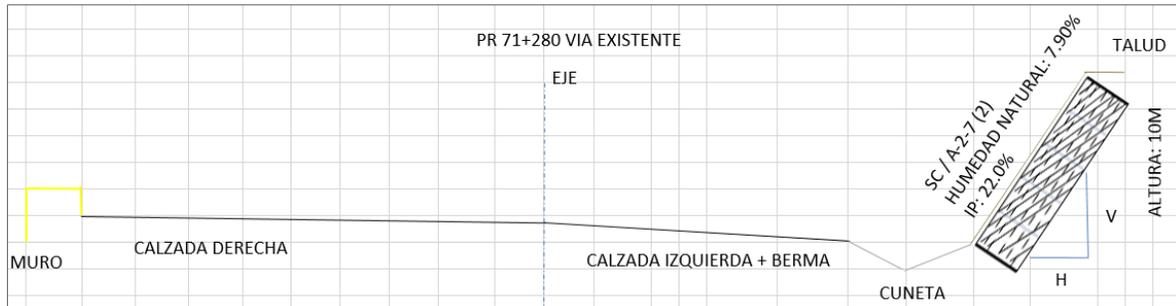


Figura 28. Perfiles de los apique K71+280

Nota. Adaptado: Consol

Perfil apique K71+860

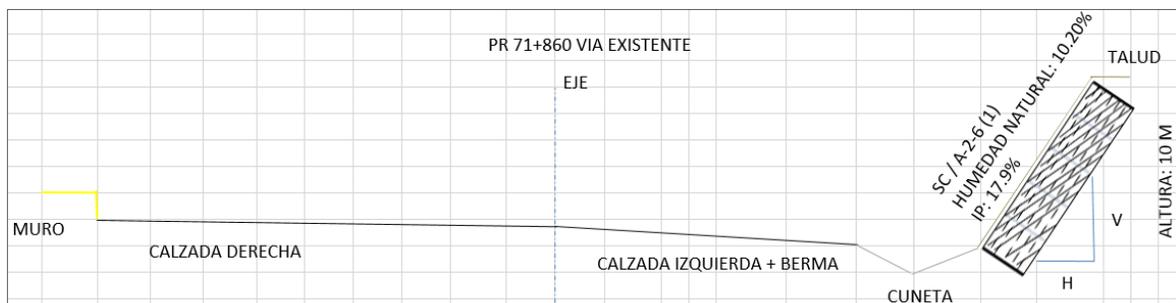


Figura 29. Perfiles de los apique K71+860

Nota. Adaptado: Consol

Consorcio BRACOL tramo 3 PCE CONCOL – CUSA (2011), adelantó exploración de campo para la definición de las zonas de corte mediante sondeos verticales donde se realizó SPT, sondeos a rotoperCUSión y apiques o trincheras para analizar la estratigrafía y el comportamiento de los materiales.

En la tabla 9 se muestra el resultado de los N de SPT.

Tabla 9.

Propiedades físicas y clasificación de los materiales

Abscisa	PROF (m)	CLAS.	N (SPT)	Prof (m)	NF (m)
K70+000	0.30	2.25	SC	17	1.28
	2.25	4.55	frag. Aluv	23	1.00
	4.55	5	SC	70	
K71+000	0.40	2.35	CL	17	1.38
	2.35	4.55	CL	53	
	4.55	5	CL	70	
K71+360	4.0	5.0	SC	41	15.00
	2.0	3.0	ML	50	
K71+550	2.0	3.0	SM	30	
	2.0	3.0	GC	31	
K72+000	0.60	2.55	CL	15	1.58
	2.55	4.55	SC	22	15.00
	4.55	5	SC	27	

Nota. Adaptado: Consol

Para la interpretación del número N obtenido en el ensayo de penetración estándar se utilizan dos tablas dependiendo del tipo de suelo, para este estudio se toma como referencia la tabla para suelos granulares ya en el sector donde se realizó el sondeo predomina este tipo de suelos.

A continuación se presentan en las tablas indicativas (tabla 10 y tabla 11) anteriormente mencionadas las cuales proporcionan valores de consistencia o densidad del suelo.

Tabla 10.

Interpretación de los ensayos SPT, para suelos granulares.

Para suelos granulares		
(Ref: JamielKowski y otros, "New correlations of penetration tests for design practice"		
Penetration testing, 1988 ISOPT-1, Balkema, 1988)		
Numero de penetración estándar N	Densidad relativa %	Estado del suelo
0 a 3	0 a 15	Muy suelto
3 a 8	15 a 35	Suelto
8 a 25	35 a 65	Medio
25 a 42	65 a 85	Denso
42 a 58	85 a 100	Muy denso

Nota. Adaptado de: Consultor Bracol

Tabla 11.

Interpretación de los ensayos SPT, para suelos arcillosos.

Para suelos arcillosos		
(Ref: Braja Das. "Principios de ingeniería de cimentaciones", Thomson Editores, México, 1999)		
Numero de penetración estándar N	Consistencia	Resistencia a compresión kPa
0 a 2	Muy blanda	0 a 25
2 a 5	Blanda	25 a 50
5 a 10	Medio firme	50 a 100
10 a 20	Firme	100 a 200
20 a 30	Muy firme	200 a 400
> 30	Dura	> 400

Nota. Adaptado de: Consultor Bracol

De acuerdo a los resultados del número de golpes (N) del ensayo de SPT se observa que los suelos se encuentran en estado suelto, medio suelto y denso (ver figura 30).

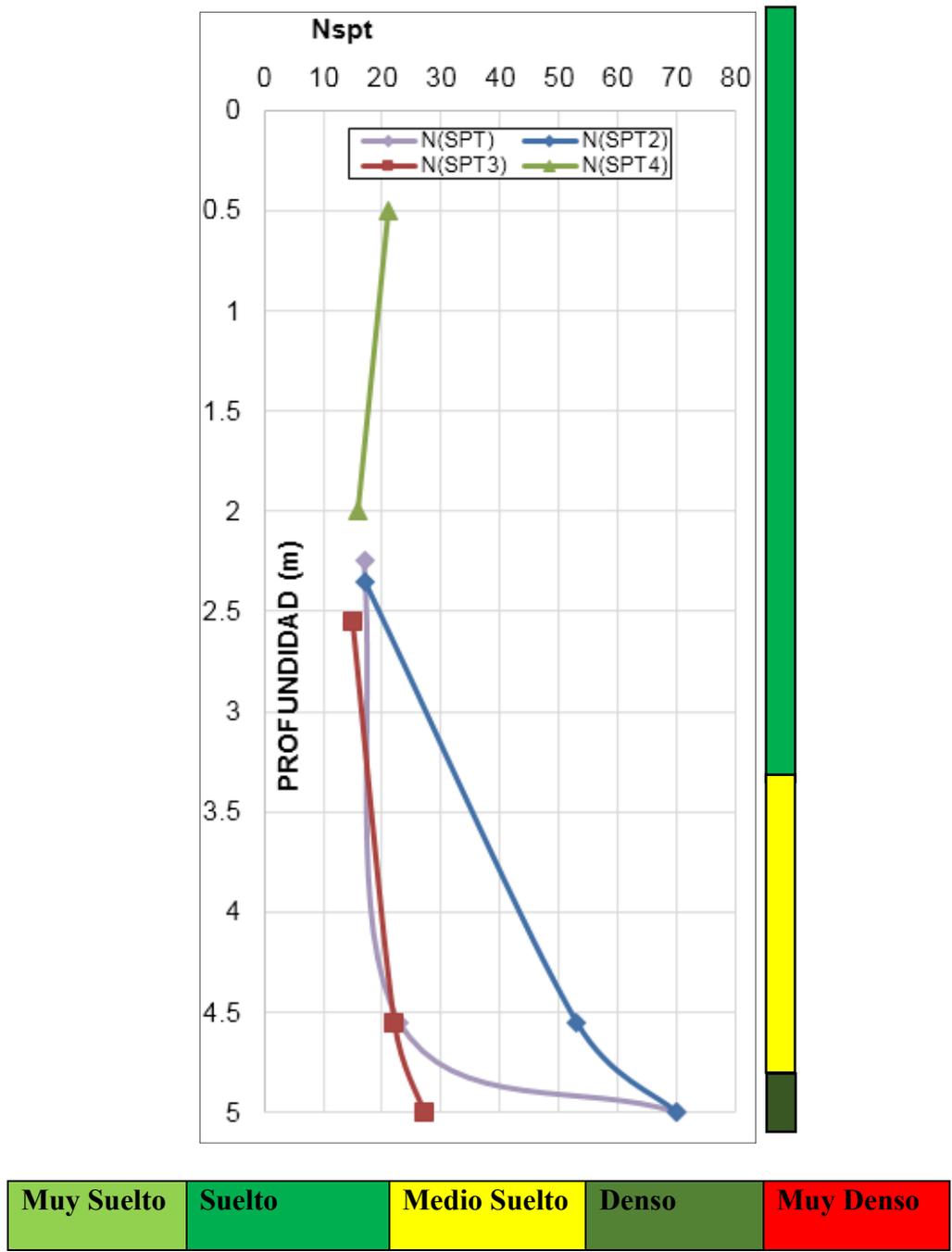


Figura 30. Gráfica N de SPT

9.2 Ensayos de laboratorio

9.2.1 Caracterizaciones A las muestras extraídas mediante la exploración de campo se le realizó ensayos de laboratorio para la caracterización de las propiedades físicas de los materiales; Se desarrollaron ensayos de laboratorio de acuerdo con las normas INVIAS, tales como Análisis granulométricos del suelo por tamizado (I.N.V.E -123-07), Determinación de límite líquido de suelos (I.N.V.E 125-07) Límite plástico e índice de plasticidad (I.N.V.E -126-13).

En la figura 31 se muestra el contenido de humedad respecto al número de golpes y la gráfica de la granulometría para los suelos gravo arcillosos de la abscisa k71+300; los resultados completos de las granulometrías se encuentran en los anexos de este informe y en la tabla 12 se presenta el resumen de los resultados de las caracterizaciones realizadas.

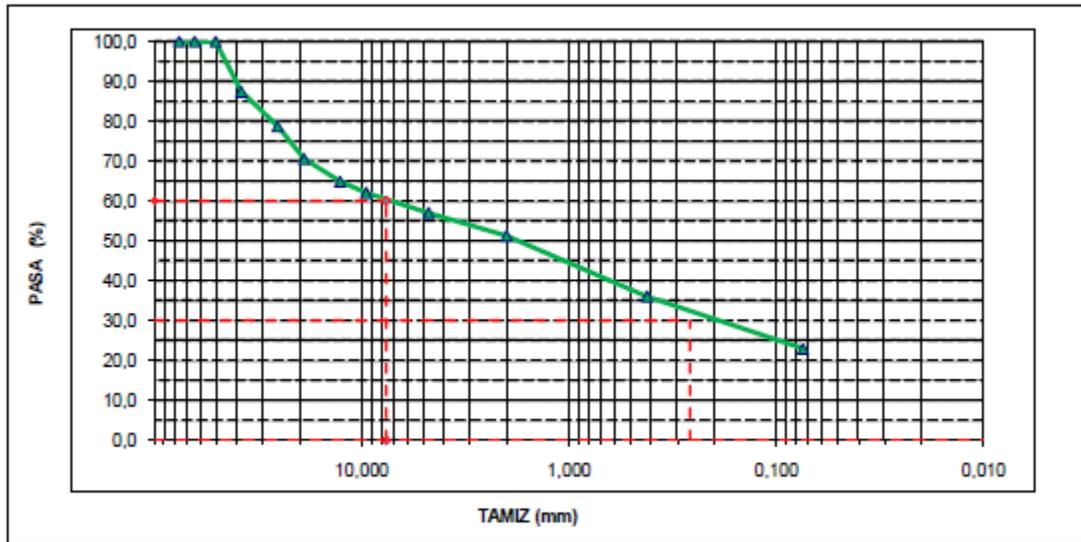
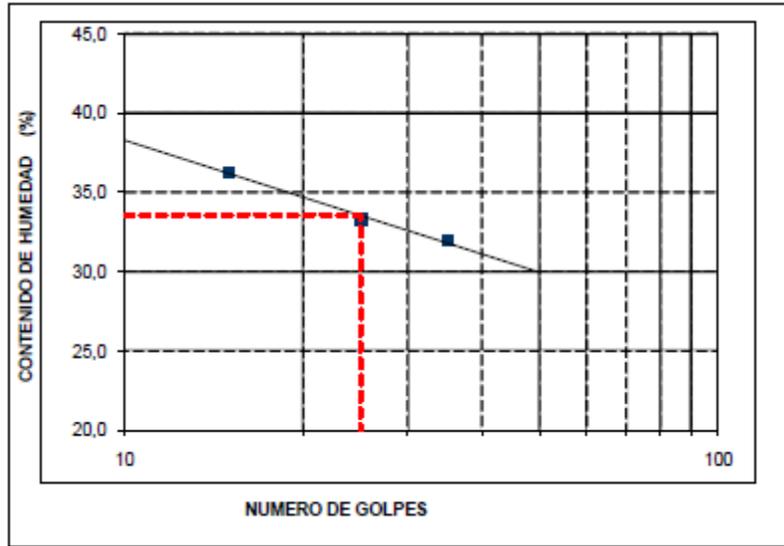


Figura 31. Caracterización gravo arcilloso suelo Abscisa k71+300

Nota. Adaptado de: Consol

A partir, de la exploración se obtuvo los parámetros para algunos sectores del talud en estudio.

Tabla 12.

Propiedades físicas y clasificación de los materiales

Abscisa	PROF.		Gravas	Arenas	Finos	LL	LP	IP (%)	CLAS.	Wn%
			%	%	%	(%)	(%)		UCSC	
K70+000	0.30	2.25	29.93	52.44	18.33	25.7	18.5	7.2	SC	15.5
	2.25	4.55							frag. Aluv	
	4.55	5	12.26	42.77	44.98	35.34	14.88	20.46	SC	7.9
K71+000	0.40	2.35	9.46	18.28	72.25	36.8	18.7	18.1	CL	13.5
	2.35	4.55	11.27	24.7	64.03	45.1	16.9	28.2	CL	8.1
	4.55	5	16.15	26.72	57.13	44.82	17.14	27.68	CL	15.1
K71+100	1.0	1.5	54.7	29.9	15.5	44	22	21	GC	11
K71+220	1.0	1.5	45.2	35	19.8	39	21	18	GC	13
K71+280	10	10.5	-	-	-	-	-	22	SC	7.9
K71+300	10	10.5	43.02	34.08	22.90	34	18	15	GC	6
K71+860	10	10.5	-	-	-	-	-	17.9	SC	10.2
K72+000	0.60	2.55	9.58	30.13	60.29	33.1	15.3	17.8	CL	8.7
	2.55	4.55	16.16	50.8	33.04	31.2	15.2	16.0	SC	6.8
	4.55	5	18.01	43.83	38.16	24.99	14.7	10.28	SC	4.4

Nota. Adaptado de: Consol

De los resultados de la clasificación de los suelos se observa que los depósitos de terraza aluvial están conformados por arenas arcillosas (SC), arcillas de baja plasticidad (CL), limos de baja plasticidad (ML), gravas limosas (GL) y gravas arcillosas (GC). Los materiales granulares son predominantes, con algunos horizontes de material fino como arcillas y limos. Los índices de plasticidad presentan valores entre 7,2% y 28,2%; los índices de plasticidad mayores a 15% se encuentran en gran parte del talud.

9.2.2 Ensayos de resistencia Se ejecutaron ensayos de corte directo para obtener los parámetros geotécnicos de los suelos caracterizados en el talud en estudio.

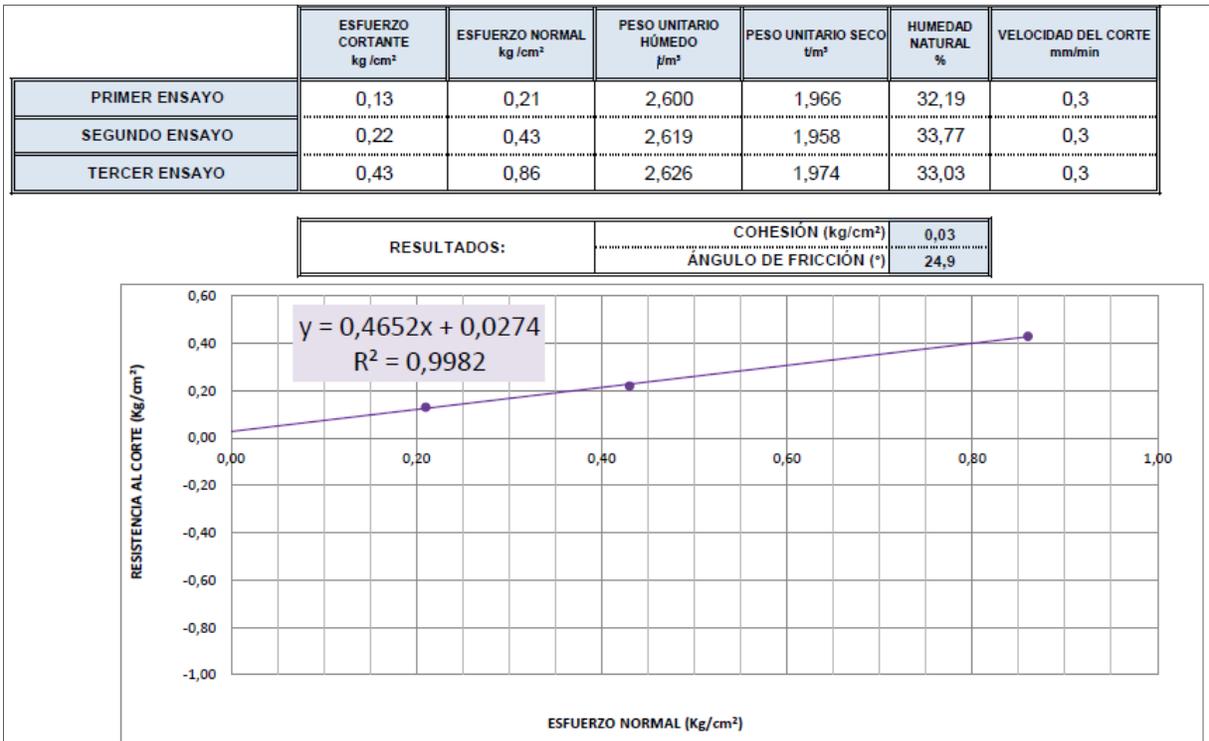


Figura 32. Resultados de corte directo en arcilla con algo de gravas

Nota. Adaptado de: Bracol-Concol (2016)

En la figura 32 se presentan los resultados para las arcillas con algo de grava de la abscisa 71, los demás resultados completos de estos ensayos de laboratorio se encuentran en los anexos de este informe, en la tabla 13, se muestra el resumen de los cortes directos realizados.

Tabla 13.

Parámetros geotécnicos de los materiales

ABSCISA	PROF. (m)		DESC	CLAS	NF	□ KN/m ³	C KN/m ²	□	SPT
K71+000	-	-	ARCILLAS CON ALGO DE GRAVA DE COLOR ROJO	CL		19.6	2.94	24.9	1.96
	-	-	ARCILLAS CON ALGO DE GRAVA DE COLOR ROJO	CL		20.2	0.98	13.5	2.02
K71+360	0	0,5	LIMO ARCILLOSO	ML		18	25	32	21
	0,5	1,8	CONGLOMERAD O DE GRAVAS Y ARENAS	SM	-	19	18	35	
	1,8	5	BOLOS Y CANTOS DE GRAVAS	GM		20	22	35	
	5	7	LIMO DE BAJA PLASTICIDAD	ML		22	22	35	
K71+550	0	2	ARENA ARCILLOSA CON GRAVAS	SC		18	20	30	16
	2	5	DEPOSITO ALUVIAL MATRIZ ARCILLO ARENOSA	CL	2	18	25	32	
	5	8	DEPOSITO ALUVIAL	SC		18	30	33	

ABSCISA	PROF. (m)	DESC	CLAS	NF	γ KN/m ³	C KN/m ²	ϕ	SPT
		MATRIZ ARENO ARCILLOSA						
	8 16	ARENA LIMOSA CON GRAVAS	SM		18	25	35	
		DEPOSITO ALUVIAL MATRIZ LIMO ARENOSA	ML		18	25	32	
	18 21	DEPOSITO ALUVIAL CON GRAVAS MATRIZ ARENO ARCILLOSA	GC		19	25	35	
	21 22,5	DEPOSITO ALUVIAL MATRIZ ARENO ARCILLOSA	SC		18	25	35	
	22,5	DEPOSITO ALUVIAL CON GRAVAS MATRIZ LIMO ARENOSA	SM		20	25	35	

Nota. Adaptado de: Modificado de BRACOL-CONCOL (2011)

10. Caracterización geológico-geotécnica

En este capítulo se correlaciona la información geológica y la geotécnica para realizar un diagnóstico de estabilidad, relacionando la litología con las propiedades físicas y mecánicas del suelo obtenidas mediante los resultados de los ensayos geotécnicos ejecutados; realizando modelos tanto conceptuales como determinísticos.

Teniendo en cuenta que para cada tipo de material se desarrollaron varios ensayos, en la tabla 14 se presentan los resultados de los diferentes parámetros; se observa que los valores no son muy dispersos por lo que se opta por elegir los parámetros más bajos para la simular la condición más crítica.

Tabla 14.

Parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad

ABSCISA	MATERIALES	γ (KN/m3)	C KN/m ²	ϕ
K71+360	ML	18	22	28
		22	22	35
	SM	19	18	35
	GM	20	22	35
K71+550	SC	18	20	30
		18	30	33
	19			
	18,5			
	18	25	35	

ABSCISA	MATERIALES	γ (KN/m3)	C KN/m ²	ϕ
	CL	18	25	32
		18	25	35
	SM	20	25	35
	ML	18	25	32
	GC	19	25	33

Actualmente, gran parte del talud se encuentra deslizado, sin embargo, para el análisis de estabilidad se identificaron los sectores más críticos que han reportado movimientos después de la conformación inicial del talud.

Se realizó el levantamiento de campo donde se detallan las principales superficies de deslizamiento; en la abscisa K71+550 (ver figura 33) se evidenció que el talud está conformado por depósitos aluviales constituidos por gravas redondeadas en una matriz de arenas y limos, alternadas con algunos horizontes más finos. Se observa que la parte superior del talud no alcanzó a deslizarse, sin embargo, quedó en voladizo con alto riesgo de caer a la vía.



Figura 33. Fotografías del talud K71+550

El deslizamiento de la abscisa K71+360 tiene una composición similar al de la abscisa K71+550, sin embargo, la cantidad de gravas es inferior, también se observan alternancias con materiales más finos, este talud inicialmente presentaba una superficie de falla poco profunda, pero debido al tiempo de exposición al intemperismo y la socavación de las aguas superficiales ha avanzado el movimiento mostrando una superficie de falla mucho mayor, en la figura 34 se muestra esta comparación.



Figura 34. Fotografías del talud K71+360, izq. Talud en el 2016, der. Talud 2017

Nota. Adaptado de: Consol

Actores que influyen en la Inestabilidad

Con base en los modelos anteriores se puede observar que los taludes tienen un alto contenido de arenas y de limos, lo cual los hace muy susceptibles a la erosión. De acuerdo con la Universidad de Granada “las partículas de arena son arrastradas por el agua y por el viento, las arenas finas son muy erosionables. Las arcillas se pegan y se protegen, los limos no se unen y se erosionan más fácilmente”

Según British Columbia (1977), los factores que influyen en la erosión son las precipitaciones y la escorrentía, la topografía, la erosionabilidad del suelo, la condición de cobertura del suelo y

el área expuesta. En la figura 35 se relaciona la erosionabilidad del suelo con la clasificación textural.

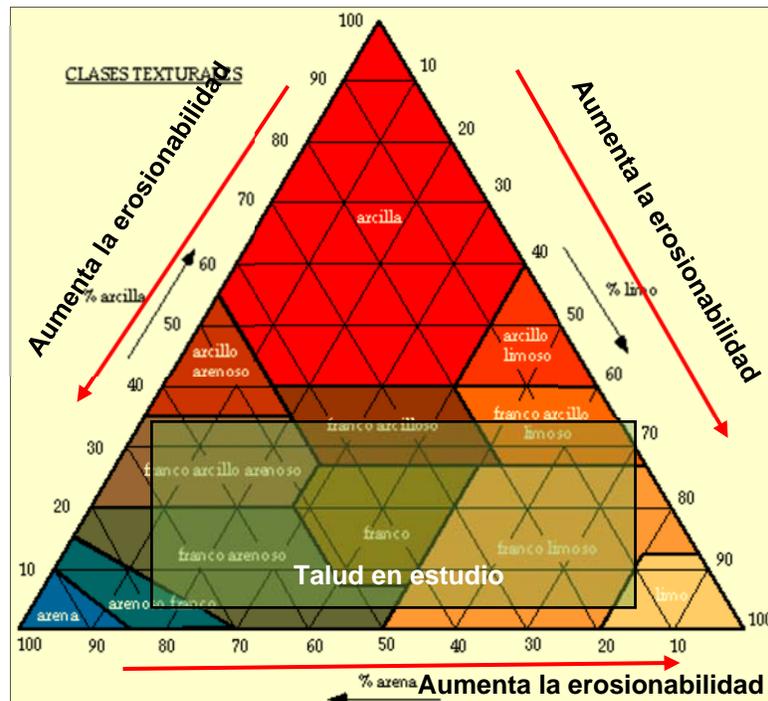


Figura 35. Clasificación textural de la fracción fina y su relación con la erosionabilidad

Nota. Adaptado de: Edafología.net Universidad de Granada

Además de la erosión hay otros factores que influyen directamente en la inestabilidad del talud, tales como la falta de un buen sistema de drenaje, las obras de cobertura y la geometría del mismo. Por lo tanto en el siguiente capítulo se realiza un análisis de la propuesta anterior y de su comportamiento.

10.1 Análisis del estado actual del talud

El talud en estudio tiene una longitud aproximada de 450 metros y una altura máxima de 43 metros, esta altura la tienen los sectores de las abscisas K71+300 y K71+800, algunas de las cuales coinciden con los sitios de mayor inestabilidad.

Pendientes: Los taludes se encuentran conformados por debajo de la berma más baja con inclinaciones 1.0H: 1.33V (53°) y 1.0H:2.V (63°), en la parte superior del talud en la ladera natural presentan inclinaciones entre 25° y 35° con la horizontal.

Los taludes con ángulo de inclinación mayor al ángulo de reposo del suelo el cual está alrededor de 25° a 35° se consideran “pendientes” para suelos granulares (Polster, 2008) y “muy pendientes” cuando el ángulo de inclinación es mayor de 45° (1H:1V) y entre mayor longitud del talud (medida de base a tope del talud) mayor es la velocidad de escorrentía y por ende mayor la pérdida del suelo. Los taludes en estudio fueron conformados con pendientes mayores a 45° por lo tanto se clasifican como muy pendientes y muy susceptibles a la erosión y presentan gran velocidad de la escorrentía por lo cual el potencial de erosión avanza con mayor rapidez.

Tipo de cobertura (agregados, mantos fabricados): Los taludes más críticos presentan destrucción de su cobertura en concreto lanzado y pernos de sujeción.

A medida que aumenta la pendiente del talud se requieren coberturas más resistentes a los esfuerzos erosivos del agua; en la figura 37 se presenta la relación entre la velocidad máxima de flujo y el esfuerzo cortante resistente al flujo de las aguas de escorrentía para diferentes tipos de cobertura. El límite entre la vegetación reforzada y la armadura rígida (concreto lanzado) corresponde a taludes con pendientes aproximadas de 63°. En la figura 37 también se presenta la relación entre el tipo de cobertura de acuerdo con la pendiente del talud.

Los taludes en estudio se encuentran conformados por pendientes entre 36° - 60.4° , es decir se encuentran en el rango de vegetación natural y reforzada de acuerdo con Lauro y Theisen, sin embargo, estos fueron conformados mediante concreto lanzado con pernos de sujeción muy cortos de 2 m.



Figura 36. Concreto lanzado y pernos de sujeción

En la figura 36 se muestran los fallos del talud cubierto con concreto lanzado, ya que estos presentan un sistema de drenaje muy pobre, permitiendo la saturación del talud uno de los causales de la falla del concreto lanzado, entre otras como su propio peso, excediendo el límite de resistencia.

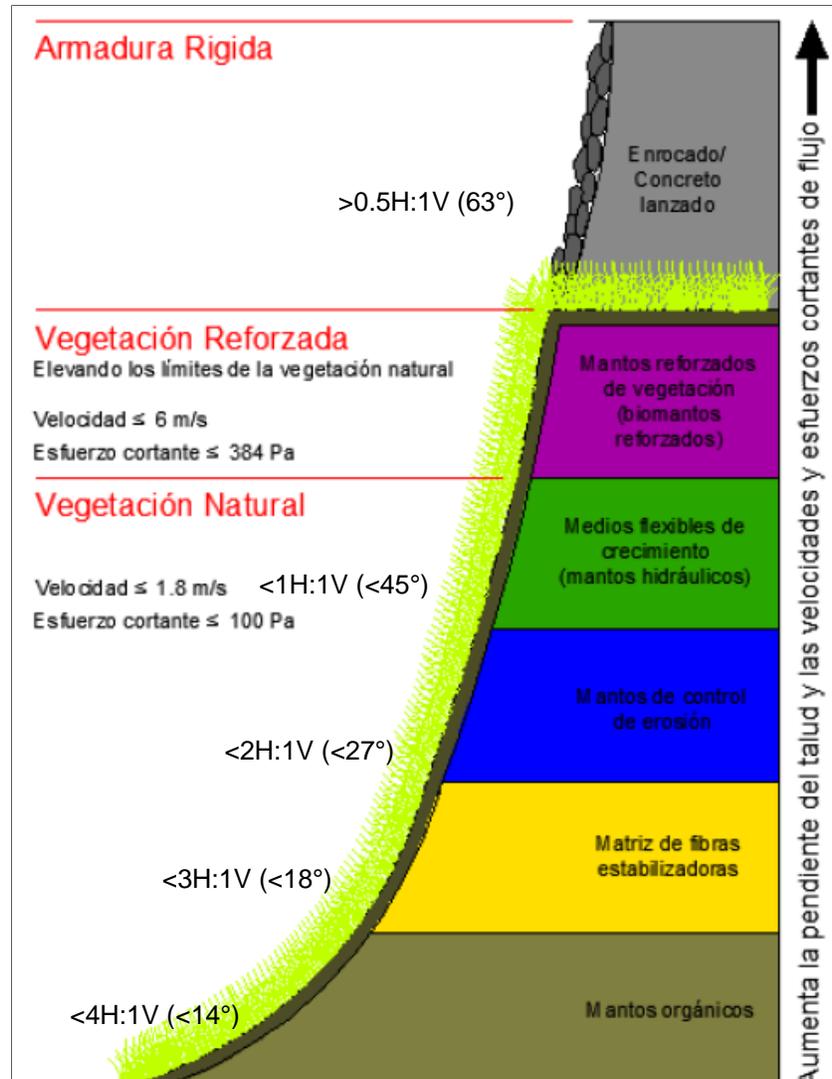


Figura 37. Resistencia a la erosión por aguas de escorrentía de varios tipos de cobertura

Nota. Adaptado de. Modificado de Lauro y Theisen, 2006

Sistema de Drenaje:

Se observó la utilización de canales rígidos sin disipadores de energía del flujo del agua en algunos sectores, zanjas de corona.

Se evidenció que por las altas pendientes el agua chorrea desde la corona del talud y adquiere velocidad erosiva en el trayecto entre la corona y el tramo de talud que debe recorrer.

El agua subterránea no fue controlada con un sistema de subdrenaje apropiado de tal manera que la capa de concreto lanzado actuó impidiendo la evacuación de los niveles freáticos del talud saturándose hasta el nivel en que ocurrió la falla. Se evidenciaron bajantes de concreto socavadas y cunetas de concreto sin soporte por la erosión en bermas muy pequeñas.



Figura 38. Lloradero quebrado (izq), canales sin disipadores de energía (der)

Teniendo una descripción general que incluye los parámetros geotécnicos, los procesos evidenciados y una descripción del estado actual del talud se realiza una síntesis de la descripción de los materiales, los procesos evidenciados, los problemas geotécnicos y algunas observaciones en general para la longitud total del talud, obteniéndose finalmente los modelos geotécnicos de los perfiles críticos del talud, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 15.

Descripción geotécnica del talud en general

Abscisa PR	Descripción	Fotos	
71+200	Erosión en la totalidad del talud y derrumbe de las bermas.		
71+360	Zona crítica. Deslizamiento del talud y de las obras de protección. Destrucción de obras de drenaje, intercalación de suelos aluviales y finos.		
71+550	Zona crítica. Deslizamiento del talud y de las obras de protección. Se observan intercalaciones de suelos gravosos y finos. Presencia de cantos. Geometría irregular de la pendiente. Presencia de negativos en la parte superior.		
71+600	Zona crítica con una altura máxima de unos 35 m. El talud tiene dos bermas intermedias en varias zonas las cuales se han derrumbado por erosión. La cuneta de concreto de una de las bermas ha tenido pérdida de soporte por erosión de materiales del talud inferior. La profundidad de la cárcava o cavidad formada bajo la cuneta estimada en dirección		
71+640	Cambio del tipo de malla que se colocó inicialmente y que tampoco tuvo un funcionamiento durable. Todo el talud presenta materiales altamente erosionables dentro de la zona crítica del PR 72+000 hasta el PR 71+000.		
72+000	Taludes típicos de la zona crítica que se extiende desde el PR 72+000 hasta el PR 71+000, con tramos cortos en mejores condiciones. La zona crítica se caracteriza por una mayor altura de los taludes de corte y presencia de materiales granulares gruesos.		
72+100	Variabilidad de materiales. Existencia de materiales más gruesos y de menor densidad. Frontera de la zona crítica localizada hacia el sur.		
72+150	El talud de este sector está formado por dos tipos de suelo: en la parte superior un material granular grueso denso y cementado y abajo un suelo arenoarcilloso blanquecino con mayor cantidad de arena, menor densidad y muy erosionable por la presencia de surcos		

Abscisa PR	Descripción	Fotos	
72+200	Talud con materiales más sueltos. La bajante de concreto está muy socavada.		
72+300	Talud alto con berma y diversidad de geotextiles.		
72+400	Materiales altamente erodables y grietas de tracción en una faja de la parte inferior del talud (materiales blanquecinos) cuyo espesor disminuye al avanzar hacia el sur, de protección muy difícil de lograr.		
72+500	Faja de suelo erosionado a media altura del talud; se considera que la erosión puede deberse a que el agua que chorrea desde la corona del talud adquiere la velocidad erosiva en el trayecto entre la corona y dicha faja de suelo.		
72+680	Tramo, que puede tener unos 30 m de longitud, con losas y cuñas agrietadas y pendiente del talud no uniforme.		
72+700	Taludes con berma intermedia que pueden alcanzar alturas superiores a los 15 o 20 m; el talud inferior puede tener altura de 7 a 10 m.		
72+700	Talud de altura menor de 6.0 m; se colocó una geomalla pero se ha ido desprendiendo por erosión de los materiales granulares superficiales.		
72+740	Bajante de un canal de drenaje sin elementos disipadores de energía del flujo del agua. Con un caudal aún moderado los materiales acarreados pueden llegar con rapidez a la vía.		

Abscisa PR	Descripción	Fotos	
72+780	Talud de suelo granular muy denso en el cual la geomalla instalada prestó un servicio temporal; los ganchos de anclaje muy pequeños y débiles no podían penetrar en el talud por lo denso y por la existencia de guijarros y cantos rodados. El material blanquecino de la parte inferior del talud es más erosionable.		
72+860	Talud de unos 4.0 m de altura en el cual existen 2 clases de materiales: uno arenarcilloso denso y compacto y otro más granular también denso.		
73+500	Talud de corte con altura menor de 6.0 m y cobertura de pasto espontánea que protege parcialmente el talud. Las raíces tienden a formar un entramado que parece ser un buen protector del suelo.		

11. Análisis de estabilidad

A partir de los modelos conceptuales definidos anteriormente mediante la evaluación de los perfiles topográficos, la categorización geotécnica, la delimitación geológica y la determinación de los parámetros geotécnicos de diseño se desarrollan los modelos matemáticos que permiten definir la estabilidad del sector, en la caracterización geológico-geotécnica se expone que superficialmente las Unidades geológicas superficiales (UGS) corresponden a suelos aluviales, indicando que los taludes fallarán por deslizamientos de tipo rotacional, por esto se decide analizar la estabilidad de los mismos utilizando el software Slide v.6.0 de la casa Rocscience.

Matemáticamente los materiales existentes se definieron a través del modelo constitutivo de Mohr Coulomb para suelos, la estabilidad de los taludes se clasifica de acuerdo al factor de seguridad calculado, este cálculo se desarrolló con las teorías propuestas por Spencer, Jambu, Morgenthen and Price y Fellenius.

Teniendo en cuenta que los movimientos son activados por fenómenos detonantes, principalmente por saturación, se ejecutan los modelos matemáticos considerando estos factores como las precipitaciones y los sismos por lo cual se modelan en condiciones saturadas pseudoestáticas.

Para el análisis de la estabilidad global del talud se utiliza el Código Colombiano de Puentes (2014) (CCP-14) utilizando métodos de análisis basados en equilibrio límite.

La evaluación de la estabilidad global de los taludes de tierra, con o sin unidad de fundación, se deberá investigar para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I adoptando un factor de resistencia adecuado. En ausencia de información más precisa, el factor de resistencia se podrá tomar como:

- Si los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud ni soporta ni contiene un elemento estructural: 0,75
- Si los parámetros geotécnicos se basan en información limitada o si el talud contiene o soporta un elemento estructural: 0,65

El CCP-14 afirma que la estabilidad global es un tema relacionado con la estabilidad de taludes y, por lo tanto, se considera una verificación a realizar en el estado límite de servicio. Se pueden utilizar los métodos de análisis de Bishop modificado, de Janbu simplificado o de Spencer.

“Respecto a la selección de un factor de resistencia para la evaluación de la estabilidad global de muros, ejemplos de elementos estructurales soportados por un muro que pueden justificar el uso de un factor de resistencia de 0.65 incluyen la cimentación de un puente o de un arco tubular,

la cimentación de un edificio, una tubería, una infraestructura crítica, u otro muro de retención. Si el elemento estructural está localizado más allá de la superficie de falla, para estabilidad externa detrás del muro, ilustrado conceptualmente en la Figura 11.10.2-1, puede usarse un factor de resistencia de 0.75.

Los programas disponibles de estabilidad de taludes producen un solo factor de seguridad, *FS*. Los factores de resistencia especificados son esencialmente el inverso del *FS* que debería alcanzarse en el programa de estabilidad de taludes.” (CCP-14). Es decir:

$$\text{Factor de resistencia} = 1/FS$$

De acuerdo con Suarez, 2009 la AASTHO (2001) exige los siguientes factores de seguridad de taludes

$$FS \geq 1.3 \text{ para cargas estáticas}$$

$$FS \geq 1.1 \text{ para carga sísmica}$$

De acuerdo con lo anterior el factor de seguridad aceptado para cargas estáticas es de 1.5 para taludes con estructuras de refuerzo y de 1.33 para taludes sin elemento estructural y se encuentra en condiciones de equilibrio cuando los momentos resistentes son iguales o superiores a los momentos actuantes, es decir cuando es igual a 1.

Inicialmente se efectuó el análisis de estabilidad para el talud en condiciones actuales, simulando la geometría con la cual está conformado, de acuerdo con la magnitud del factor de seguridad.

Para la definición del coeficiente de carga sísmica se emplea la norma NSR-10, apéndice A-4, donde se cataloga el sector en estudio como de amenaza intermedia, como se muestra en la tabla 16.

Tabla 16.

Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de amenaza sísmica

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Valledupar	20001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Aguachica	20011	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04

Nota. Adaptado de: NSR-10

Para el análisis pseudo-estático generalmente se tiene en cuenta una aceleración horizontal utilizando un coeficiente sísmico y se desarrolla en el contexto de la ocurrencia de un sismo, donde los suelos que no pierden la resistencia significativamente puede ocurrir inestabilidad debida a la fuerza de inercia generada por el sismo.

El reglamento Colombiano para la construcción sismo-resistente, establece que el coeficiente sísmico para el análisis pseudoestático de taludes KST tiene un valor igual o inferior al a_{max} de acuerdo al tipo de material y/o del tipo de análisis tal como se muestra en la tabla 17

Tabla 17.

Valores del coeficiente sísmico mínimo.

Tabla H.5.2-1
Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Nota. Adaptado de: NSR-10

El talud en estudio está conformado por suelos por lo cual

$$\frac{K_{ST}}{a_{max}} = 0.8, \text{ donde } a_{max} = 0.15$$

Entonces, $K_{ST} = 0.8 * 0.15 = 0.12$

A continuación, se modelan los taludes en condiciones estáticas

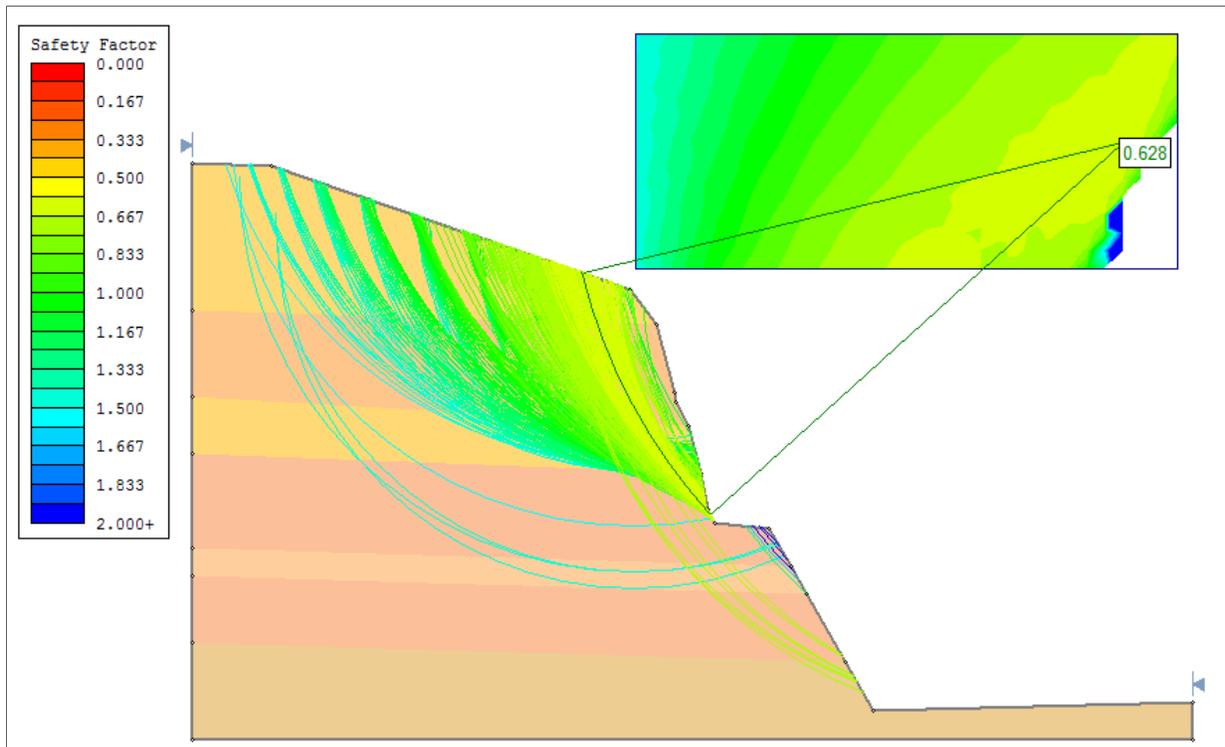


Figura 39. Modelo (A-A) estático K71+550

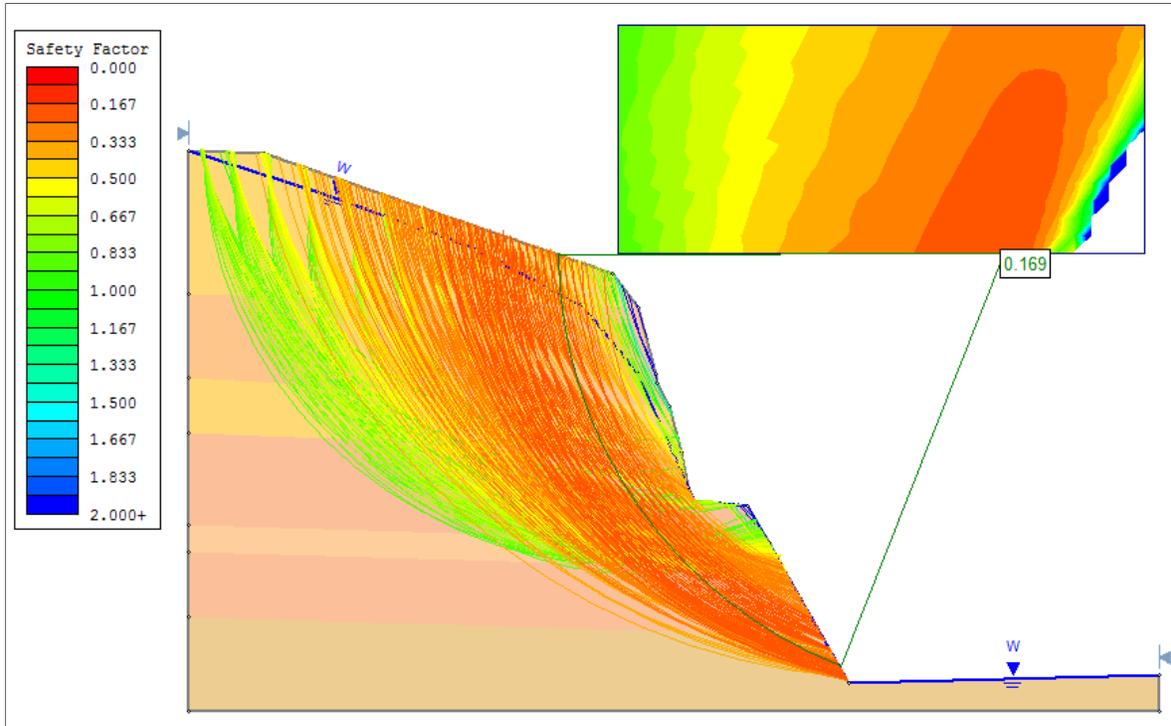


Figura 40. Modelo (A-A) saturado K71+550

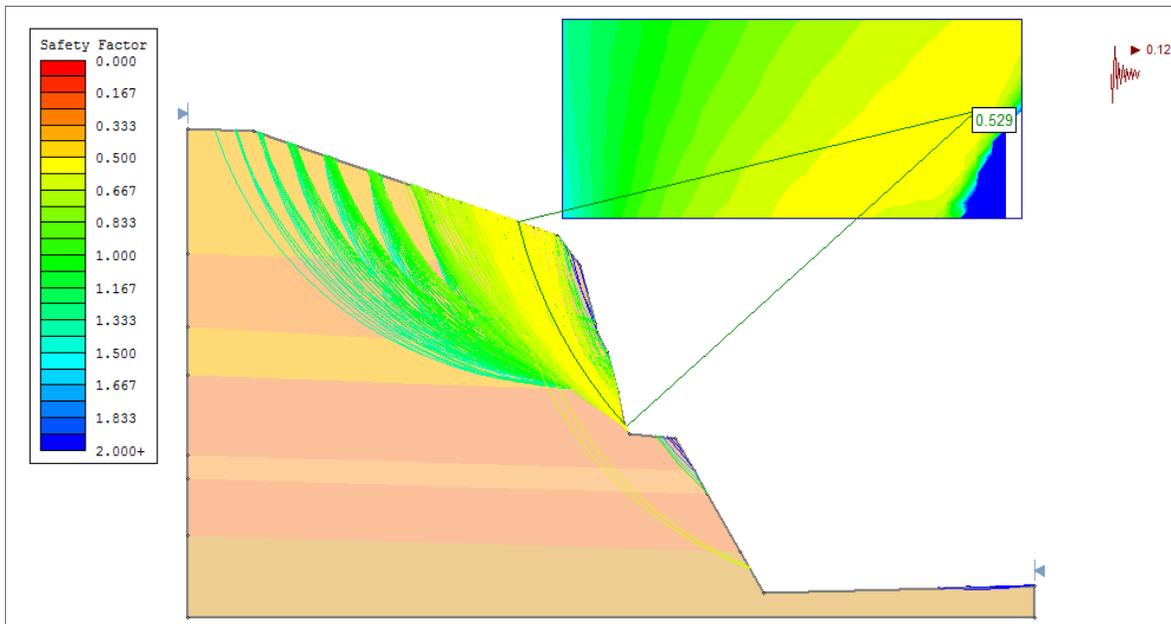


Figura 41. Modelo (A-A) pseudoestático K71+550

Tabla 18.

Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios

Corte	Condición	Spencer	Bishop	Janbú	Fellenius
PERFIL A- A	ESTÁTICA	0.625	0.618	0.628	0.625
	SATURADA	0.266	0.169	0.098	0.437
	PSEUDOESTÁTICA	0.531	0.529	0.518	0.522

A continuación, se presentan las modelaciones del PERFIL B-B K71+360 en condiciones estáticas.

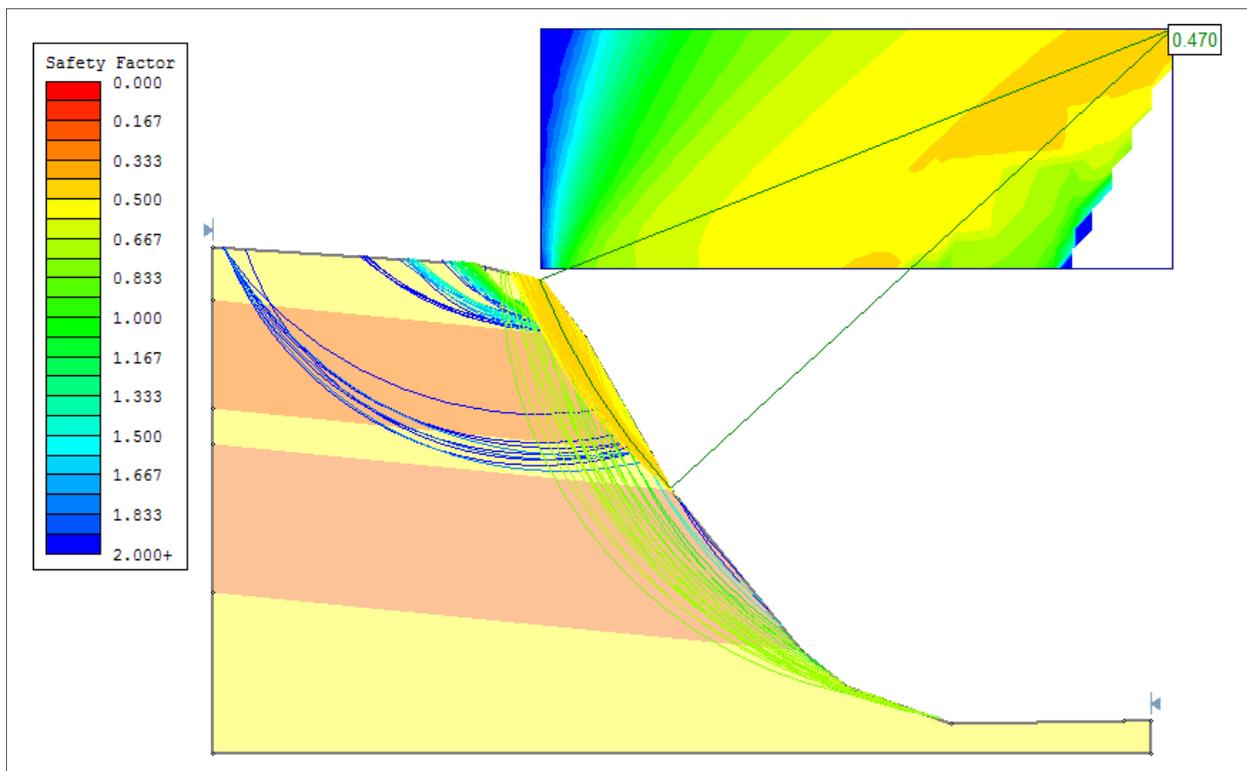


Figura 42. Modelo (B-B) estático K71+360

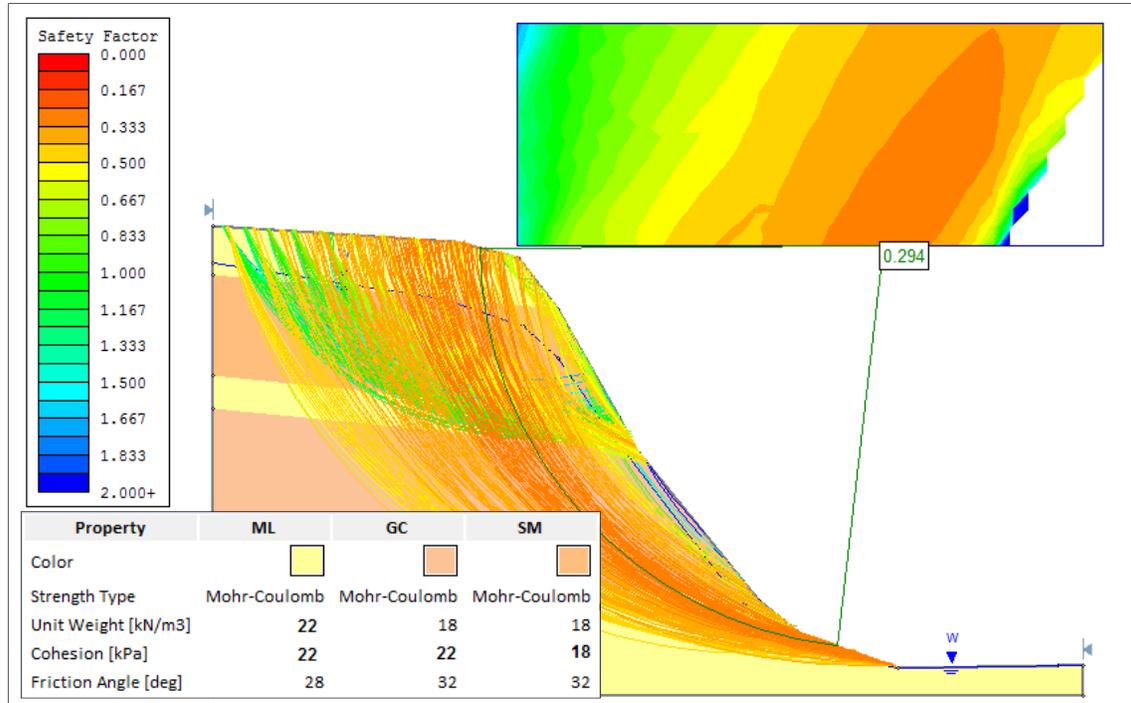


Figura 43. Modelo (B-B). Saturado K71+360

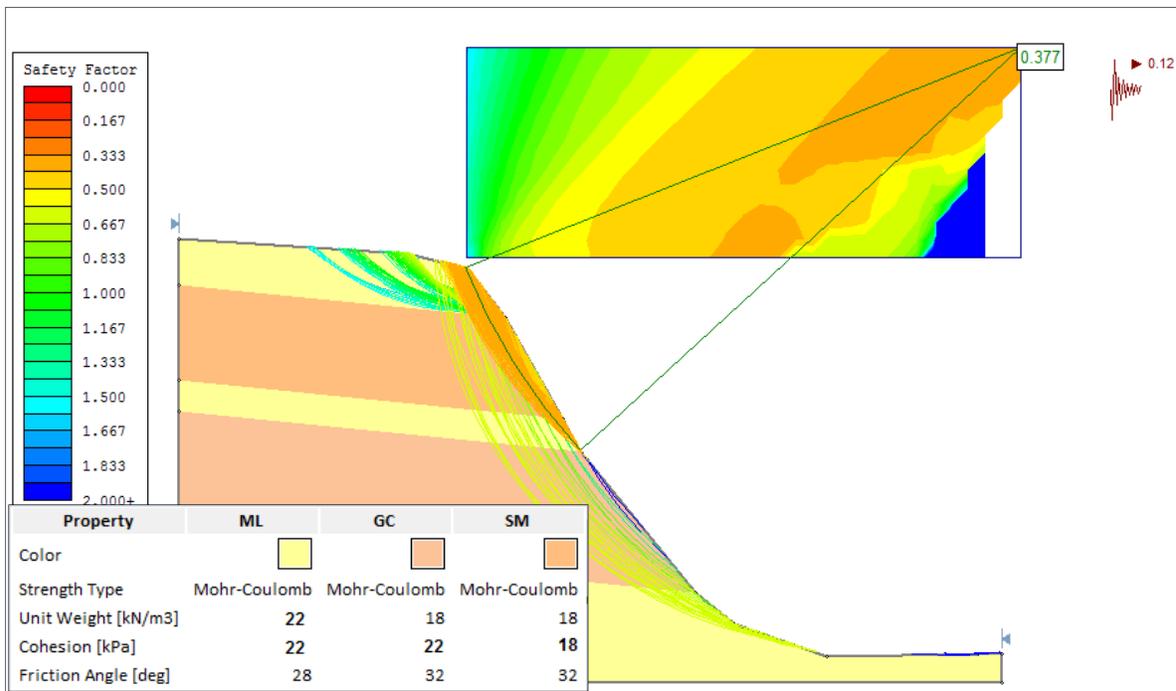


Figura 44. Modelo (B-B). Sismo K71+350

Tabla 19.

Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios

CORTE	CONDICIÓN	SPENCER	BISHOP	JANBÚ	FELLENIOUS
PERFIL B- B	ESTÁTICA	0.464	0.470	0.455	0.455
	SATURADA	0.336	0.294	0.207	0.441
	PSEUDOESTÁTICA	0.371	0.377	0.356	0.357

Con base los resultados del factor de seguridad para los modelos anteriores se observa que estos se encuentran por debajo de los valores mínimos admitidos, por lo tanto se debe proponer otro tipo de obras para manejar la estabilidad de los taludes.

Los factores de seguridad aceptables en el análisis estático son superiores o iguales a 1.50, con presencia de agua deben ser superiores a 1.20, para el caso de sismo se reporta aceptable un FS superior de 1.05, estos se referencian en el título H de la norma NSR-10.

Teniendo en cuenta que los taludes muestran un grado de inestabilidad alto se propone la construcción de obras para su estabilización, a continuación, se sugiere el abatimiento de la pendiente, para movimientos con superficie rotacional en suelos, ya que así se evita que los procesos erosivos actuales avancen a fallas más profundas. Para el diseño de la pendiente más estable se tienen en cuenta los siguientes criterios:

- Litología
- Estructura
- Meteorización de los materiales

Para los taludes de corte existen valores típicos de pendientes de acuerdo con la literatura en Suarez (2009).

Tabla 20.

Pendientes típicas para taludes de corte (Departamento de carreteras del Japón)

Material	Propiedades	Altura del Corte	Pendiente Sugerida
Roca dura			0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H: 1V
	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
Suelo arenoso		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
Mezcla de arena con grava		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
o masas de roca	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masa de roca o bloques.		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Nota. Adaptado de: Suarez, 2009

Tabla 21.

Pendientes típicas para taludes de ambientes tropicales (Tsidzi)

Unidad	Litología	Altura del Talud (metros)	Inclinación del Talud H:V (grados)	Método de Excavación
1	Roca competente o ligeramente meteorizada sin discontinuidades desfavorables. RQD > 75%	11 +/- 6	1/6:1 (73° +/- 12°)	Explosivos
2	Lateritas, y suelos re-cementados por oxidación.	4 +/- 1	1/6:1 (78° +/- 6°)	Raspado "Ripping"
3	Saprolitos, moderadamente meteorizados con algunas discontinuidades desfavorables. RQD 45 a 75%	9 +/- 3	1/3:1 (67° +/- 6°)	Raspado con uso ocasional de explosivos
4	Saprolitos, moderadamente a muy meteorizados. RQD < 45%	10 +/- 5	1:1 (48° +/- 12°)	Raspado

Nota. Adaptado de: Suarez, 2009

De acuerdo con las tablas anteriores se puede observar que permiten inclinaciones 1H:1V a 1.2H:1V, que varían de 36° a 60°.

Para controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación se propone realizar terracedo del talud cada 10 m de altura y bermas para el manejo de escorrentía y control de erosión con pendiente longitudinal hacia adentro del talud. Para los taludes arcillosos en la corona del talud se recomienda una menor pendiente teniendo en cuenta que los suelos se encuentran más meteorizados y que tienen menos porcentaje de grava (1.2H:1V). Los taludes de la base se proponen conformar con una pendiente mayor (1H:1V) ya que están conformados principalmente por gravas.

En las figuras 45 a 47 se presentan los resultados de los análisis de estabilidad de cada uno de los perfiles, bajo diferentes condiciones.

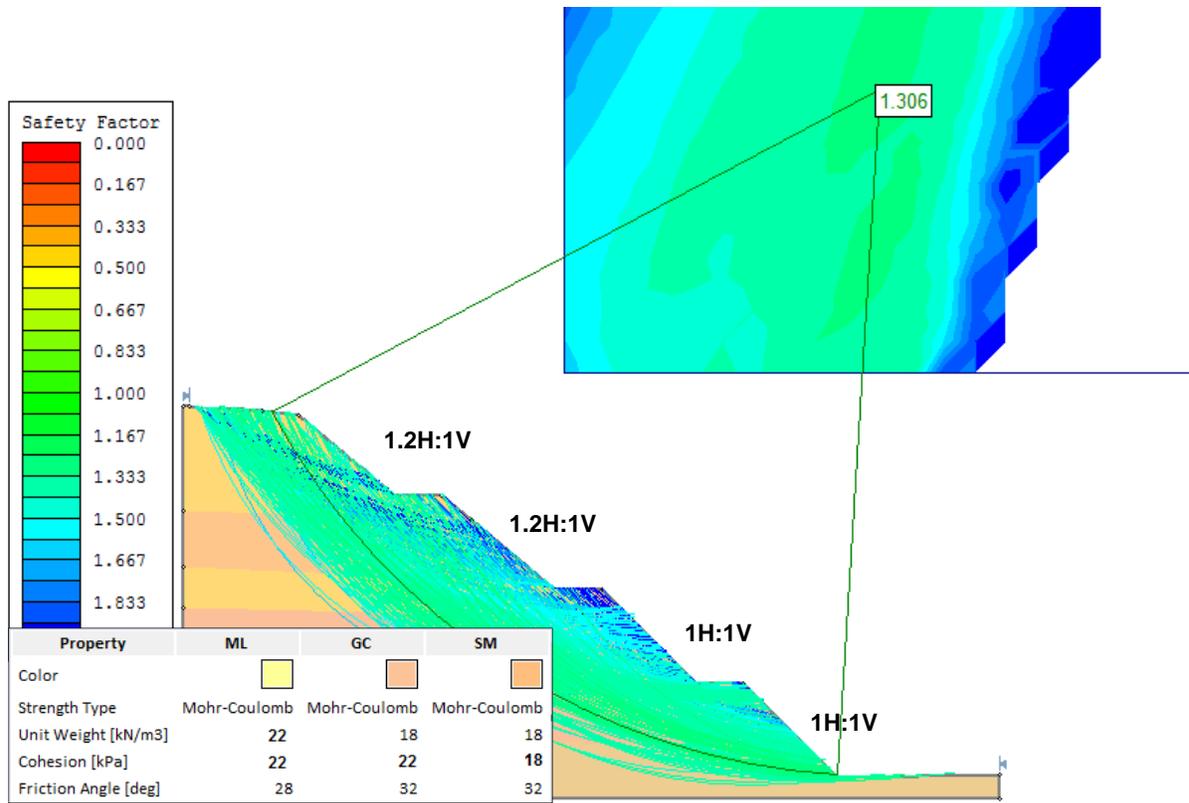


Figura 45. Modelo (A-A). Estático k71+550

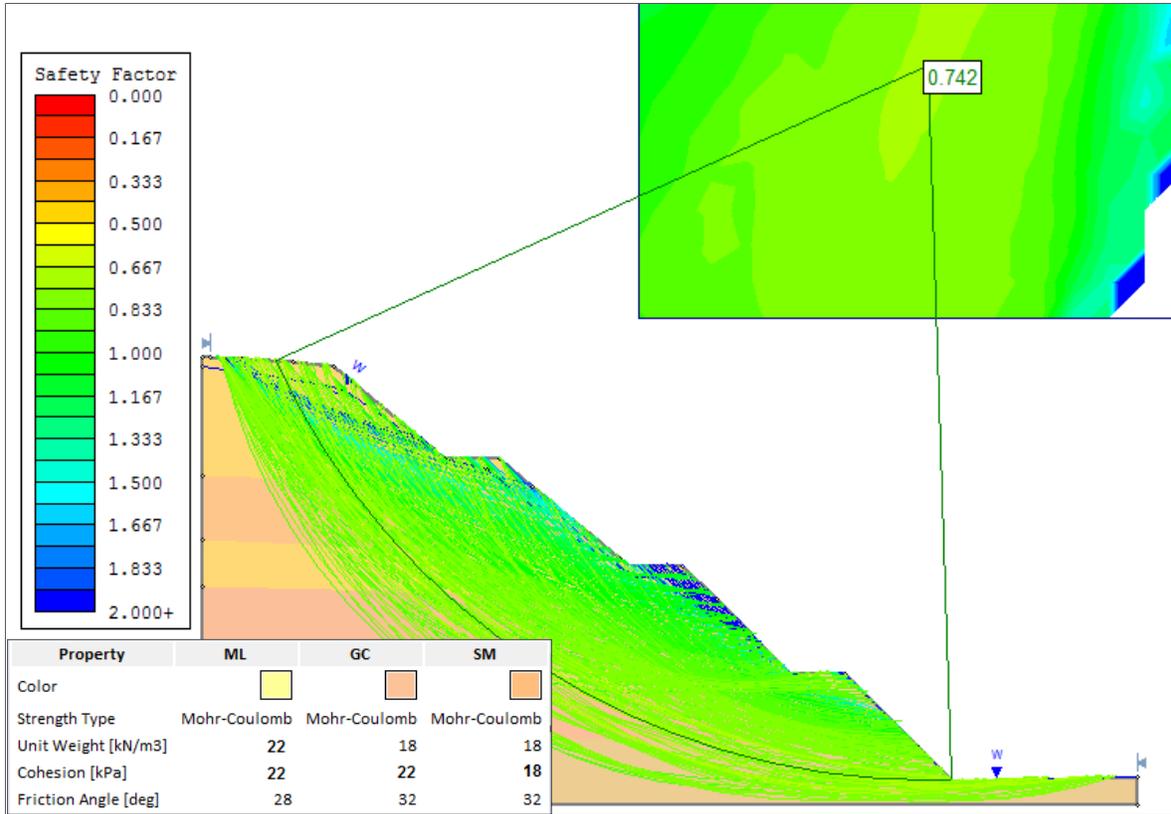


Figura 46. Modelo (A-A). Saturado k71+550

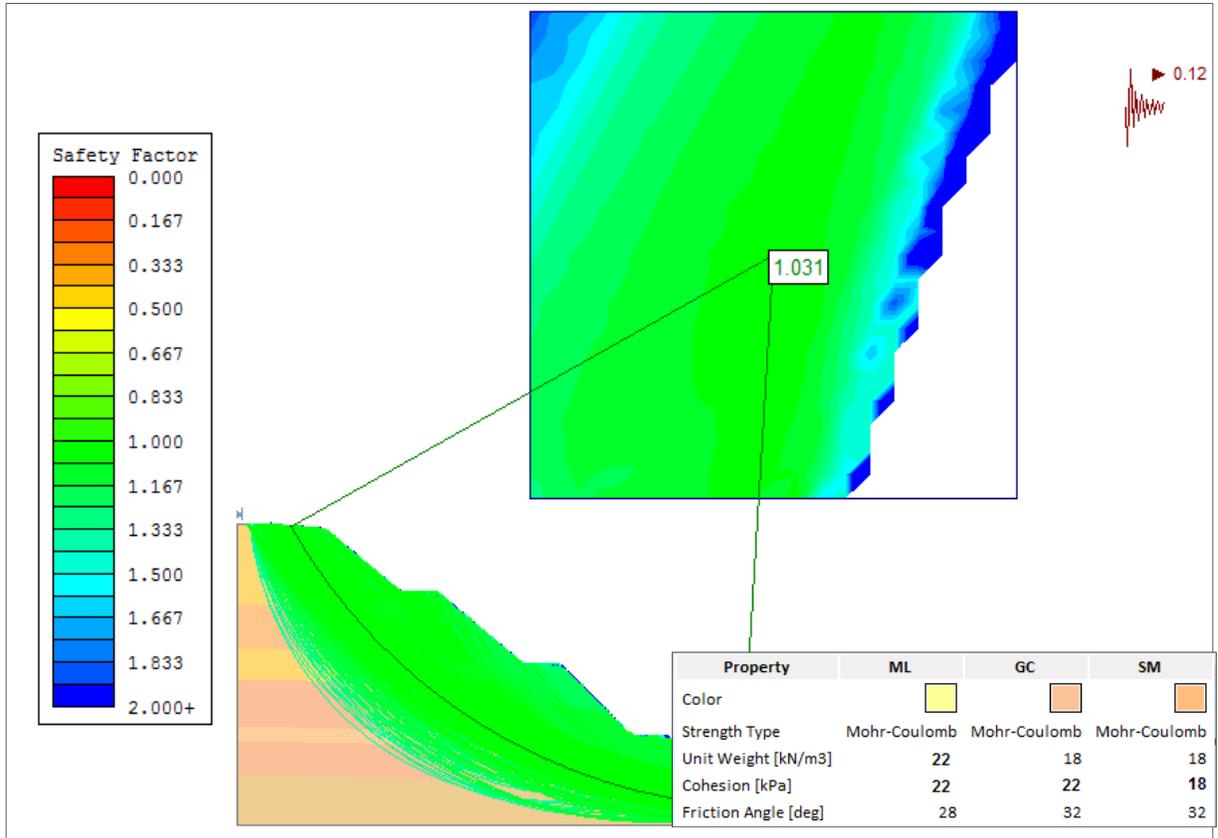


Figura 47. Modelo (A-A). Seudoestatico k71+550

Tabla 22.

Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios

CORTE	CONDICIÓN	SPENCER	BISHOP	JANBÚ	FELLENIOUS
PERFIL A-	ESTÁTICA	1.363	1.362	1.290	1.306
	SATURADA	0.629	0.605	0.547	0.742
	PSEUDOESTÁTICA	1.087	1.082	1.016	1.031

Se observa que con el abatimiento de la pendiente los factores de seguridad mejoran, sin embargo no es suficiente para la estabilización del talud.

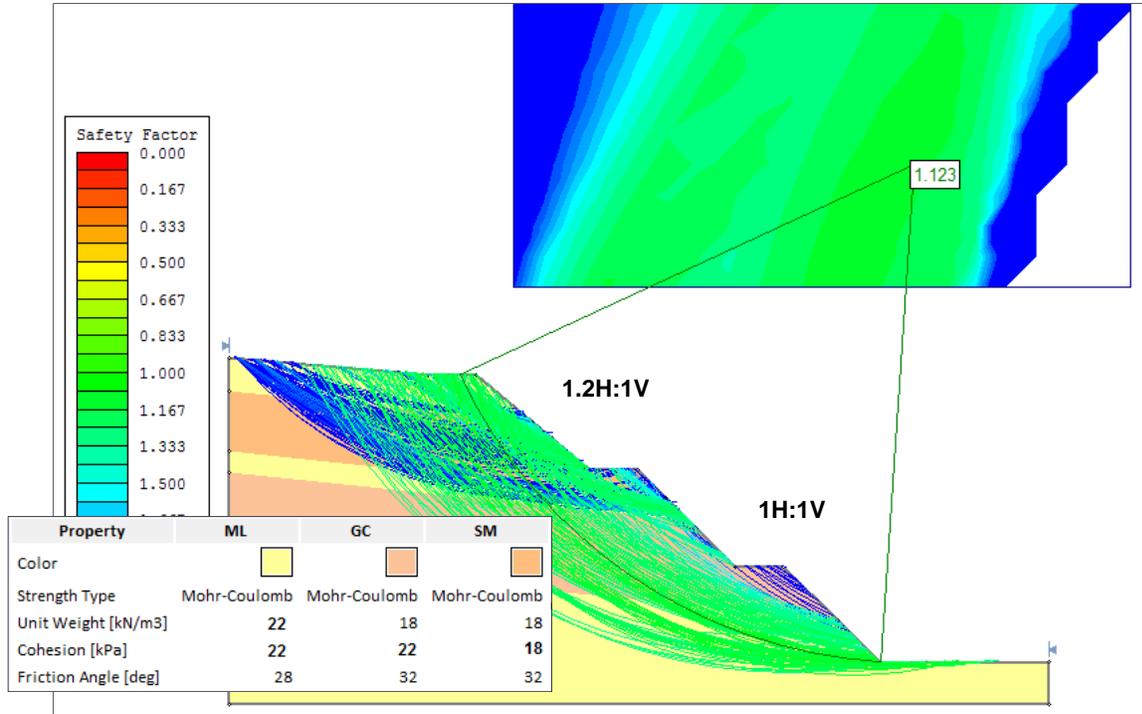


Figura 48. Modelo (B-B). Estático k71+360

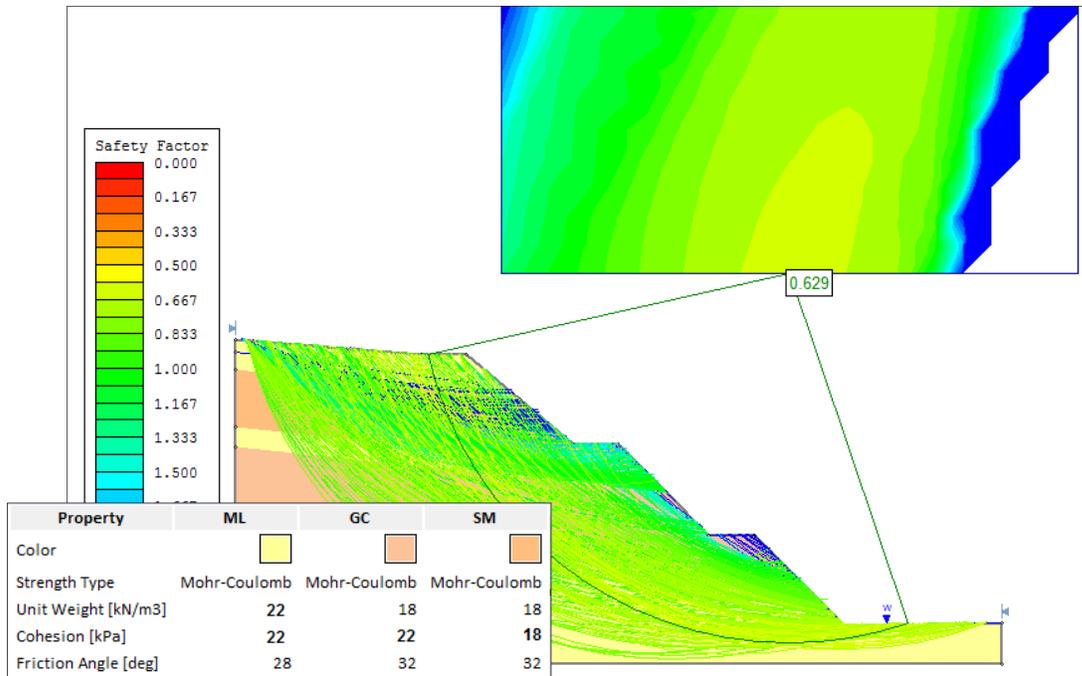


Figura 49. Modelo (B-B). Saturado k71+360

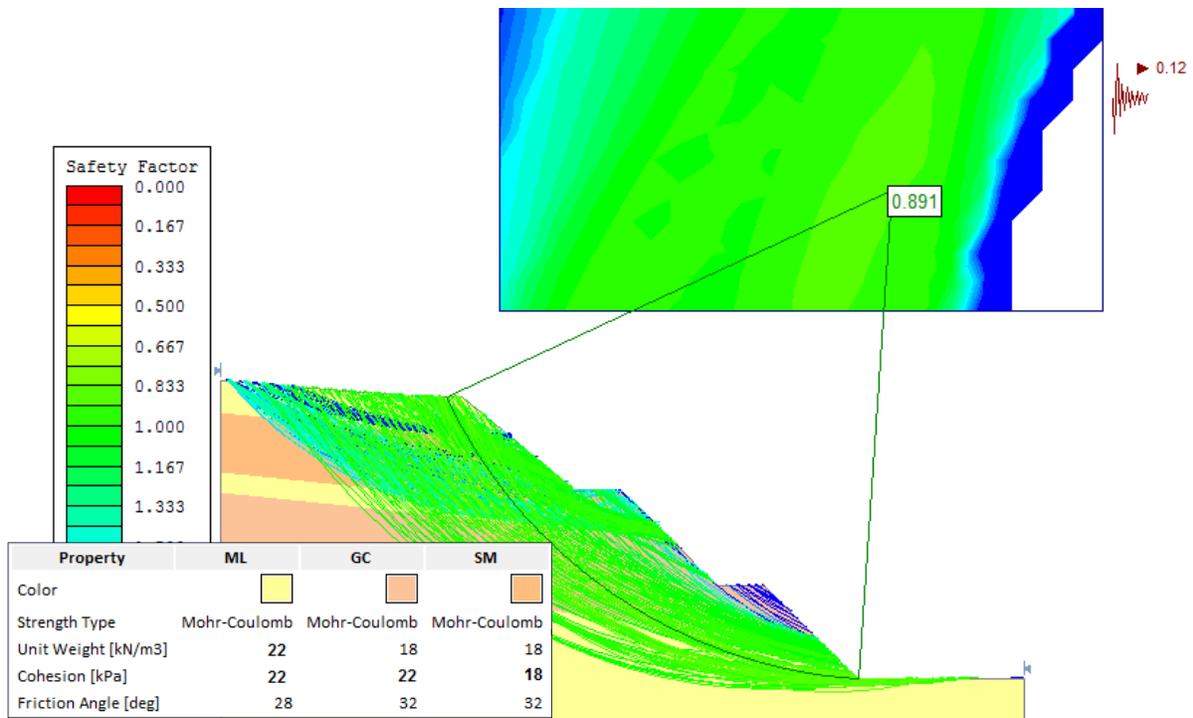


Figura 50. Modelo (B-B). Sismo k71+360

En la siguiente tabla se resumen los resultados de los factores de seguridad para la zona crítica k71+360 (B-B) con los cortes propuestos.

Tabla 23.

Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios

CORTE	CONDICIÓN	SPENCER	BISHOP	JANBÚ	FELLENIOUS
PERFIL B-B	ESTÁTICA	1.179	1.188	1.113	1.123
	SATURADA	0.552	0.542	0.466	0.629
	PSEUDOESTÁTICA	0.938	0.947	0.880	0.891

Según los resultados de las tablas anteriores los factores de seguridad no se encuentran dentro de los mínimos admisibles, esto debido a que la geometría con la cual se propone conformar el

talud no es suficiente para garantizar la estabilidad. Por lo cual se propone reforzar mediante obras de refuerzo, las cuales se modelan a continuación.

Para definir la distribución geométrica y la capacidad necesaria en cada uno de los anclajes se verifica la carga máxima que actúa en el talud generando deslizamientos, esta carga se observa en el reporte del software Slide, a continuación, se exponen los resultados definidos para el talud en estudio.

Tabla 24.

Reporte del programa Slide

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.7212	12.8987	ML	4.3	28	4.40065	5.01723	1.34891	0	1.34891
2	1.37377	78.1704	SM	4.3	32	14.0595	16.0294	18.771	0	18.771
3	1.37377	125.233	SM	4.3	32	15.8854	18.1111	22.1023	0	22.1023
4	1.41625	160.323	ML	4.3	28	31.5848	36.0101	59.6379	0	59.6379
5	1.85631	239.529	GC	18	32	48.7263	55.5533	60.098	0	60.098
6	1.85631	266.37	GC	18	32	62.3014	71.0304	84.8662	0	84.8662
7	1.85631	327.494	GC	18	32	72.1305	82.2367	102.8	0	102.8
8	1.85631	386.675	GC	18	32	87.4696	99.725	130.787	0	130.787
9	1.85631	417.567	GC	18	32	97.641	111.322	149.346	0	149.346
10	1.80061	389.941	ML	4.3	28	79.5614	90.7087	162.511	0	162.511
11	1.80061	368.845	ML	4.3	28	77.6832	88.5674	158.484	0	158.484
12	1.80061	343.167	ML	4.3	28	74.5029	84.9415	151.665	0	151.665
13	1.80061	313.326	ML	4.3	28	70.0789	79.8976	142.178	0	142.178
14	1.80061	282.057	ML	4.3	28	71.7069	81.7538	145.67	0	145.67
15	1.80061	288.337	ML	4.3	28	67.9462	77.4661	137.606	0	137.606
16	1.80061	306.053	ML	4.3	28	73.5972	83.9089	149.722	0	149.722
17	1.80061	312.937	ML	4.3	28	76.8958	87.6697	156.796	0	156.796
18	1.80061	272.953	ML	4.3	28	69.0333	78.7055	139.936	0	139.936
19	1.80061	222.963	ML	4.3	28	58.3153	66.4859	116.955	0	116.955
20	1.80061	170.023	ML	4.3	28	46.3437	52.8369	91.2849	0	91.2849
21	1.80061	114.174	ML	4.3	28	33.0626	37.695	62.8066	0	62.8066
22	1.80061	55.4347	ML	4.3	28	18.3973	20.975	31.3611	0	31.3611
23	1.80061	20.5183	ML	4.3	28	9.44208	10.765	12.1589	0	12.1589
24	1.80061	14.2725	ML	4.3	28	7.95476	9.0693	8.96974	0	8.96974
25	1.80061	5.13532	ML	4.3	28	5.57599	6.35724	3.8691	0	3.8691

Como se observa la carga máxima corresponde a 417.58 kN (42 Ton), basado en dicha sollicitación se realiza la evaluación de los anclajes a partir de la ecuación definida por “AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS”

$$\gamma A_1 = \varphi R_1$$

γ : Factor de carga LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)
= 1.35

A_1 : Fuerza de diseño para el anclaje (obtenida en las etapas anteriores)

φ : Factor de resistencia LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)
= 1

R_1 : Resistencia Última del anclaje

$$R_i = \pi D L_a f_{\max} = F_{\max} L_a$$

For sand and gravel $f_{\max} = \alpha_s \sigma'_{ov}$ with α_s

For silts and clays $f_{\max} = \alpha_c s_u$ with α_c

Inicialmente se calcula al Fmax para el suelo en estudio correspondiente a arenas y gravas:

$$f_{\max} = \alpha_s \sigma'_{ov}$$

$$f_{\max} = \alpha_s \sigma'_{ov} = 0.6 * 149.3 \text{ kPa}$$

Donde $\alpha_s = 0.6$

Soil Type	Relative Density		
	Loose	Medium	Dense
Silt	0.1	0.4	1.0
Fine sand	0.2	0.6	1.5
Medium sand	0.5	1.2	2.0
Coarse sand, gravel	1.0	2.0	3.0

(Canadian Foundation Manual 2007.)

$$f_{\max} = 0.6 * 149.3 \text{ kPa}$$

$$f_{\max} = 0.6 * 149.3 \text{ kPa}$$

$$f_{max} = 89.58 \text{ kPa}$$

A partir de lo anterior se puede definir que la longitud del anclaje para 42 Ton es igual a:

$$\gamma A_1 = \varphi R_1 \quad R_1 = \pi D L_a f_{max}$$

$$1.35 * 417.58 = 1 * \pi * L_a * 0.15 * (89.58 \text{ kPa})$$

$$\frac{1.35 * 417.58 \text{ KN}}{1 * 89.5 \text{ kPa} * \pi * 0.10} = L_a$$

$$20.04 \text{ m} = L_a$$

La longitud mínima con las especificaciones de esfuerzos corresponde a 20.04 metros, tomando como resistencia de cada anclaje una capacidad mínima de 42ton, de acuerdo a por “AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS” se recomienda utilizar como longitud del bulbo el 60% de la longitud total, es decir para el talud localizado sobre la ruta del sol se recomienda utilizar una longitud de bulbo igual a 12.0 metros y una longitud libre igual a 8.0 metros.

Conociendo la resistencia de los anclajes la cual es 417 KN se procede a elegir los torones de acuerdo con los catálogos de venta de estos elementos. de acuerdo con los cuales se pueden utilizar 4 torones de 0.6” pulgada.

Teniendo en cuenta las características de los torones a utilizar se recomienda construir un dado en concreto reforzado con base de 130 cm, altura de 130 cm y espesor de 30 cm, a continuación, se expone de manera esquemática el dado a utilizar

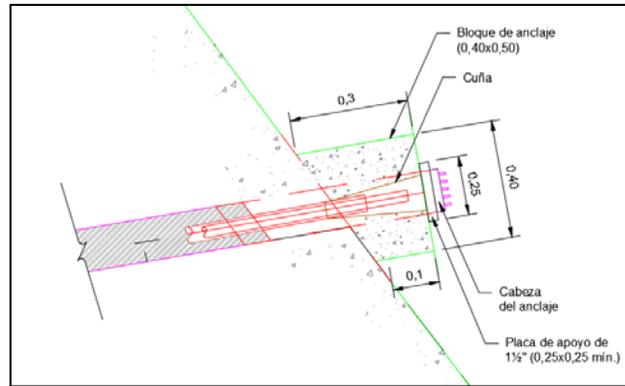


Figura 51. Esquema del dado a utilizar

Con el fin de verificar si la sección propuesta cumple con la sollicitación del anclaje se verifica si el esfuerzo cortante producido por el anclaje no supera la resistencia del dado a dicho esfuerzo, teniendo en cuenta que el bulbo soporta el 60% de la longitud también soporta el 60% del esfuerzo de tensión, por esto el esfuerzo producido en el dado corresponde al 40% de la tensión del anclaje:

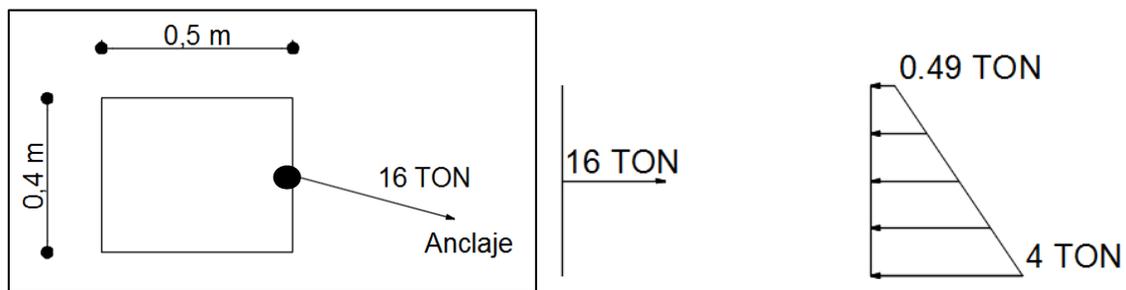


Figura 52. Dimensionamiento

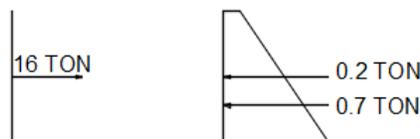


Figura 53. Diagrama de fuerzas viga-talud (2)

$$\sum F = 16TON - 0.2TON - 0.7TON = 15.1TON$$

Esfuerzo cortante

- **Esfuerzo cortante calculado.**

$$\tau = \frac{p}{A} = \frac{16.1Ton}{(0.5 * 4)m^2} = 75.5 \frac{TON}{m^2} = 0.107 KSI$$

- **Esfuerzo admisible**

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0.0316 * 2\sqrt{3ksi} = 0.109 KSI$$

$$0.107 KSI \leq 0.109KSI \text{ Cumple esfuerzos cortantes}$$

De acuerdo al análisis ejecutado anteriormente se observa que la sección de dado cumple con la sollicitación del anclaje, a continuación, se presenta la evaluación de la estabilidad global del talud con los anclajes dimensionados anteriormente.

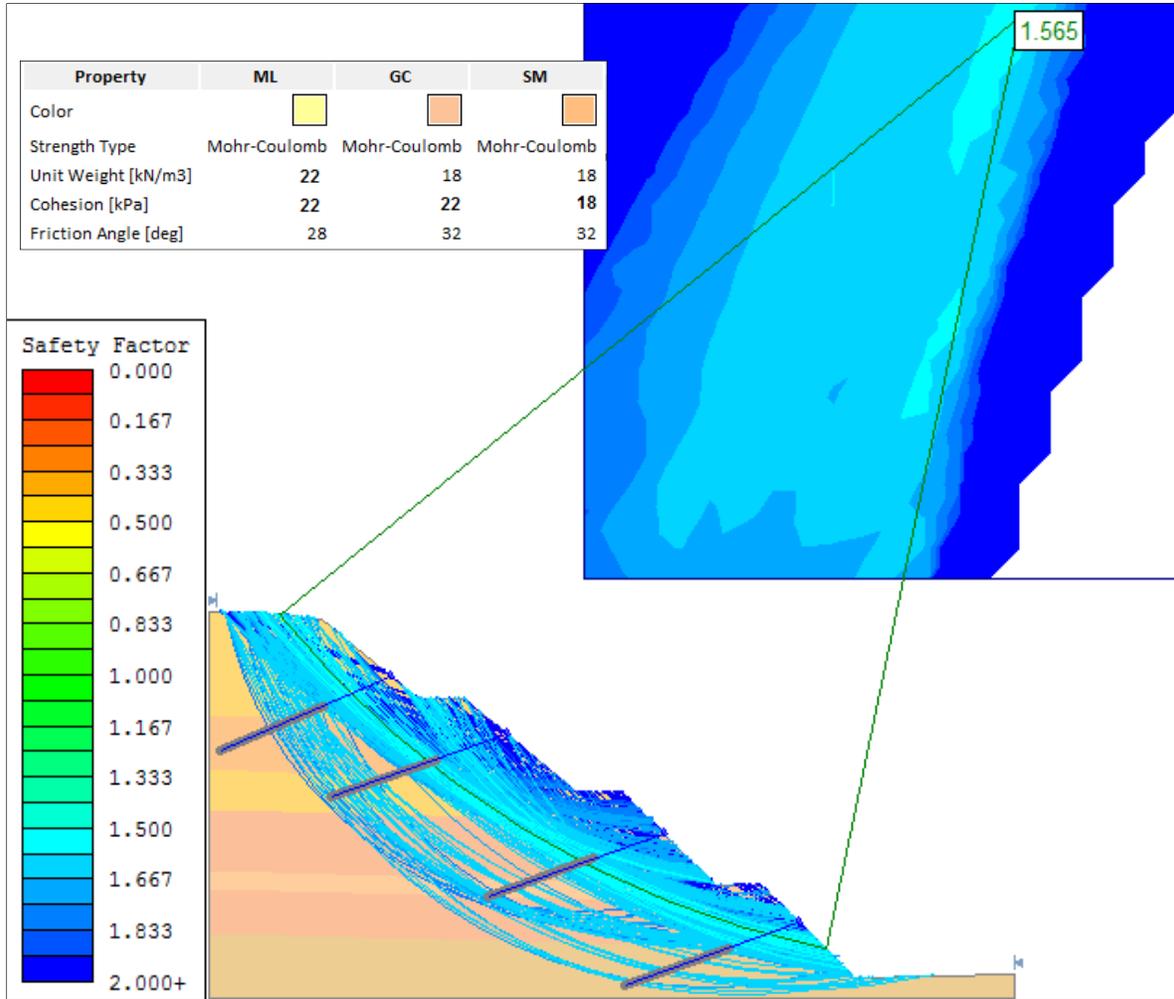


Figura 54. Modelo (A-A). Estático K71+550

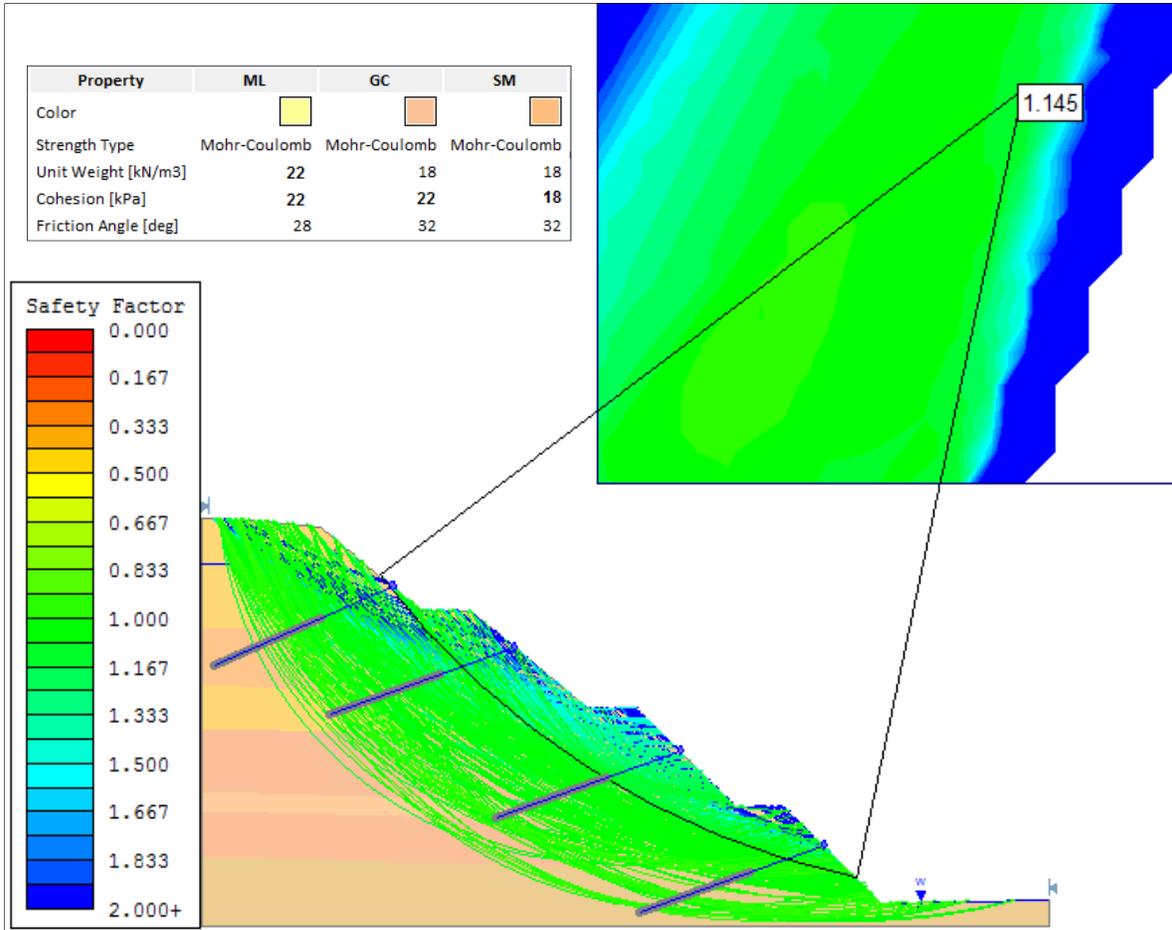


Figura 55. Modelo (A-A). Saturado K71+550

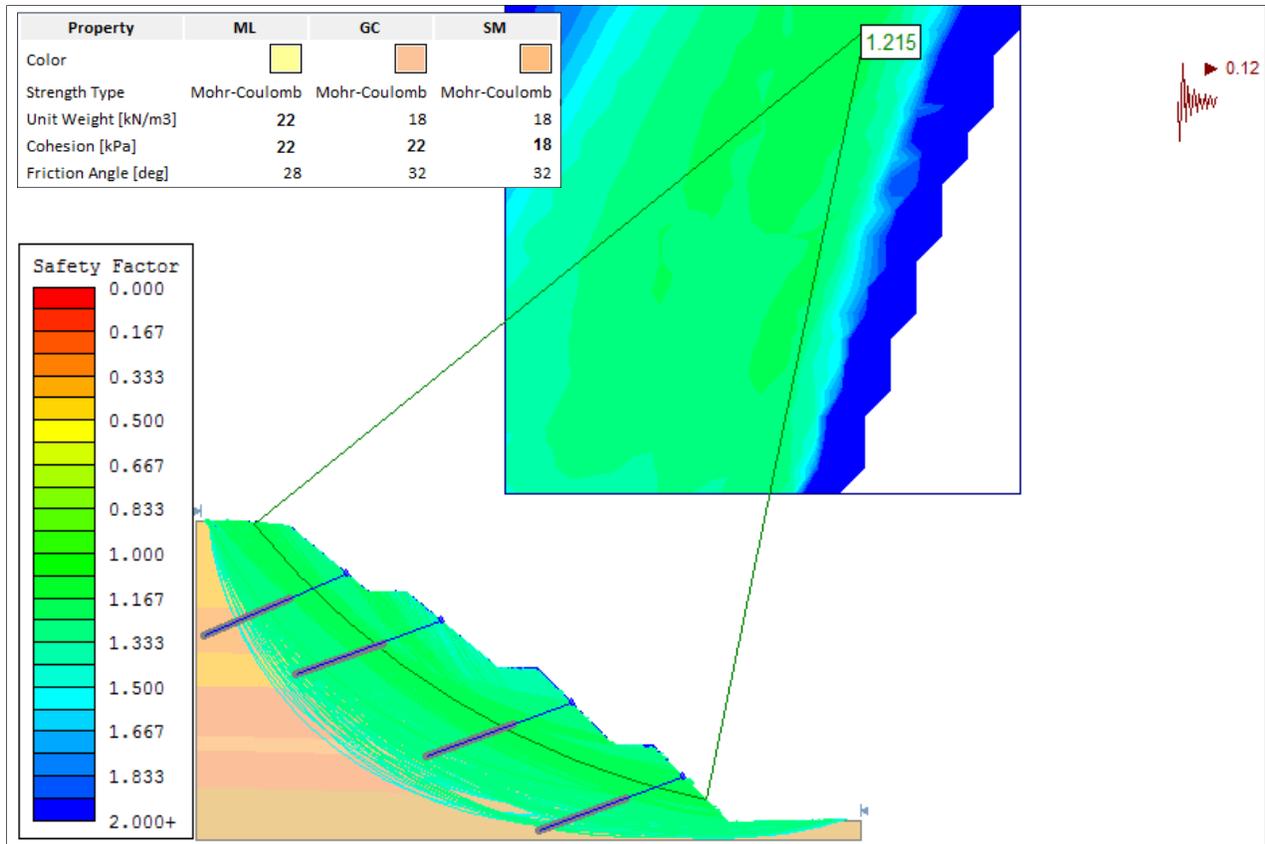


Figura 56. Modelo (A-A). Pseudoestatico K71+550

Tabla 25.

Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios

CORTE	CONDICIÓN	SPENCER	BISHOP	JANBÚ	FELLENIOUS
PERFIL A-A	ESTÁTICA	1.533	1.594	1.551	1.565
	SATURADA	0.987	0.989	0.985	1.145
	PSEUDOESTÁTICA	1.241	1.242	1.201	1.215

A continuación, se presentan las modelaciones perfil B-B con la propuesta 1

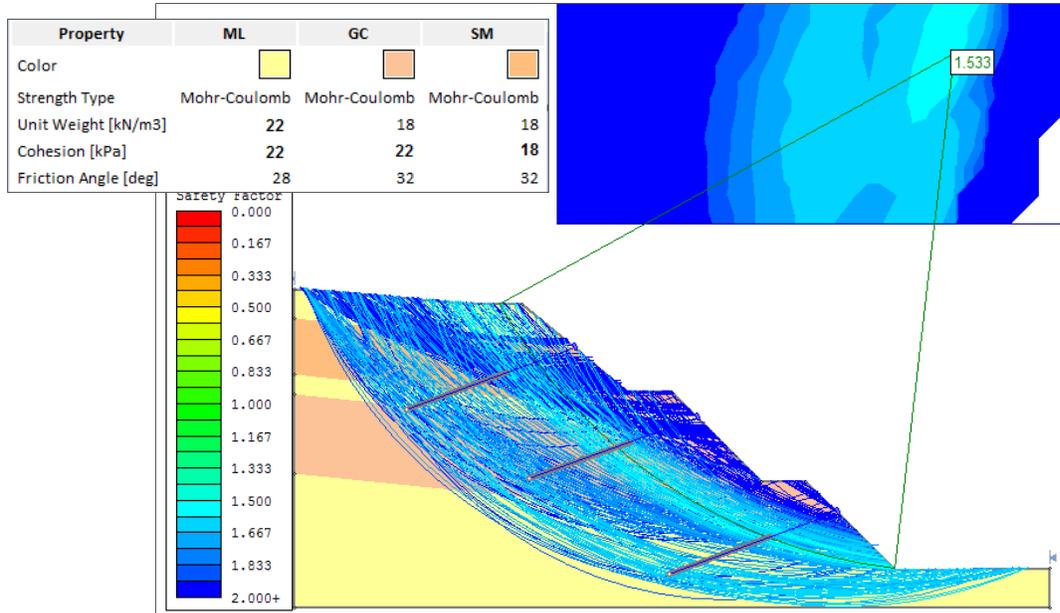


Figura 57. Modelo (B-B). Estático K71+350

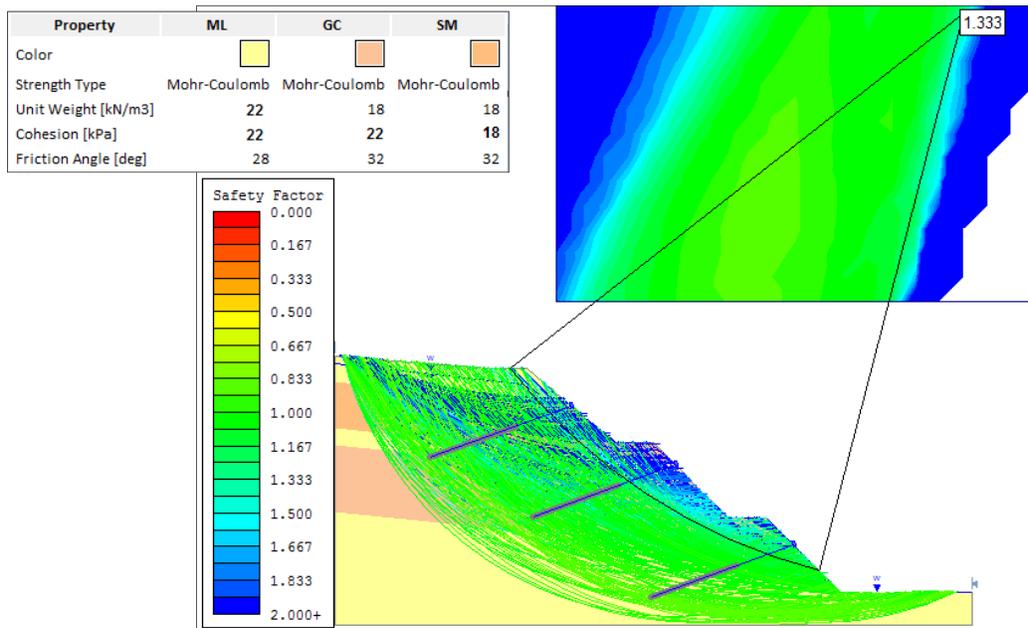


Figura 58. Modelo (B-B). Saturado K71+350

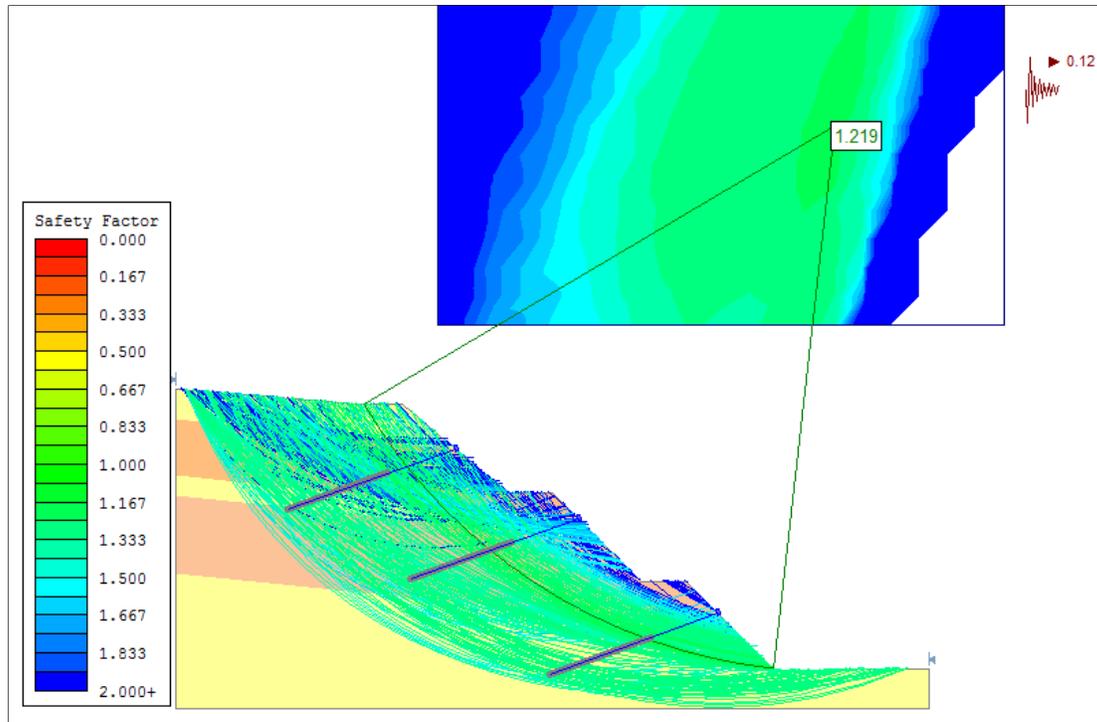


Figura 59. Modelo (B-B). Seudoestatico K71+350

En las siguientes tablas se resumen los resultados de los factores de seguridad para las zonas críticas del cortes geológico y B-B.

Tabla 26.

Resultados de los factores de seguridad para los diferentes escenarios

CORTE	CONDICIÓN	SPENCER	BISHOP	JANBÚ	FELLENIOUS
PERFIL B-B	ESTÁTICA	1.533	1.545	1.470	1.483
	SATURADA	1.191	1.191	1.180	1.333
	PSEUDOESTÁTICA	1.208	1.219	1.140	1.161

Según los resultados de las tablas anteriores los factores de seguridad se encuentran dentro de los mínimos admisibles, esto gracias a la geometría con la cual se conformó el talud, a las obras

de refuerzo para la estabilización y teniendo en cuenta que se deben disminuir los niveles freáticos, estas obras se especificarán con más detalle en el siguiente capítulo.

12. Análisis hidrológico y evaluación hidráulica de las obras de arte complementarias.

Con el fin de abatir los niveles freáticos y transportar la escorrentía superficial en el talud, se propone la construcción de drenes de penetración horizontal y zanjas de coronación e intermedias que garanticen el control de la escorrentía en el talud, a continuación, se realiza el análisis hidrológico y la evaluación de la capacidad hidráulica requerida para cada una de las obras propuestas.

De acuerdo al manual de drenajes para carreteras del INVIA (2011) en áreas de drenaje inferiores a 2.5 km² es válido aplicar el método racional para determinar el caudal, mientras que para las áreas superiores a este valor se propone la aplicación del hidrograma unitario, el método racional parte de la definición del coeficiente de escorrentía, el cual se puede definir como la relación entre el volumen de escorrentía superficial y el volumen de precipitación total.

El método racional asume que el caudal determinado corresponde al Caudal máximo del área de drenaje, producto de la precipitación que se mantiene por un tiempo igual al tiempo de concentración [Tc], la expresión que identifica el caudal por este método es:

$$Qp = C * I * A$$

Ya que el área está dada en km², la intensidad en mm/h y requerimos en caudal el m³/s, la ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$Qp = 0.278 * C * I * A$$

A continuación, se presenta la metodología utilizada para determinar el caudal Q [m^3/s] en el área de drenaje estudiada (ver figura 58).

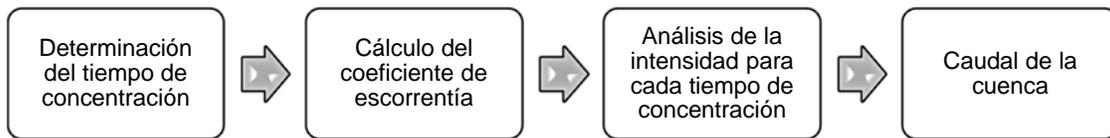


Figura 60. Metodología para determinar el caudal máximo.

Para la delimitación del área de drenaje se utiliza como referencia la topografía y la morfología definida en las imágenes satelitales de Google Earth



Figura 61. Área de drenaje.

A partir del relieve generado en el modelo digital de Google earth y la topografía del talud, se definen los parámetros morfométrica de la cuenca, estos se resumen en la siguiente tabla:

Área [m ²]	Área [Km ²]	L Cuenca [km]	H media [m]	S media [m/m]	s media [%]	S media [m/km]
71101.0	0.071	0.32	28.00	0.09	8.8	88.10

12.1 Determinación del tiempo de concentración:

Es aquel tiempo que toma el agua desde los límites más alejados de la cuenca hasta llegar a la salida de la misma, el tiempo de concentración es calculado de maneras empíricas (INVIAS, 2011), el manual de drenajes para carreteras presenta diferentes metodologías para el cálculo de este factor, a continuación, se expone cada una de ellas

Donde:

T_c: Tiempo de concentración, en horas [h].

A: Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados [km²].

L: Longitud del cauce principal, en kilómetros [km].

S: Pendiente del cauce principal, en metros por metros [m/m].

- Ecuación de Giandotti.

$$T_c = \frac{4A^{0.5} + 1.5L}{25.3(LS)^{0.5}}$$

De acuerdo al planteamiento de Giandotti, para el área de drenaje aferente al canal el tiempo de concentración corresponde a 0.365 [hr], es decir 21.9 [min].

12.2 Usos del suelo:

El uso del suelo se delimita con el fin de identificar el coeficiente de escorrentía de la cuenca, este parámetro se define como el volumen de escorrentía superficial y el volumen de precipitación total, el valor de este coeficiente se puede determinar mediante la expresión:

$$C = [(Pd - Po)(Pd + 23Po)] / (Pd + 11Po)^2$$

Donde,

Po: Parámetro de dependencia del uso del suelo y tipo de suelo, de la cobertura vegetal de la cuenca y de la humedad antecedente del suelo antes del aguacero de diseño, en milímetros [mm].

Pd: Precipitación máxima puntual anual en 24 horas para un periodo de retorno específico, en milímetros [mm].

Para determinar el parámetro Po se utiliza la expresión que relaciona el número de curva de escurrimiento CN del método del SCS definida como:

$$Po = \frac{(5080 - 50.8CN)}{CN}$$

Para determinar el CN a utilizar se relaciona el tipo de uso de suelo presente en la zona, este fue clasificado teniendo en cuenta la visita desarrollada en el sector de estudio, el talud en estudio presenta una cobertura correspondiente a rastrojos de acuerdo con el levantamiento ejecutado en campo

La figura 59 presenta las clasificaciones tenidas en cuenta por el Soil Conservation Service, basados en los usos, el área de estudio corresponde a suelos en condición de humedad II (usos selectos de tierra); se tomó como grupo hidrológico la categoría B (Suelo poco profundos depositados por el viento), de acuerdo a la tabla anterior en CN para rastrojos corresponde a 81.

Con estos valores se establece el parámetro P_o , se clasifica el Parámetro P_d revisando la información meteorológica y finalmente se establece el coeficiente de escorrentía para cada la cuenca en estudio, en la figura se expone que el coeficiente de escorrentía para las áreas de drenaje estudiadas este valor corresponde a 0.62

Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación		72	81	88	91
con tratamientos de conservación		62	71	78	81
Pastizales:	condiciones pobres	68	79	86	89
	condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas		30	58	71	78
Bosques:	troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas.	45	66	77	83
	cubierta buena ²	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.					
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75 % o más		39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75 %		49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85 % impermeables)		89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeables)		81	88	91	93
Residencial ³ :					
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable ²				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵		98	98	98	98
Calles y carreteras:					
Pavimentados con cunetas y alcantarillados		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89

Figura 62. Tabla de la curva número para la cobertura existente en el sector.

Nota. Adaptado de. Consultor. Bracol

Figura 63.

Determinación del coeficiente de escorrentía.

Uso del suelo	Área [m ²]	CN	% USO	%CN	CN			
					Ponderado	Po	Pd	C
Rastrojos	27942.31	81	100%	81	82.0	11.15	62	0.41

Nota. Adaptado de. Consultor. Bracol

En la evaluación hidrológica expuesta anteriormente se define que el área de la cuenca aportante corresponde a 0.071 km², el coeficiente de escorrentía definido de acuerdo a su uso del suelo es equivalente a 0.41, adicionalmente se establecen las curvas de intensidad, duración frecuencia a partir de los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas.

Para determinar la intensidad de la lluvia es necesario definir el periodo de retorno de diseño, de acuerdo al manual de drenajes para carreteras el periodo de retorno para zanjas de coronación y estructuras de caída es igual a 10 años, en la figura 60 se encuentra la relación utilizada para determinar dicho periodo de retorno.

TIPO DE OBRA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS) ¹
Cunetas	5
Zanjas de Coronación ²	10
Estructuras de Caída ²	10
Alcantarillas de 0.90 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores a 0.90 m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10 m)	25
Puentes de luz mayor o igual a 10 m y menor a 50 m	50
Puentes de luz mayor o igual a 50 m	100
Drenaje subsuperficial	2

Figura 64. Determinación del periodo de retorno de diseño.

Nota. Adaptado de. Consultor. Bracol

La intensidad de diseño se determina tomando como referencia el periodo de retorno de 10 años y como duración el tiempo de concentración correspondiente a 21.9 minutos, a partir de esta información se define que la intensidad de diseño corresponde a 68.5 mm/h.

De acuerdo a la información suministrada anteriormente el caudal máximo probable de la cuenca corresponde a:

$$Qp = 0.278 * 0.41 * 68.5 * 0.071$$

$$Qp = 0.56 \frac{m^3}{s}$$

El caudal máximo probable para un periodo de retorno de 10 años en el canal corresponde a 0.56 m³/s.

12.3 Verificación de la capacidad hidráulica de la zanja de coronación y de la estructura de caída

Como zanja de coronación, se propone la construcción de un canal flexible compuesto por geomembrana HDPE de 40 mils, con una sección trapezoidal de base igual a 0.5 metros y altura de 0.3 metros, en la siguiente figura se encuentra el esquema de la misma.

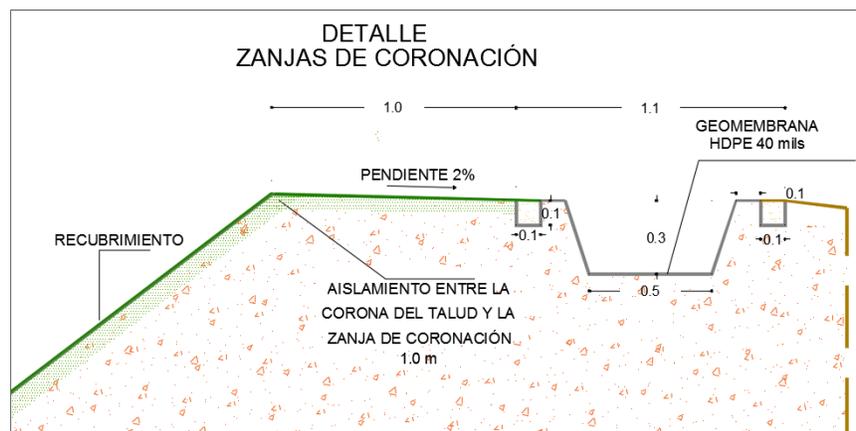


Figura 65. Detalle de zanja de coronación

En el análisis de la capacidad hidráulica se tuvieron en cuenta los siguientes criterios consignados en el RAS-2000.

- La profundidad de la lámina de agua (Y) debe ser menor que el 90% de la altura total del conducto (H).
- La velocidad mínima necesaria para lavar los sólidos en periodos de caudal bajo es de 0.75 m/s.
- La velocidad máxima permitida es de 5m/s.

- Ya que la obra contemplada corresponde a un canal flexible, teniendo una rugosidad (n) de 0.016 según catálogo de geosintéticos GEOFOR 2011.

Para determinar el caudal captado del canal se utiliza la ecuación propuesta por manning descrita a continuación

$$Q_{cap} = \frac{1 * AR^{2/3} \sqrt{S}}{n}$$

Donde,

Qcap: Caudal captado [m³/s].

S: Pendiente

n: Coeficiente de manning.

AR^{2/3}: Parámetros geométricos del canal [m]

Teniendo en cuenta esta relación y los parámetros nombrados en el RAS-2000, se evaluó la capacidad hidráulica, los resultados se presentan en la siguiente tabla, la pendiente analizada corresponde a la pendiente mínima del tramo donde se localizará el canal, para la estructura de disipación de energía es necesario mantener el ancho del canal con el fin de garantizar la capacidad hidráulica mínima.

Pendiente vía	Parámetros geométricos		N manning	Q cap [m3/s]	Q diseño[m3/s]	Check
	A [M2	R				
7.0%	0.159	0.099	0.016	0.56266	0.56	OK

De acuerdo a la verificación anterior se observa que el canal propuesto cumple con la capacidad hidráulica necesaria para el flujo de la escorrentía superficial sobre el talud.

12.4 Diseño de los drenes de penetración

Para el diseño del filtro es necesario estimar el aporte que este recibirá, teniendo en cuenta que este se empleará para abatir el nivel freático del talud interno, el caudal se estima de la siguiente manera:

$$Q = K * I * A$$

$$I = \frac{Nd - Nf}{B}$$

$$Aa = (Nd - N) * L$$

Donde:

K: Coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente.

I: Gradiente Hidráulico.

A: Área efectiva para el caso de abatimiento del nivel freático.

Nd: Cota inferior del subdrén.

Nf: Cota Superior del nivel freático.

B: Semibanca de la vía.

L: Longitud del tramo de drenaje.

- **Determinación del coeficiente de permeabilidad**

Teniendo en cuenta que la litología característica del talud corresponde a depósitos aluviales principalmente arenosos se toma como referencia para el coeficiente de permeabilidad la siguiente tabla:

Tabla 4.3. Valores típicos de la conductividad hidráulica (Coduto, 1999)

Tipo de suelo	Conductividad hidráulica cm/s
Grava limpia	1 a 100
Arena y grava mezclada	10^{-2} a 10
Arena gruesa limpia	10^{-2} a 1
Arena fina	10^{-2} a 10^{-1}
Arena limosa	10^{-3} a 10^{-2}
Arena arcillosa	10^{-4} a 10^{-2}
Limo	10^{-8} a 10^{-2}
Arcilla	10^{-10} a 10^{-6}

A partir de la tabla anteriormente citada se define trabajar con una conductividad hidráulica igual a 10^{-3} cm/seg.

- **Evaluación del caudal por infiltración:**

El caudal por infiltración se define como: $QIN = IR \times B \times L \times Fi \times Fr$.

Donde:

IR (Intensidad de diseño) = 68.5 mm/h = 1.9×10^{-5} m/s

B (ancho de la superficie descubierta (separación de los drenes) = (4 m)

L (Longitud del drenaje) = (75 m)

Fi (Factor de infiltración), para el caso en estudio el Fi corresponde a 0.90, en la figura 62 se encuentra el referenciación del coeficiente.

Tipo De Carpeta	Fi
Carpetas asfálticas muy bien conservadas	0.3
Carpetas asfálticas normalmente conservadas	0.4
Carpetas asfálticas pobremente conservadas	0.5
Superficie descubierta con alta infiltración	0.9

Figura 66. Valores típicos Fi.

Nota Adaptado de: Manual de diseño de subdrenajes, PAVCO

Fr (Factor de retención en función de material), en la figura 63 se dispone de los factores de retención variables de acuerdo al tipo de base, para la vía en estudio este factor corresponde a (1/3).

Tipo suelo	FR
suelo bien gradadas, para obras en servicio 5 años o más	1/4
suelo bien gradadas, para obras en servicio menos de 5 años	1/3
suelo de gradación abierta, para obras en servicio 5 años o más	1/3
suelo de gradación abierta, para obras en servicio menos de 5 años	1/2

Figura 67. Valores típicos Fr.

Nota. Adaptado de: Manual de diseño de subdrenajes, PAVCO

Basado en los parámetros anteriormente presentados se calcula el caudal por infiltración:

$$QIN = 1.9 \times 10^{-5} \frac{m}{s} * 4.0 m * 75m * 0.9 * \frac{1}{3}$$

$$QIN = 0.00171 \frac{m^3}{s}$$

- **Caudal por abatimiento del nivel freático**

$$Q = K * I * A$$

$$I = \frac{Nd - Nf}{B}$$

$$Aa = (Nd - N) * L$$

Donde:

K: Coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente.

I: Gradiente Hidráulico.

A: Área efectiva para el caso de abatimiento del nivel freático.

Nd: Cota inferior del subdrén.

Nf: Cota Superior del nivel freático.

B: Semibanca de la vía.

L: Longitud del tramo de drenaje.

A partir de este valor se determina el caudal de abatimiento del nivel freático

$$I = (N_D - N_F) / B = (2 \text{ m}) / 4.0 \text{ m} = 0.5$$

Ks, permeabilidad del suelo ($1 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$).

$$A, \text{ área longitudinal efectiva del dren en } \text{m}^2 = (N_D - N_F) * L = (2) * 5 = 10 \text{ m}^2$$

$$Q_{NF} = 1 \times 10^{-3} \times 10 * 0.5 = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

Basados en los valores determinados por infiltración y abatimiento del nivel freático, se calcula el caudal tota correspondiente a:

$$Q_t = 0.00171 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} + 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_t = 0.00671 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Sistema de evacuación de los líquidos:**

Se debe garantizar que el diámetro de drenaje sea suficiente para evacuar el caudal total de líquidos con una velocidad de conducción promedio de 2.5 m/s, a continuación, se presenta la determinación del diámetro a utilizar:

$$Q_t = V * A$$

$$0.0067 = (2.5 \text{ m/s}) * ((\square\square\square\square\square\square^2)).$$

$$\square\square\square\square\square 2.3''$$

$$\square\square\square\square\square 2.5''$$

De acuerdo a la verificación el diámetro requerido para el flujo de los líquidos corresponde a 2.5''.

De acuerdo a la verificación el diámetro requerido para el flujo de los líquidos corresponde a 2.5" con longitud de 15 metros.

13. Obras Propuestas

Con base en los resultados anteriores se deben proponer obras que garanticen la estabilidad de los taludes.

Propuesta 1

Conformar el talud con inclinaciones 1H:1V en las dos terrazas bajas del talud y 1.2H:1V en las terrazas superiores con bermas de 5m de ancho a 10 metros de altura, con una hilera de anclajes activos, espaciados 3m horizontalmente. Las bermas tendrán una pendiente mínima de 2% al 5% cayendo hacia dentro del talud.

Los anclajes activos tendrán una longitud de 20 metros, diámetro de 4 pulgadas, inclinación con la horizontal 20° hacia abajo, separación horizontal entre pernos de 3 metros, cada perno será anclado a un dado de concreto de 1.3m X 1.3m y 0.30 m de espesor. Estos se construirán en cada nivel de terraza.

Para el manejo del drenaje se propone la construcción de drenes horizontales de 15 metros de longitud, una de las hileras en la base de la primera terraza y la otra en la base de la segunda terraza, la separación horizontal entre drenes es de 4 metros. Al interior de la berma se construirá una cuneta en suelo-cemento que entregará a un sitio donde no se genere erosión del talud.

Estas zanjas se ubican en la corona del talud con pendientes longitudinales tales que permitan el arrastre de sólidos. Las pendientes más comunes para cumplir lo anterior van de 2% - 8%.

En la figura 64 se puede observar la esquematización de la propuesta 1 para el talud A-A de las abscisas K71+550 y en la figura 65 se puede observar la conformación del talud de las abscisas K71+360 con las obras propuestas.

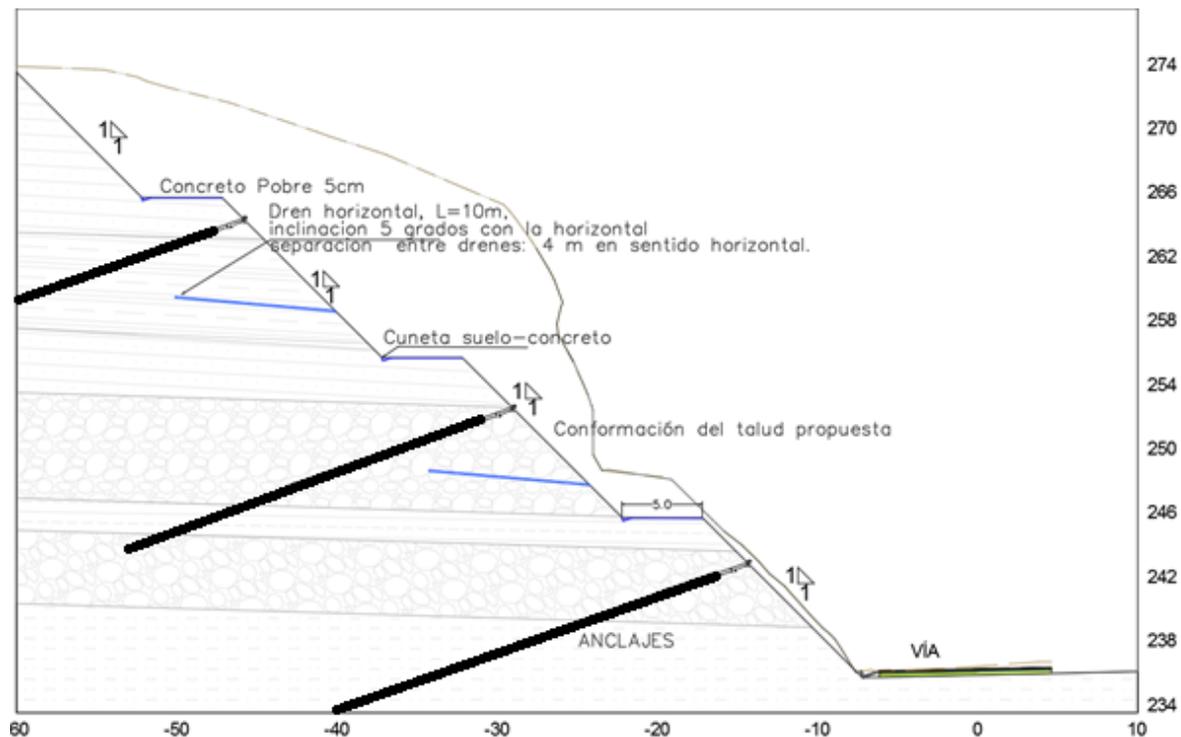
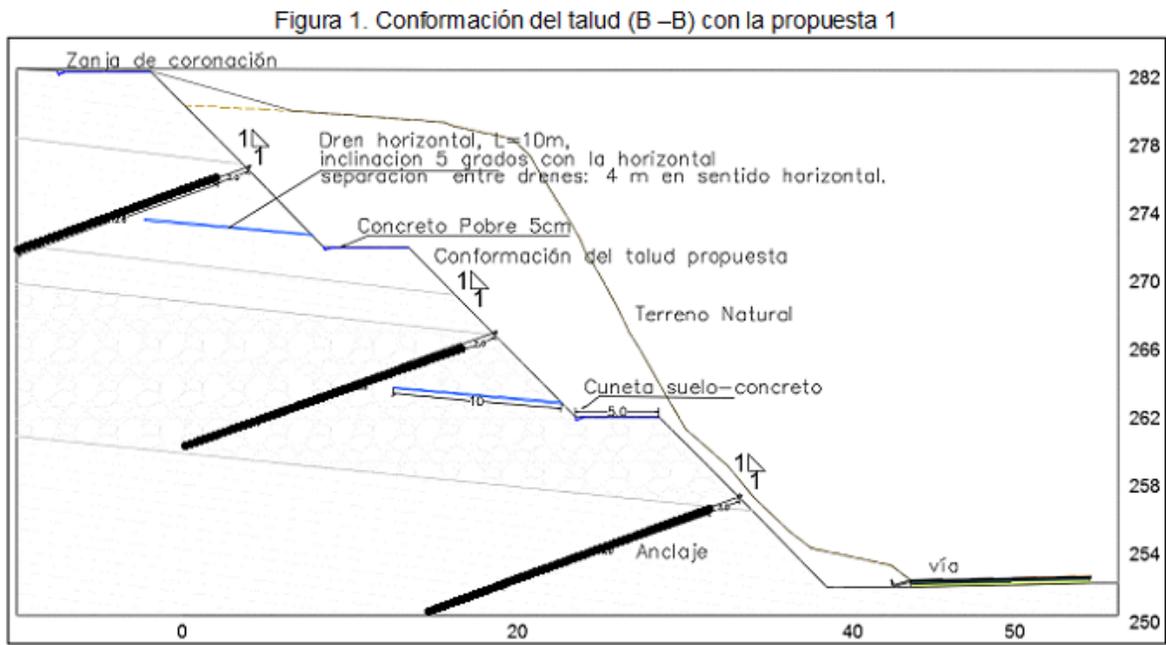


Figura 68. Conformación del talud (A –A) con la propuesta 1



Estos taludes deben ser protegidos contra la erosión mediante biomanto sujetado mediante ganchos de anclaje separados cada 0.50 m y el traslape de las mantos debe ser mínimo de 0.2 m en las juntas verticales y se debe extender hasta la zanja de coronación (ver zanja figura 66).

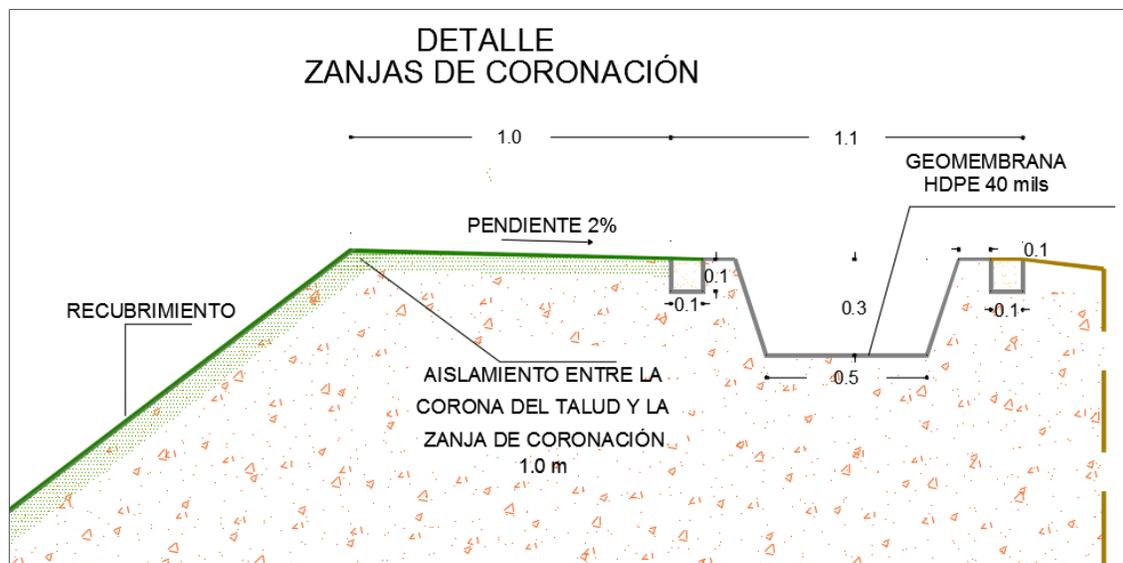


Figura 69. Detalle de zanja de coronación

Propuesta 2

De acuerdo a lo observado en los antecedentes del talud se ha evidenciado que si este no se protege contra la erosión, esta avanza hasta formar surcos, cárcavas y finalmente deslizamientos. Teniendo en cuenta que los suelos aluviales que conforman el talud son principalmente gravosos con algunos niveles más finos y que los principales agentes de la erosión en el sitio son las precipitaciones y el viento, se propone la siguiente alternativa para el control de la erosión, que a su vez debe ir acompañada de un sistema de drenaje que no permita la saturación de los suelos del talud.

Construcción de obras de revestimiento con geosintéticos

Teniendo en cuenta que los taludes están conformados por suelos aluviales muy erosionables con pendientes fuertes y que una de las formas para mitigar la erosión es cubriendo los taludes, se propone la instalación de biomantos, especialmente porque a diferencia de los mantos estos tienen un mayor periodo de duración y permite el crecimiento de la vegetación y la formación de suelos orgánicos, impidiendo que el agua lluvia impacte directamente sobre el suelo del talud. Además se debe desviar las aguas de escorrentía para que no arrastren las partículas del suelo ni impacten directamente sobre el biomanto.

Para ejecutar esta propuesta se debe realizar un raspado del talud donde se quite el material deslizado y un perfilado del material superficial suelto con una pendiente máxima hasta de 52° para la fijación del manto con pernos. El biomanto debe quedar sujeto desde la parte superior del talud.

Detalle y descripción de las obras

Se proponen mallas metálicas que sirvan como confinamiento de la cara del talud para mantener el suelo del talud y a su vez permita la colonización de la vegetación.

La malla recomendada será de doble torsión de 2.77 mm de diámetro (ver figura 70). Para los tipos de suelo del talud de estudio se recomiendan pernos de anclaje de rotación con lechada en cemento. Los pernos deben quedar enterrados por lo menos 5 metros de longitud separados cada metro sobre la cara de los taludes de corte; estos se deben instalar a rotación por el tamaño de las partículas que conforman la estructura de los suelos y la densidad de los mismos.

En la figura 69 se presenta la obra propuesta para taludes mayores a 45° (1H:1V); sin embargo, existe incertidumbre sobre su funcionamiento para taludes mayores a 63, por lo cual se deja la máxima pendiente hasta 52 para el perfilado del talud. En los taludes estériles se debe garantizar el crecimiento de la vegetación mediante hidrosiembra con plantas ligeras propias de la región.

Para modelar la coexistencia de la malla y los pernos se utiliza el programa Macro Studio, el cual es proporcionado por el proveedor y aunque es usado principalmente para modelar taludes rocosos, Para este proyecto se realizará la modelación con los parámetros para los suelos granulares del talud en estudio. A continuación, se muestran los parámetros ingresados y los resultados obtenidos

Input Wizard

Rock Slope

Slope inclination [°]	52
Thickness of the surficial instability [m]	3.00
Density of the rock mass [kN/m ³]	20.00
Assumed plasticization between rock and anchor [m]	0.25

Most Dangerous Joint

Inclination [°]	51
Compressive Strength JCS [MPa]	20.00
JRC (Joint roughness coefficient)	10.00

Seismic Acceleration

Horizontal seismic coefficient	0.12
--------------------------------	------

Mesh

Mesh type	Steelgrid MO 200
Mesh ultimate tensile strength [kN/m]	60.00
Maximum design displacement [m]	0.17

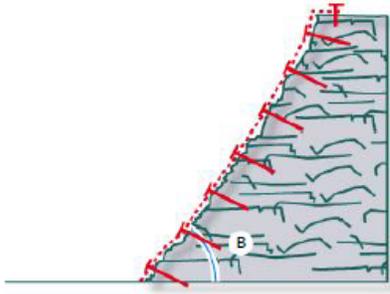
Anchor Bars

Geometry

Horizontal spacing between the anchors [m]	1.00
Vertical spacing between the anchors [m]	1.00
Inclination of bar to the horizontal [°]	15

Anchor Type

Bar type	Barra de Aço CA-50
Bar internal diameter [mm]	0
Bar external diameter [mm]	20
Thickness of corrosion crown [mm]	1
Bar yield stress [MPa]	500.00
Rock-grout adhesion (Bond stress) [MPa]	0.25



Safety Coefficients

Uncertainty of the thickness of surficial instability	1.30
Uncertainty of the rock mass unit weight	1.01
Uncertainty of rock behavior and weathering	1.02
Safety coefficient to reduce stabilizing forces	1.34
Slope surface morphology	1.10
External loads	1.02
Safety coefficient to increase the driving forces	1.12
Global Safety Coefficient	1.50
Coefficient for the mesh tensile resistance	2.50
Coefficient for the maximum mesh displacement	1.20
Coefficient for the steel bar yield stress	1.16
Coefficient for rock-grout adhesion (bond stress)	2.00

Figura 70. Parámetros ingresados al Software

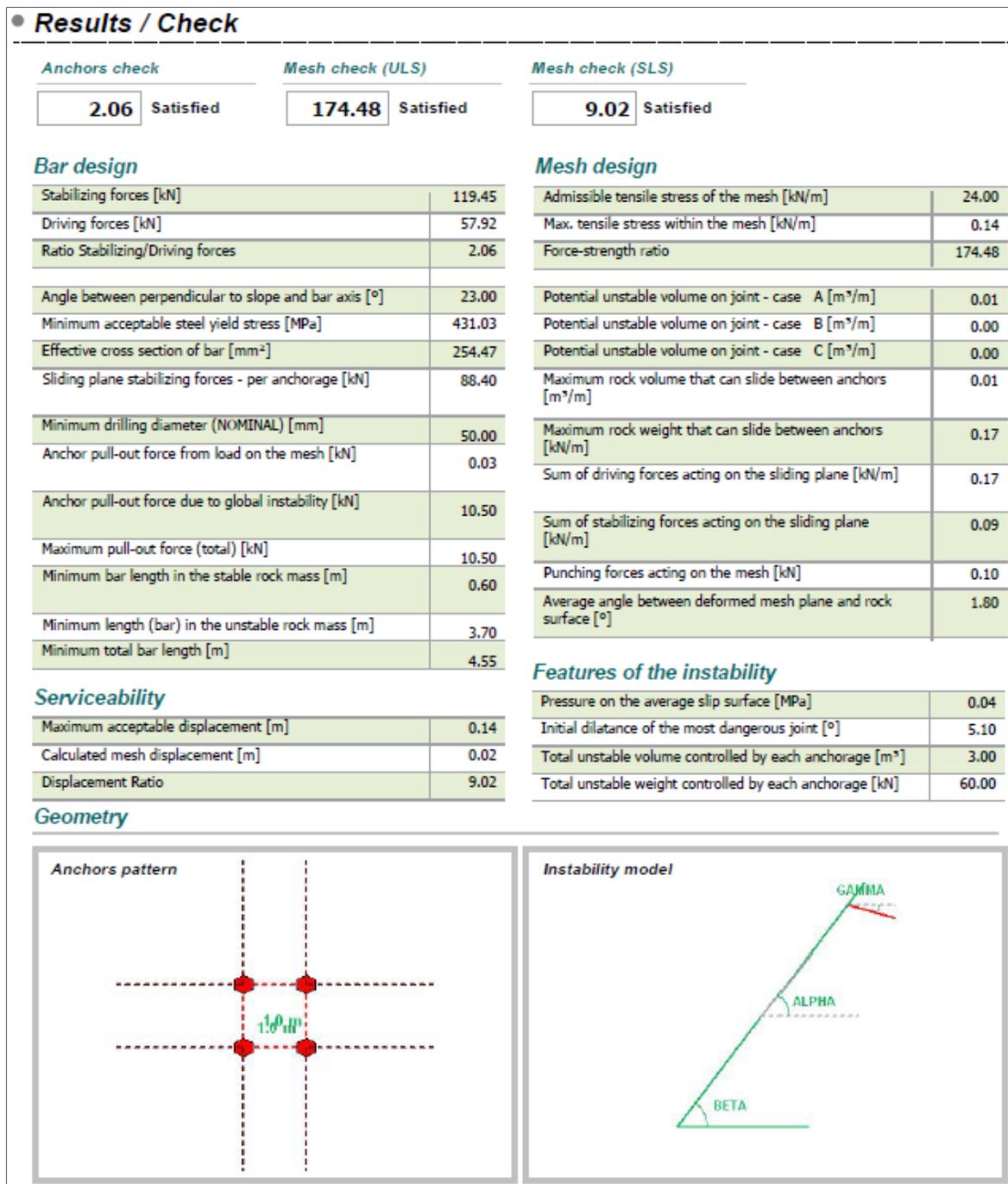


Figura 71. Definición de la longitud del perno

Con base en el análisis la malla utilizada y el perno cumplen satisfactoriamente para el talud estudiado, ingresándole propiedades de suelo. La longitud del perno recomendada es de 4.55, para

este estudio se propone de 5 m. A continuación, se muestran algunos detalles de las obras propuestas.

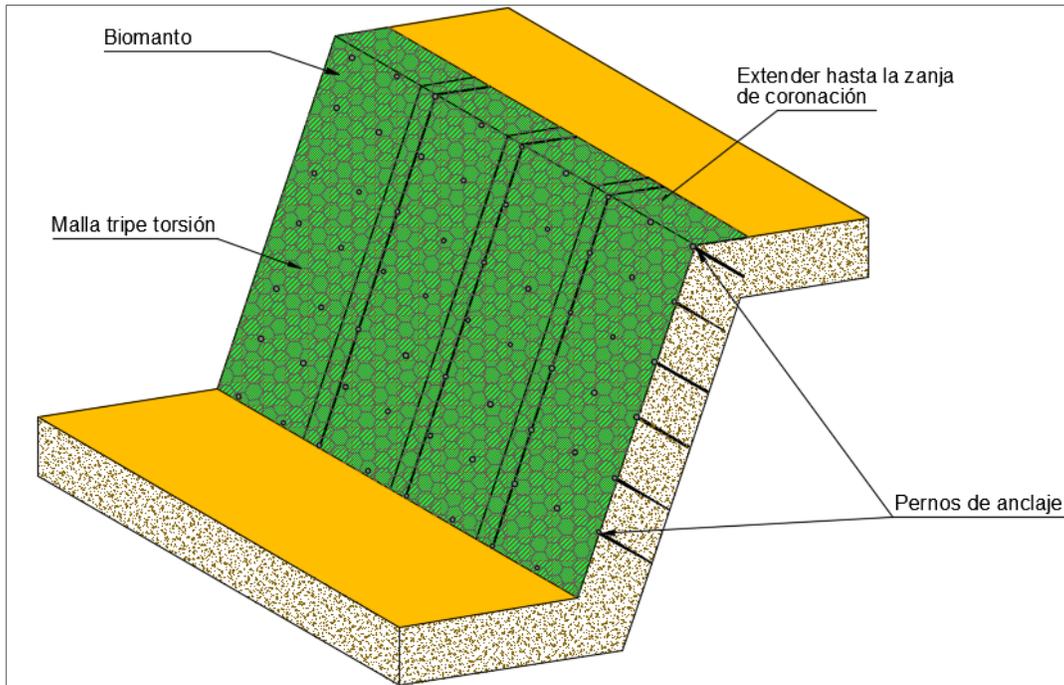


Figura 72. Talud con pendientes mayores a 45°

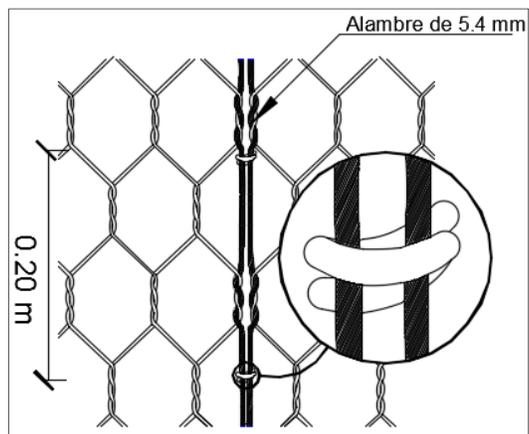


Figura 73. Detalle de la malla de triple torsión

En la figura 71 se presenta el detalle de los pernos para los suelos granulares con partículas gruesas, se propone esta longitud de anclaje porque se ha visto que la superficie de falla del talud se ha profundizado.

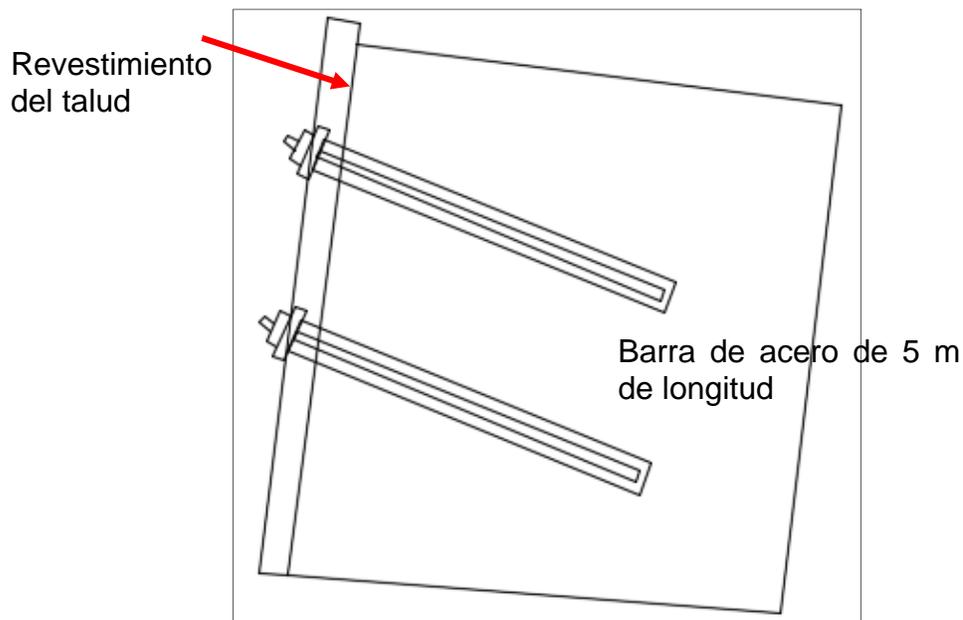


Figura 74. Detalle anclajes

Drenaje:

Para controlar la escorrentía directa sobre el talud se propone incorporar un sistema de canales incluyendo zanjas de coronación y zanjas intermedias en las bermas que conduzcan las aguas hasta canales de rápidas con tapa y columpio empleadas para conducción de agua en pendientes fuertes; estas funcionan como disipadores de energía conduciendo el agua tranquilamente hasta la entrega adaptándose al perfil del talud haciendo que los escalones del canal coincidan con las zanjas o cunetas. En la siguiente figura se presentan detalles esquemáticos de las mismas.

Se ha observado que los taludes con pendientes tan fuertes, con geometría irregular (presencia de negativos en las partes altas) y un sistema de drenaje inadecuado no han funcionado muy bien

PROCESO CONSTRUCTIVO

Materiales:

En la instalación de biomantos reforzados se emplean los siguientes materiales:

- a) La geomanta debe ser del tipo tridimensional con un porcentaje de vacíos mínimo de 90 % y, un espesor mínimo de 18 mm y una resistencia a la tracción mínima longitudinal de 3 KN/m.
- b) El refuerzo metálico es una malla hexagonal de doble torsión de tensión a la ruptura mínima de 38 kg/mm², con un diámetro mínimo del alambre de 2.7 mm de la malla. Para las juntas de mallas se emplea alambre de 3.4 mm de diámetro mínimo.
- c) El cable de acero para el anclaje superior de la malla es de mínimo 16 mm de diámetro.
- d) Anclajes pivotantes tipo Platipus o similar de 2 metros de longitud para suelos de consistencia media y de granulometría fina.



e) Pernos de anclaje 5 m de longitud para suelos granulares gruesos de consistencia media a alta. La varilla del perno es de 20mm” de diámetro y resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Los pernos tienen una platina metálica de reacción de 15 cm x 15 cm y ½” de espesor.

Procedimiento Constructivo:

A continuación, se describe el procedimiento de instalación particular para los taludes muy empinados del PR 71 al PR 73

- Peinado o raspado de los taludes de corte para retirar losas y cuñas agrietadas y uniformizar la pendiente de los taludes erosionados llevándolas a una pendiente máxima de 52°. En las zonas de deslizamiento se debe retirar toda la masa desplazada.
- Retiro de los conos de materiales derrumbados que yacen en la base de los taludes y cuneta interna de la vía.
- Reconformación de las bermas dejándolas a contrapendiente.
- Construcción y/o reparación de las zanjas de coronación Geomembrana
- Construcción de descoles revestidos con concreto para conducir las aguas que serán drenadas por las zanjas de coronación en geomembrana. Estos descoles deben tener disipadores de energía.
- Sobre la superficie reconformada del talud se realizará hidrosiembra con especies nativas de la región de poco peso, del tipo de gramíneas y leguminosas. La hidrosiembra también se puede efectuar después de completar la instalación del revestimiento.
- El geosintético (geomanta) tridimensional se debe tender en dirección de la pendiente traslapando las fajas de geotextil en una longitud de 15 cm. Las juntas del geosintético se deben hacer en la dirección del flujo, traslapando el fin de cada faja de geosintético sobre el principio de la siguiente para evitar la infiltración de agua en las juntas.

- Sobre la geomanta se coloca la malla metálica de doble torsión fijándola a la cara del talud mediante anclajes metálicos separados cada metro (1.0 m) y distribuidos en un patrón cuadrado. Las mallas metálicas se unirán unas a otras con alambres.
- En suelos de consistencia media y de granulometría fina se instalarán por percusión anclajes pivotantes tipo Platipus separados cada metro sobre la cara del talud.



Sistema de anclaje de carácter pivotante instalado por percusión para suelos de grano fino.

- En suelos granulares gruesos de consistencia media a alta se fijara el sistema mediante pernos de anclaje de 5 m de longitud instalados por rotación y separados cada metro sobre la cara del talud

En el Plano anexo en el informe se presentan los diseños de- Instalación de Biomanto.

14. Conclusiones

Geológicamente los taludes en estudio están conformados por depósitos y terrazas de gravas gruesas con finos, con geoformas de colinas onduladas denudacionales, sobre las cuales se presentan procesos morfodinámicos activos tales como deslizamientos y erosión en surcos y cárcavas. Los suelos aluviales son de estructura gravosoportada a intermedia con alternancia de finos y se encuentran en estado suelto a denso con índice de erosionabilidad alto debido a su composición textural.

A partir del levantamiento de campo se observó que el talud ha presentado fallas en diferentes sectores del mismo, sin embargo, se identificaron dos sitios críticos con mayor nivel de complejidad en las abscisas K71+360 y K71+550; se concluye que las causas de su inestabilidad está relacionada con la saturación del suelo detrás de la capa de concreto lanzado, ya que no contaba con un sistema adecuado de drenaje que permitiera la evacuación oportuna; además la geometría de conformación del talud presentaba algunos negativos, pendientes altas y amplias alturas de corte que lo hacían susceptible al deslizamiento.

Se realizaron análisis de estabilidad partiendo de modelos conceptuales con superficie rotacional mediante software de elementos finitos Slide del talud con la conformación existente donde se obtuvo un alto grado de inestabilidad de acuerdo con los factores de seguridad.

De acuerdo a los análisis de estabilidad y al concepto geotécnico se realizaron dos propuestas para la estabilización del talud de la siguiente manera:

Propuesta 1: conformar el talud con inclinaciones 1H:1V con bermas de 5m de ancho a 10 metros de altura, con una hilera de anclajes pasivos, espaciados 3m horizontalmente. Las bermas tendrán una pendiente mínima de 1% cayendo hacia afuera del talud. Para el manejo del drenaje se propone la construcción de drenes horizontales de 10 metros de longitud.

Propuesta 1: construcción de obras de revestimiento con geomantos reforzados con mallas metálicas que sirvan como confinamiento de la cara del talud para mantener el suelo del talud y a su vez permita la colonización de la vegetación, esto con el fin de controlar la erosión.

Para cada una de las dos propuestas se construirán cunetas en suelo-cemento al interior de las bermas y zanjas de coronación las cuales conduzcan las aguas hasta canales de rápidas con tapa y columpio.

15. Recomendaciones

Para los tramos del talud que aún se han mantenido estables, los cuales corresponden principalmente a las zonas impermeabilizadas con manto y malla reforzada se recomienda revisar el sistema de drenaje y colocar cobertura en los sitios donde esta se ha desgastado.

Se recomienda desarrollar la propuesta 1 para una mayor preservación del estado de los taludes a través del tiempo ya que será más duradera.

Referencias Bibliográficas

Agencia de Obra Pública de la junta de Andalucía. (2014) Universidad de Córdoba, España. Manual de Técnicas de estabilización biotécnica en Taludes de infraestructuras de obra civil.

CONSORCIO BRACOL - CONCOL – CUSA. (2011) “Estudio de Estabilidad de taludes Aguachica – La Mata. Tramos (PR 64+650 – PR 101+000) Ruta (4514). Elaboración de los estudios de detalle Fase III del sector 2, del proyecto vial Ruta del Sol, Tramo 3, en el área comprendida entre San Alberto y La Mata (100km).. 70p.

INVIAS. (2009) Manual de drenaje para carreteras.

Suarez, J. (2001) Control de Erosión en Zonas Tropicales..

Suarez, J. (2001) Deslizamientos volumen 2 TÉCNICAS DE REMEDIACIÓN. .

Apéndices

Apéndice A. Laboratorios

Ver documentos adjuntos en el CD

Apéndice B. Planos

Ver documentos adjuntos en el CD