S.I. SERINCO LTDA.

SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERÍA, GEOTECNIA Y CONSTRUCCIÓN LIMITADA

MAS DE 30 AÑOS CIMENTANDO EL DESARROLLO DE LOS PROYECTOS Y OBRAS DE INGENIERIA

SOLUCIONES GEOTECNICAS Y DE INGENIERIA CONFIABLES

PROYECTO

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA REALIZAR OBRAS DE MITIGACIÓN DEL DESLIZAMIENTO UBICADO EN EL SECTOR MIRADOR DE LA ESPERANZA

DICIEMBRE DE 2023

AVENIDA SAN MARTÍN (TRANSVERSAL 17) N° 20 - 21 Celulares: 3132846468 - 3125139693
e-mail: *siserinco@gmail.com - admonsiserinco@gmail.com*
SOGAMOSO - COLOMBIA

PROYECTO
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA REALIZAR OBRAS DE MITIGACIÓN DEL DESLIZAMIENTO UBICADO EN EL SECTOR MIRADOR DE LA ESPERANZA

S.I. SERINCO LTDA

SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERÍA, GEOTECNIA Y CONSTRUCCIÓN LIMITADA

ÁREA: GEOTECNIA E INGENIERIA

SOLUCIONES GEOTECNICAS Y DE INGENIERIA CONFIABLES

MAS DE 30 AÑOS CIMENTANDO EL DESARROLLO DE LOS PROYECTOS Y OBRAS DE INGENIERIA

CLIENTE SOLICITANTE: ALCALDÍA MUNICIPAL DE DUITAMA

DUITAMA – BOYACÁ

DICIEMBRE DE 2023

AVENIDA SAN MARTÍN (TRANSVERSAL 17) N° 20 - 21 Celulares: 3132846468 - 3125139693

e-mail: *siserinco@gmail.com - admonsiserinco@gmail.com*

SOGAMOSO - COLOMBIA

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN ***9***

1. LOCALIZACIÓN ***11***

2. ESTUDIO GEOLÓGICO DEL AREA INESTABLE Y ZONAS AFERENTES AL PROYECTO ***12***

2.1. LITOLOGÍAS Y FORMACIONES GEOLÓGICAS AFLORANTES EN EL SECTOR *12*

2.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL *16*

3. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL DEL ÁREA DE ESTUDIO ***17***

4. COBERTURA Y USO DEL SUELO ***21***

5. ESTUDIO HIDROLOGICO ***24***

5.1. SERIES DE PARAMETROS HIDROCLIMATOL ÓGICOS. *24*
5.1.1. ANÁLISIS DE FRECUENCIA EN SERIES DE PARÁMETROS HIDRO CLIMÁTICOS EXTREMOS. *25*

5.2. RÉGIMEN HIDROLÓGICO *29*
5.2.1 PRECIPITACIÓN. *29*
5.2.2 NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIÓN *31*
5.2.3 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS. *33*
5.2.4 PRECIPITACIONES MÁXIMAS ACUMULADAS EN 5 DÍAS *37*
5.2.5 PRECIPITACIONES MÁXIMAS MENSUALES. *39*
5.2.6 DISEÑO DE EVENTOS DE PRECIPITACION EXTREMA PARA EL ANÁLISIS DE ESCORRENTIA *41*
5.2.6.1 Construcción de curvas sintéticas de intensidad, duración y frecuencia. *41*

6. EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA ***43***

6.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DETALLADAS PARA EL ÁREA *43*

6.2 EXPLORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE SONDEOS Y APIQUES *45*

6.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE ENSAYOS EN LABORATORIO *49*

6.4 RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL PERFIL DEL SUELO DEL ÁREA DEL PROYECTO *49*
6.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DEL MACIZO ROCOSO *49*

6.5 NIVEL PIEZOMÉTRICO Y DE AGUAS FREÁTICAS *50*

6.6 ESTUDIO GEO-MECÁNICO DEL MACIZO ROCOSO *50*
6.6.1 PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MATRIZ ROCOSA *51*
6.6.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MATRIZ ROCOSA *51*
6.6.3 ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL *51*
6.6.4 ENSAYOS DE ÍNDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA EN CAMPO (ISRM, 1981): *52*
6.6.5 ENSAYO DE CARGA PUNTUAL *54*
6.6.6 ENSAYO DE RESISTENCIA CON MARTILLO DE SCHMIDT *57*
6.6.7 CARACTERIZACIÓN DE DISCONTINUIDADES *58*
6.6.8 CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO SMR *66*
6.6.8.1. Clasificación geomecánica RMR *69*
6.6.8.2. SMR y factores (f1, f2, f3 y f4) – Análisis para perfil A -A' *71*
6.6.9 GSI (GEOLOGICAL STRENGTH ÍNDEX) ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA, HOEK ET AL (1995). *72*

6.7 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO 73

7. MODELO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO 75

8. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD 78

8.1 CRITERIOS DE EVALUACION DE LA ESTABILIDAD GENERAL DEL TALUD 78
8.1.1 PARÁMETROS SÍSMICOS: 80

8.2 MODELAMIENTO EN SOFTWARE 81
8.2.1 MODELAMIENTO DEL ESTADO ACTUAL DEL TALUD 81
8.1.1 CONSIDERACIONES SOBRE EL NIVEL FREÁTICO O TABLA DE AGUA 84

8.3 ANÁLISIS CINEMÁTICO DEL MACIZO ROCOSO 84
8.3.1 DESLIZAMIENTO POR FALLA PLANAR 85
8.3.2 DESLIZAMIENTO POR CUÑAS 86
8.3.3 VOLCAMIENTO DIRECTO 87
8.3.4 VOLCAMIENTO POR FLEXURA 88

9. CALCULOS Y DISEÑOS HIDRAULICOS SISTEMA DE DRENAJE 89

9.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA CONTROL DE AGUAS DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL 89

9.2 DISEÑO DE HIETOGRAMAS DE TORMENTA DE PRECIPITACIÓN PARA EL AREA A INTERVENIR ... 89
9.2.1 DELIMITACIÓN DE ÁREAS AFERENTES PARA ELEMENTOS DE DRENAJE 91
9.2.2 CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO POR MÉTODO RACIONAL 91

9.3 DISEÑO GEOMETRICO DE CUNETAS 91

9.4 VERIFICACION HIDRAULICA DE CUNETAS 94

10. EVALUACIÓN SISMOLÓGICA 98

10.1 CONSIDERACIONES REGIONALES 98

11. DISEÑO DE OBRAS PARA MANEJO Y SOLUCIÓN GEOTÉCNICA 100

11.1 DISEÑO GEOMÉTRICO Y MOVIMIENTO DE TIERRAS 100

11.2 OBRAS GEOTECNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES (MALLA DE CONFINAMIENTO Y PROTECCION) 102
11.2.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO 102
11.2.2. DIMENSIONAMIENTO 103
11.2.3. PARÁMETROS DE ENTRADA 103
11.2.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD 103
11.2.5. LONGITUD DE PERNOS 104
11.2.6. PROPUESTA DE DISEÑO 104
11.2.7. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA (MALLA DE CONFINAMIENTO Y PROTECCION) 105

12. PLANOS DE DISEÑO DETALLADOS 109

13. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 113

14. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO 114

14.1. CANTIDADES DE OBRA 114

14.2. PRESUPUESTO DE OBRAS.....115

15. ESPECÍFICACIONES TÉCNICAS.....117

16. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS 119

17. ASPECTOS TÉCNICOS PRODUCTO DE LA CONSULTORIA DE ESTUDIOS Y DISEÑOS APLICADOS A LA METODOLOGÍA GENERAL AJUSTADA.....119

17.1. IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....119
17.2. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN Y MANEJO GEOTECNICO 119
17.3. ESTADO ACTUAL 120

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización de la zona del deslizamiento y el área de influencia. 11
Figura 2. Mapa de unidades geológicas a nivel regional, a escala 1:25.000. Tomado de la plancha 171-Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá). 12
Figura 3. Perfil geológico, sección A-A'. Fuente: Autor.....12
Figura 4: Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio. Tomado de la plancha 171- Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá). 15
Figura 5: Anticlinal de Arcabuco y Falla Boyacá, el polígono el rojo corresponde al área de Duitama. Cartografía a escala 1:100.000. Tomado de "Atlas Geológico de Colombia", SGC, 2023. 16
Figura 6. Mapa de unidades geomorfológicas, Sector Conjunto residencial Mirador de La Esperanza. Cartografía a escala 1:25.000. Tomado del Atlas Geomorfológico del departamento de Boyacá. 18
Figura 7. Nomenclatura de cobertura nivel 4 para el macizo rocoso a tratar en el sector La Esperanza. Cuadro tomado de: IDEAM, 2010. Leyenda Nacional de Coberturas de la Tierra. Metodología Corine Land Cover adaptada para Colombia Escala 1:100.000.....21
Figura 8. Mapa local de coberturas del suelo adyacentes al macizo rocoso situado en el sector mirador de La Esperanza. 22
Figura 9. Mapa local de uso del suelo en áreas adyacentes al macizo rocoso situado en sector mirador de La Esperanza. 23
Figura 10 Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.....28
Figura 11 Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.....28
Figura 12: Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.....29
Figura 13 Serie multianual de precipitación total (mm) Estación Duitama. 30
Figura 14 Diagrama de cajas y bigotes precipitación mensual (mm) Estación Duitama. 31
Figura 15 Serie multianual de número de días con precipitación - Estación Duitama.....32
Figura 16 Diagrama de cajas y bigotes número de días con precipitación estación Duitama.....33
Figura 17: Serie multianual de máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama..34
Figura 18: Diagrama de cajas y bigotes para máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama. 35
Figura 19 Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Gumbel tipo I) Estación Duitama. 36
Figura 20 Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Pearson TIII) Estación Duitama mejor bondad de ajuste, D=0.09451.....36

Figura 21 Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Log – Pearson TIII) Estación Duitama. 37
Figura 22: Serie multianual de máximos acumulados de precipitación en 5 días (mm) Estación Duitama....38
Figura 23. Curva de frecuencia de precipitación máxima acumulados en 5 días (mm) para los periodos de retorno definidos (Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama.....39
Figura 24: Serie multianual de máximos mensuales de precipitación (mm) Estación Duitama. 40
Figura 25: Curva de frecuencia de máximos mensuales de precipitación (mm) para los periodos de retorno definidos (Log Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama.....41
Figura 26 Curva IDF sintética Estación San Pablo. 42
Figura 27. Ubicación de los apiques de exploración geotécnica en el área del proyecto.....45
Figura 28. Correlación estratigráfica de apiques realizados en campo. 48
Figura 29. Perfil promedio del macizo rocoso ubicado en el sector La Esperanza. 49
Figura 30. Martillo Schmidt o esclerómetro, empleado para toma de datos de resistencia a la compresión. .57
Figura 31. Resultados gráficos de ensayo con martillo de Schmidt en labores de campo. 58
Figura 32. Tipos de rugosidades en discontinuidades. 60
Figura 33. Representación de datos en software Dips. Distribución de concentración de polos. 63
Figura 34. Familias de discontinuidades identificadas. 64
Figura 35. Identificación en campo de propiedades físicas de las discontinuidades. 65
Figura 36. Rugosidad de las discontinuidades analizadas, valor promedio de JRC = 11 65
Figura 37. Parámetros de resistencia de juntas para análisis de deslizamiento Planar (planos de estratificación) Realizado en el software RocPlane de Rocscience. 66
Figura 38. Clases de estabilidad mediante la metodología SMR. Tomado de Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. 68
Figura 39. Relación de índice SMR con el tipo de falla para taludes. Tomado de Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. 68
Figura 40. Corte para el análisis cinemático del talud y clasificación SMR del macizo. 69
Figura 41. Clasificación del macizo rocoso GSI. 73
Figura 42. Mapa de planta del modelo geológico geotécnico del sector "Mirador La Esperanza". 75
Figura 43. Corte A – A'. Perfil del Modelo geológico geotécnico del sector "Mirador La Esperanza". 76
Figura 44. Corte para el análisis de estabilidad general del talud. 79
Figura 45. Perfil geológico - geotécnico del talud en su condición actual. 79
Figura 46. Análisis de estabilidad del talud general, condición actual, análisis estático. 82
Figura 47. Análisis de estabilidad del talud general, condición actual, análisis pseudoestático. 82
Figura 48. Análisis de estabilidad de bloques por deslizamiento Planar (planos críticos) bajo condiciones estáticas. 83
Figura 49. Análisis de estabilidad de bloques por deslizamiento planar (Planos críticos) bajo condiciones sísmicas (análisis pseudoestático). 83
Figura 50. Análisis cinemático, deslizamiento por falla planar. 85
Figura 51. Análisis cinemático, deslizamiento por cuñas. 86
Figura 52. Análisis cinemático, deslizamiento por volcamiento directo. 87
Figura 53. Análisis cinemático, deslizamiento por volcamiento flexural. 88
Figura 54 curvas IDF sintéticas estación Duitama (24030350) 90
Figura 55. Dimensiones mínimas para zanjas de coronación (INVIAS, 2009). 92
Figura 56. Diseño de sección de cuneta y detalles geométricos cunetas CPD. 93
Figura 57: Planta de disposición y distribución del sistema de drenaje superficial 94
Figura 58. Mapa de Amenaza Sísmica de Colombia. Fuente: AIS 2010 98
Figura 59. Diseño geométrico y geotécnico de excavación para conformación del talud. 101
Figura 60. Sección transversal de ejemplo para conformación geométrica de excavación y estimación de cantidad de movimiento de tierras. 101

Figura 61. Diseño final obras geotécnicas.....102
Figura 62. Análisis estático de estabilidad superficial 104
Figura 63. Malla metálica del sistema.....105
Figura 64. Perneado y placas.....106
Figura 65. Perneado y placas.....106
Figura 66. Cuerdas de apoyo.....107
Figura 67. Anclaje de cable en espiral. 107
Figura 68. Grapas T3 y T1 108
Figura 69. Grapa o clip tipo T2.....108
Figura 70: Plano 01 de 02, planta del movimiento de tierras para conformación del talud.....109
Figura 71: Plano 02 de 02, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes 110
Figura 72: Plano 01 de 02, planta para obras de cobertura, protección de taludes 110
Figura 73: Plano 02 de 02, detalles del sistema de estabilización y protección del talud.....111
Figura 74: Plano 01 de 02, planta de cunetas de drenaje superficial y secciones transversales.....111
Figura 75: Plano 02 de 02, perfiles y detalles de cunetas de drenaje superficial. 112

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Vista frontal del área inestable. 11
Fotografía 2. Afloramiento de la formación Conejo en la urbanización mirador La Esperanza.....13
Fotografía 3. Unidades geomorfológicas. Fuente: Autor.....19
Fotografía 4. Vista lateral- frontal de área de interés.....20
Fotografía 5: Bloques sueltos producto de la erosión.....44
Fotografía 6: Bloques sueltos producto de la erosión. 44
Fotografía 7: Cuñas e interacción entre discontinuidades evidenciadas en el macizo rocoso. 44
Fotografía 8: Cuñas e interacción entre discontinuidades evidenciadas en el macizo rocoso. 44
Fotografías 9, 10, 11, 12, 13 . Registro fotográfico de pruebas de exploración del macizo rocoso utilizando equipo por el método de percusión en el área del proyecto y visualización de perfil rocoso.....47
Fotografía 14, 15, 16 y 17. Fotografías de las muestras del macizo rocoso y ensayo de resistencia a la compresión simple.....52
Fotografías 18 y 19. Caracterización manual de muestras para determinar rango de resistencia en campo...54
Fotografía 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27 y 28. Ensayo de carga por punta en muestras de roca. 56
Fotografía 29 y 30. Toma de datos de resistencia a la compresión en campo, empleando martillo de Schmidt o esclerómetro. 57

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1 Relación de Estaciones IDEAM.....24
Tabla 2 Parámetros calculados para la distribución Gumbel TI.....26
Tabla 3 Parámetros calculados para la distribución Pearson TIII. 26
Tabla 4 Parámetros calculados para la distribución Log Pearson TIII.....26
Tabla 5 Resultado prueba de bondad de ajuste Komolgorov – Smirnov. 27
Tabla 6 Parámetros curva IDF (Vargas M. & Diaz Granados, 1998). 41
Tabla 7 Variables IDF por microcuenca metodología (Vargas M. & Díaz Granados, 1998). 42
Tabla 8: Aspectos generales de la zona, drenajes e inconvenientes geotécnicos existentes 43
Tabla 9: Programa de exploración 47

Tabla 10: Ensayos de laboratorio 49
Tabla 11: Variabilidad geotécnica 50
Tabla 12: Nivel piezométrico 50
Tabla 13. Resultado de laboratorio. Ensayo de propiedades físicas compresión simple. 51
Tabla 14. Resultado de laboratorio. Ensayo de compresión simple. 52
Tabla 15.Valores de resistencia para Ensayos de Índice manual de resistencia de roca en campo (ISRM, 1981) 53
Tabla 16. Valores de resistencia de las muestras, de acuerdo a la caracterización manual (ISRM, 1981) 53
Tabla 17. Relación de resultados de resistencia de la roca. 58
Tabla 18. Valores para clasificación de discontinuidades según el espaciado. 59
Tabla 19. Valores de longitud de discontinuidades para clasificación en RMR. 59
Tabla 20. Descripción de las filtraciones en las discontinuidades. 60
Tabla 21. Parámetros de caracterización de las diaclasas. 61
Tabla 22. Datos tomados en campo. Características de discontinuidades. 62
Tabla 23. Factor de ajuste de clasificación SMR (Romana, 1985). 67
Tabla 24. Clasificación del macizo rocoso RMR. 70
Tabla 25. Clasificación de macizo rocoso RMR, parámetros mecánicos sugeridos. 71
Tabla 26: Valoración del macizo 71
Tabla 27. Consolidado para determinar el SMR de la ladera representada por el perfil A – A'. (El SMR se hace para las condiciones de falla planar y falla por volcamiento) 72
Tabla 28. Clases de estabilidad SMR (Romana, 1985). 72
Tabla 29. Clases de estabilidad SMR (Romana, 1985). 72
Tabla 30. Determinación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso 74
Tabla 31. Parámetros geomecánicos del talud. 80
Tabla 32. Factores de seguridad básicos mínimos para estabilidad de taludes. 80
Tabla 33. Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10) 80
Tabla 34. Clasificación del tipo de suelo y obras civiles según NSR 10. 80
Tabla 35. Parámetros sísmicos calculados para análisis pseudo estático del talud. 81
Tabla 36. Resultados del análisis de equilibrio límite para los perfiles analizados. 81
Tabla 37 Curvas sintéticas Estación San Pablo 23060160 – IDF IDEAM. 89
Tabla 38 Planteamiento del sistema de drenaje superficial. 92
Tabla 39. Velocidades máximas para diferentes materiales de revestimiento en canales artificiales (INVIAS, 2009) 95
Tabla 40.Cálculo de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para Cunetas cuadradas en concreto. 96
Tabla 41. Aceleración sísmica como fracción de la gravedad, para distintos periodos de retorno, Para Duitama. Estudio general de amenaza sísmica de Colombia AIS (2009). 99
Tabla 42. Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10) 99
Tabla 43. Parámetros adoptados para estabilidad superficial. 103
Tabla 44. Longitud de pernos 104
Tabla 45. Propuesta de intervención 105
Tabla 46. Cantidades de obra a ejecutar 114
Tabla 47. Presupuesto de obras geotécnicas e hidráulicas a ejecutar. 115
Tabla 48. Especificaciones técnicas del manto de protección TRM 500 PAVCO 117
Tabla 49. Especificaciones técnicas del sistema de malla de protección y confinamiento, sistema TECCO® G45/2. GEOBRUGG. 118

INTRODUCCIÓN

Este documento contiene los resultados y memorias de la consultoría cuyo objeto corresponde a los "*ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA REALIZAR OBRAS DE MITIGACIÓN DEL DESLIZAMIENTO UBICADO EN EL SECTOR URBANIZACIÓN MIRADOR DE LA ESPERANZA",* en el municipio de Duitama, sector noreste del casco urbano.

El alcance del estudio contempla la evaluación geológica hidrológica y geotécnica necesaria para la modelación y el análisis de estabilidad, la planeación y diseño integral de las obras correctivas y preventivas o de mitigación necesarias para la estabilización de la zona inestable, a nivel de solución y manejo geotécnico; incluyendo el análisis de las características geológicas, geomorfológicas, hidrológicas e hidráulicas en el área y perímetro circundante a la zona inestable. La evaluación de la información producto del levantamiento geológico consistió en identificar las condiciones geológicas y geomorfológicas del sector, con el fin de establecer las características preliminares a nivel de geotecnia y así mismo considerar los factores de intervención antrópica extraídos de los mapas de cobertura y uso del suelo.

Los componentes integrales y específicos abordados en esta consultoría de estudios y diseños, e incluidos en este informe, son los siguientes: Levantamiento topográfico, geología, evaluación de la cobertura y uso del suelo, exploración y caracterización geotécnica, estudio de estabilidad de taludes y análisis cinemático del macizo rocoso, análisis hidrológico e hidráulico, diseño integral de las obras correctivas y preventivas o de mitigación a nivel de solución y manejo geotécnico para la estabilización del área o zona inestable, la estimación detallada de las cantidades de obra para los distintos componentes integrales de las mismas, el presupuesto detallado de las obras y el programa para la ejecución de las mismas.

La exploración y caracterización geotécnica, se llevó a cabo mediante un programa de exploración del perfil del macizo rocoso mediante apiques con ensayos de resistencia a la penetración con cono dinámico, con enfoque de caracterización del macizo rocoso. Se realizó igualmente el muestreo representativo de los materiales que conforman el macizo rocoso, junto con la medición directa en campo de la resistencia mediante el martillo Schmidt o esclerómetro. A nivel de laboratorio, sobre las muestras representativas recuperadas, se realizaron los ensayos requeridos para obtener las propiedades geomecánicas de los materiales rocosos, entre ellas la compresión uniaxial y carga por punta.

En el contenido del informe se presenta detalladamente los resultados del estudio, los cuales se basan en los parámetros o lineamientos establecidos por la norma *N.S.R-10* títulos H y Título A, así como las características hidrológicas, geológicas y geomorfológicas del terreno, y las condiciones geotécnicas del área de estudio y las zonas perimetrales de entorno. Se incluyen también las memorias de investigación (Registros de sondeos en campo y de caracterización en laboratorio), resultados de la evaluación geológica y geotécnica del área o zona deslizada, las características geotécnicas del talud inestable y su entorno, los parámetros de sismicidad aplicados al análisis de estabilidad y diseño geotécnico de los cortes de movimiento de tierras diseñado para la reconformación geométrica local y estabilización del talud. Se incluyen los resultados del estudio hidrológico y análisis hidráulico necesario para el diseño del sistema de drenaje y subdrenaje de la zona inestable y su entorno.

Se incluyen los planos y memorias de diseño de las obras geotécnicas e hidráulicas correctivas y preventivas y de mitigación, establecidas como resultado de los estudios integrales realizados. Se presenta también la consolidación de las cantidades de obra propuestas, tanto en los aspectos o componentes geotécnico e hidráulico; así como el presupuesto parcial y general de las obras, las especificaciones técnicas

correspondientes a los diseños, el proceso constructivo de las obras y el cronograma de ejecución de las mismas.

El alcance a nivel de diseño incluye las medidas u obras de tipo geotécnico en cuanto a la reconformación geométrica del talud y el diseño del drenaje de las aguas de escorrentía superficial y también las medidas de protección del área o zona reconformada.

El estudio se realizó a solicitud de la *ALCALDÍA MUNICIPAL DE DUITAMA.*

1. LOCALIZACIÓN

Departamento	Boyacá	Ciudad/Municipio	Duitama
Dirección	Urbanización Mirador de la Esperanza		
Posición respecto al área urbana	Sector noreste del casco urbano.		
Detalle de la ubicación.	Esquema de ubicación figura 1 y fotografía 1.		



Figura 1. *Localización de la zona del deslizamiento y el área de influencia.*



Fotografía 1*. Vista frontal del área inestable.*

2. ESTUDIO GEOLÓGICO DEL AREA INESTABLE Y ZONAS AFERENTES AL PROYECTO

2.1. LITOLOGÍAS Y FORMACIONES GEOLÓGICAS AFLORANTES EN EL SECTOR

La secuencia estratigráfica ***regional***, está caracterizada por rocas sedimentarias de origen marino y de transición marino- continental, ubicadas en los períodos Cretácico Superior y Neógeno. La distribución de litologías en el municipio de Duitama está dada por las formaciones: La Rusia, Labor y tierna, Plaeners, Grupo Churuvita, Conejo, Guaduas, Une, Tilatá y depósitos aluviales. (***Figura 2***)

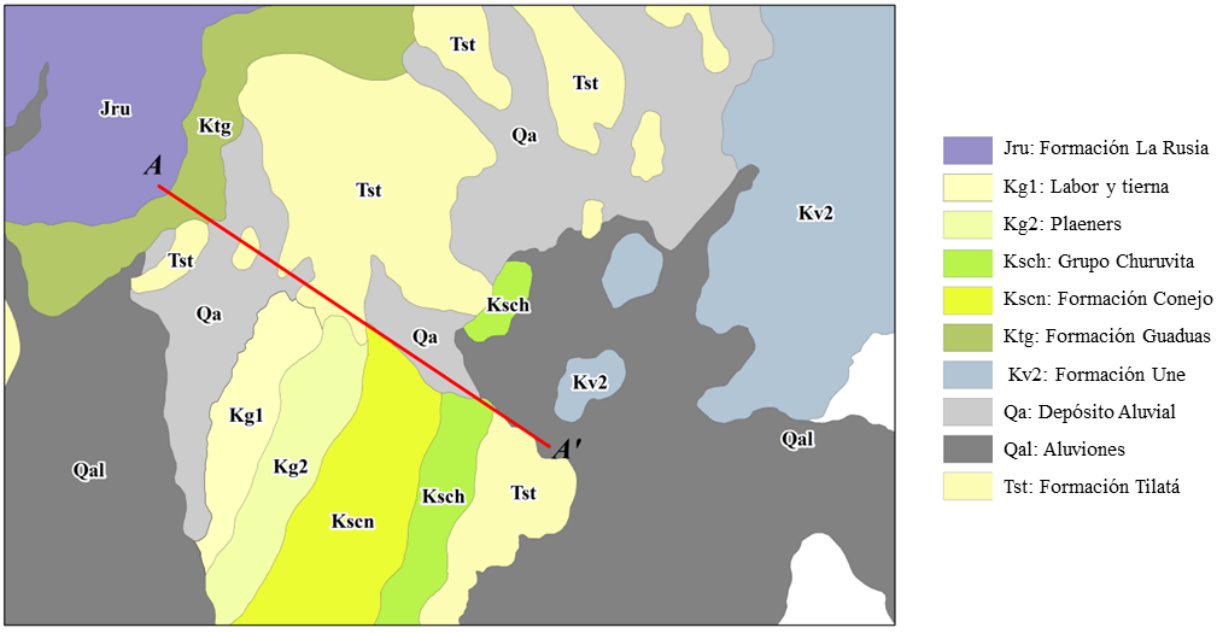


Figura 2. *Mapa de unidades geológicas a nivel regional, a escala 1:25.000. Tomado de la plancha 171-Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá).*

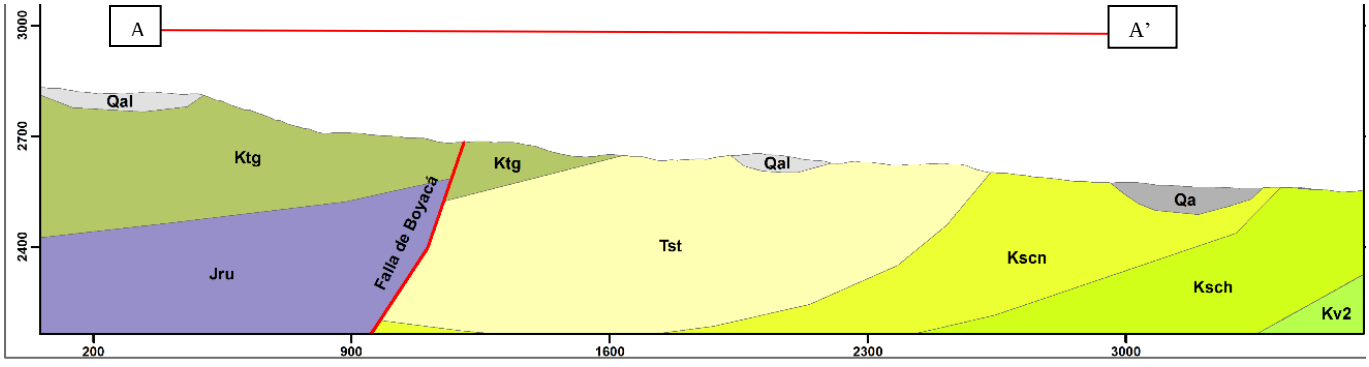


Figura 3. *Perfil geológico, sección A-A'. Fuente: Autor*

La unidad que aflora ***localmente*** en el área a intervenir corresponde a la Formación Conejo (Kscn).

Formación Conejo (Kscn): La Formación Conejo fue nombrada oficialmente por Renzoni (1968) de la edad del Coniciano- Santoniano. Para Montoya & Reyes (2003). La formación presenta un espesor aproximado de 273 m., formada por bancos de areniscas intercaladas con niveles de shales gris oscuro a amarillento. En la parte superior presenta esporádicos estratos de caliza, la **Figura 4**, permite visualizar la geología de la zona analizada y del área que la circunda.

La sección tipo litológicamente está constituida por shales grises y calizas. Etayo - Serna (1968) describió el segmento inferior de 80 metros de espesor, constituido por shales negros con intercalaciones de estratos de limolitas y de areniscas de grano fino; en la parte intermedia reconoció otro segmento que denominó Miembro Cucaita, constituido por 170 metros de arcillolitas de tonos grises y amarillos, con nódulos calcáreos; en la parte superior identificó un conjunto de 120 metros de espesor, formado por interestratificaciones de areniscas, calizas con ostras, exogiras y shales grises oscuros.

En el contexto local del área, se identifican los estratos de roca que afloran como pertenecientes a esta formación Conejo (Kscn). Son predominantes las rocas de tipo cuarzo arenitas, de grano fino, de color beige a amarillento, friables, de media a alta competencia, que se intercalan con capas delgadas de arcilla de tonalidades café oscuro y beige, aflora en el área frontal del talud, en uno de los flancos de la urbanización. Texturalmente, las areniscas son maduras y meteorizadas con marcas del paso de superficial de las aguas de escorrentía.



Fotografía 2. *Afloramiento de la formación Conejo en la urbanización mirador La Esperanza.*

En la zona se pueden ver paquetes de areniscas (cuarzo arenitas) en bancos de aproximadamente 3 metros, de color beige, meteorizadas y afectadas por corte antrópico; no se precisa que estén afectadas por procesos activos de fallamiento, sin embargo, dadas las características estructurales regionales se asocian con un régimen compresional. Adicionalmente, se observan bloques sueltos de diferentes tamaños asociados al diaclasamiento del macizo y material suelto de grano más fino, junto con una capa orgánica de 20 cm.

Desde el punto de vista geomecánico, el macizo rocoso presenta discontinuidades asociadas a procesos antrópicos de intervención en la ladera del macizo, y por procesos de meteorización propios de la dinámica erosiva de la ladera, también se puede atribuir a procesos tectónicos compresivos, estos procesos generan patrones o familias de diaclasas orientadas perpendicular y oblicuamente a la estratificación, los datos estructurales y la resistencia del macizo se encuentran en el apartado titulado "*EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL ÁREA*". Estas fracturas hacia la superficie han creado patrones por los cuales el agua de escorrentía ha tomado curso, lo que produce meteorización moderada y algunas marcas del flujo de agua sobre la roca.

Un aspecto importante para considerar corresponde a la exposición de los materiales geológicos a los agentes erosivos, como el sol, el agua y el viento, puesto que son procesos que alteran el comportamiento mecánico de las rocas, y en algunos casos, alteran la composición química de los minerales que componen las mismas, generando progresivamente suelos residuales, y, por ende, zonas de inestabilidad en las laderas. Para este caso en específico un movimiento en masa, del tipo caída de rocas es la causa de la inestabilidad de la ladera y representa una amenaza para las infraestructuras y para las áreas perimetrales al talud. La topografía obedece a una condición de pendientes pronunciadas, y pudiera considerarse como un factor detonante, hay que tener en cuenta que la formación Conejo (Kscn), está constituido por material de tipo arenisca; que se caracteriza por la resistencia al corte y densidad altas hacia profundidad, estos aspectos permiten definir el macizo rocoso como estable geotécnicamente, pero por acción del corte realizado el material adquirió una tendencia al desprendimiento de los bloques.

Las unidades geológicas para geotecnia están descritas en el apartado "*MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO*" dentro de este mismo documento.

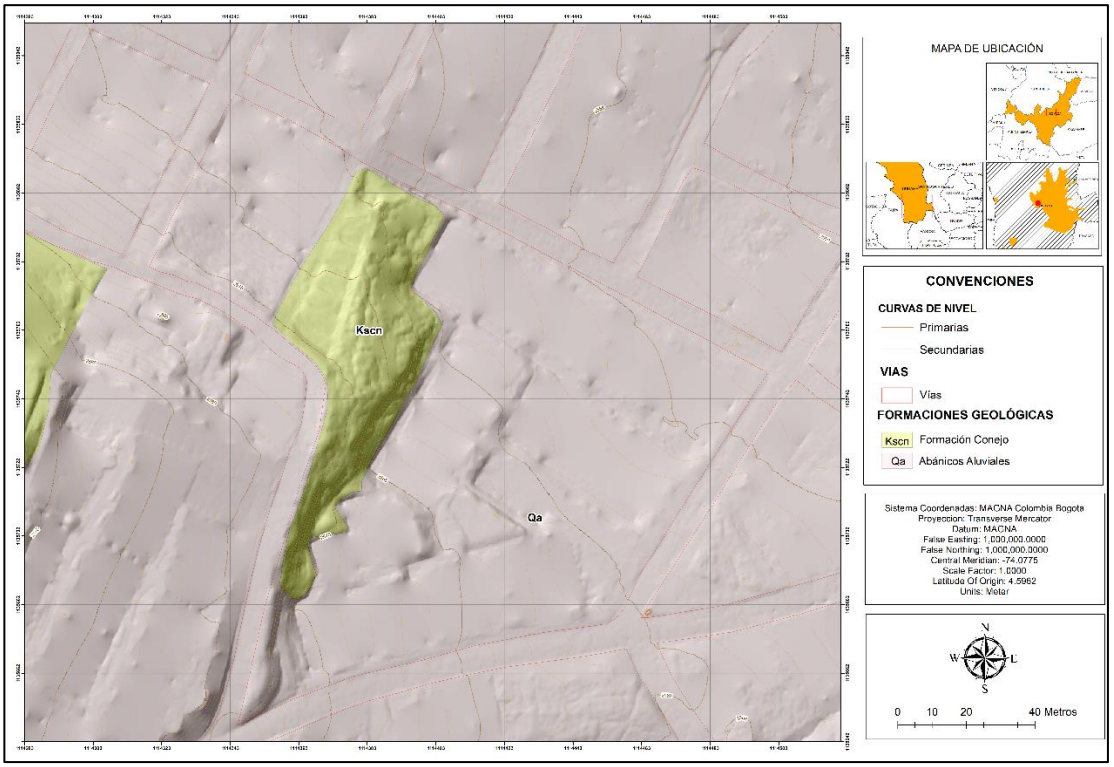


Figura 4: *Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio. Tomado de la plancha 171- Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá).*

2.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL

A nivel ***regional*** Duitama se ubica en el flanco occidental de la cordillera oriental, sobre el altiplano cundiboyacense. Caracterizado por la alta actividad tectónica y la exposición de rocas sedimentarias del periodo cretácico superior y neógeno, que presentan estructuras principales como resultado de la alta actividad tectónica y el régimen de esfuerzos; compresional y distencional. Estos eventos generaron pliegues de tipo sinclinal y anticlinal, las estructuras más sobresalientes son: el Anticlinal de Arcabuco y el Sinclinal de Los Medios.

Anticlinal de Arcabuco: El anticlinal de Arcabuco constituye un pliegue cuyo eje se orienta según tendencia N78E y afecta rocas Triásico-Jurásicas y Cretácicas. Su origen se asocia al levantamiento final Andino que dio lugar a la Cordillera Oriental en el Terciario. El pliegue es amplio y se extiende más hacia el Occidente, fuera del área; generalizando, el flanco Sur presenta aproximadamente 20 grados de buzamiento, mientras su flanco Norte presenta 15 grados de buzamiento. Su núcleo erosionado descubre rocas del Triásico.

Sinclinal de los Medios: El Sinclinal de Los Medios es una estructura amplia de tendencia NE que parcialmente se identifica en el área. Es una estructura amplia con cabeceo al Oriente y que afecta unidades Jurásico- Triásicas y Cretácicas.

Falla de Boyacá: La Falla de Boyacá es una falla fundamental de carácter regional, de tipo inverso, convergencia al NW y sobresale como un lineamiento de tendencia N45E. La falla afecta sedimentos antiguos Jurásico- triásicos y rocas Cretácicas, y constituye una barrera natural que delimitó la sedimentación del Terciario en la Depresión del Río Chicamocha. Escarpes degradados de falla y un intenso brechamiento son comunes. En el sector de Paipa no se hallaron evidencias claras de actividad neotectónica, pero algunos indicios geomorfológicos (**Figura 5**) sugieren actividad durante el Cuaternario.

Regionalmente se definen dos subcuencas debido a la actividad de la falla de Boyacá; la subcuenca de Arcabuco - Villa de Leyva y las subcuencas de Duitama - Tunja. El área correspondiente a la zona de paramos es decir entre los 3200 m.s.n.m. se ubica geológicamente en la subcuenca Arcabuco - Villa de Leyva al occidente de la Falla de Boyacá, formando el Anticlinal de Arcabuco.

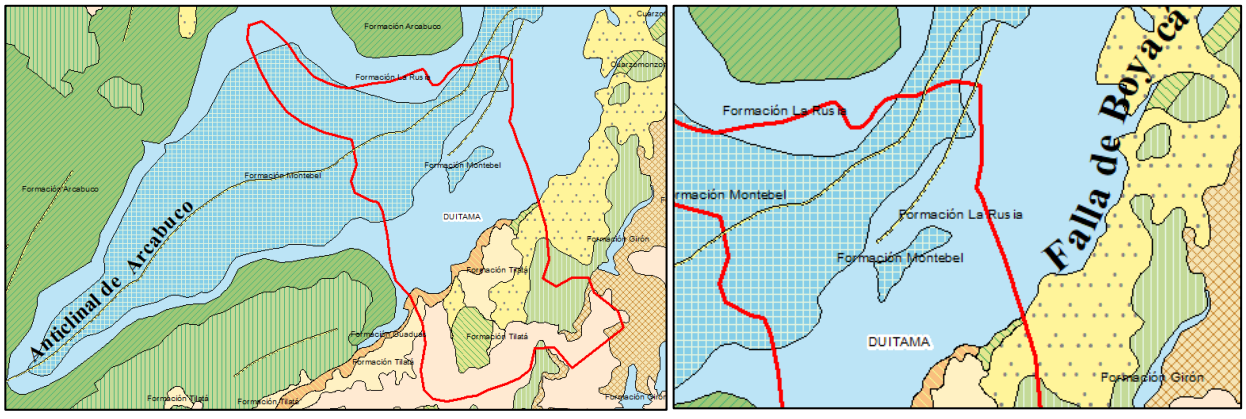


Figura 5: *Anticlinal de Arcabuco y Falla Boyacá, el polígono el rojo corresponde al área de Duitama. Cartografía a escala 1:100.000. Tomado de "Atlas Geológico de Colombia", SGC, 2023.*

3. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

El municipio de Duitama está ubicado en el sistema morfo estructural orogénico andino, en el cinturón montañoso plegado y fallado correspondiente a la cordillera oriental colombiana. Este sector, ubicado en la parte central de Boyacá, hace parte principalmente del pie de monte cordillerano contra el valle del Río Magdalena, el cual discurre en sentido SW – NE subsecuentemente al sistema de plegamiento y fallamiento principal de la región, sobre rocas sedimentarias Paleógenas y cretácicas, bajo un fuerte control estructural. El relieve de la región y las geoformas existentes, a manera general, corresponde a un ambiente montañoso estructural denudacional.

Los ambientes que rigen los procesos se describen a continuación:

DENUDACIONAL: Las geoformas clasificadas dentro de este ambiente se originan por procesos, bien sean la erosión, transporte y deposición de sedimentos, así como la alteración de las rocas expuestas. En un contexto geológico denudacional, las fuerzas erosivas, como la acción del viento, el agua y los agentes atmosféricos, juegan un papel crucial en la modificación del paisaje. La topografía de la región se ve afectada por la eliminación gradual de material superficial, exponiendo así las características geológicas subyacentes.

FLUVIAL: Una planicie de delta lacustre se caracteriza por la acumulación de sedimentos en una cuenca lacustre, alimentada por el flujo de un río o arroyo hacia un lago. Similar a los deltas fluviales, esta área presenta abanicos deltaicos formados por la deposición de sedimentos, con procesos de progradación y retrogradación. En esta planicie, se desarrollan barras y canales debido a la interacción compleja entre el flujo del agua, los sedimentos y la topografía del fondo del lago. La presencia de vegetación acuática y la influencia del ambiente lacustre, caracterizado por las condiciones del lago, como la profundidad y la circulación del agua, son también elementos distintivos de este entorno geológico y geomorfológico específico.

ESTRUCTURAL: Las geoformas clasificadas dentro de este ambiente, y cuyas subunidades se encuentran dentro de la zona perimetral y directamente sobre el área de construcción del reservorio, han sido originadas por procesos endógenos de la tierra, los cuales están asociados al plegamiento y fallamiento de las rocas, y cuya morfología viene dada principalmente a la resistencia de las unidades geológicas.

A continuación, en la ***Figura 6***, se muestran las geoformas *locales* que caracterizan el área a intervenir.

Ambiente	Código	Descripción
DENUDACIONAL	Dldebl	Lomo denudado bajo de longitug larga
	Ftae	Escarpe de terraza de acumulación.
	Fpla	Planicie y delta lacustrino
FLUVIAL	Ftan	Terraza de acumulación antigua
	Sl	Lomos
ESTRUCTURAL	Slcps	Ladera de contrapendiente suave



Figura 6. *Mapa de unidades geomorfológicas, Sector Conjunto residencial Mirador de La Esperanza. Cartografía a escala 1:25.000. Tomado del Atlas Geomorfológico del departamento de Boyacá.*

Geomorfológicamente, el área inestable se encuentra situada sobre una ladera contrapendiente suave de la formación Conejo (Kscn). La pendiente es pronunciada y ha sido afectada por intervención antrópica. Esta unidad muestra signos de procesos estructurales y denudacionales, creando un contraste con las pendientes cambiantes hacia una topografía más plana en el sector central del casco urbano. En esta área, se observa claramente una geoforma asociada a un delta lacustre, indicando la influencia de procesos fluviales y lacustres en la configuración del paisaje. Este fenómeno refleja la complejidad geomorfológica de la región, donde la interacción de factores estructurales, denudacionales y fluviales ha dado lugar a una variada morfología del terreno.



Fotografía 3. *Unidades geomorfológicas. Fuente: Autor*



***Fotografía 4**. Vista lateral- frontal de área de interés.*

4. COBERTURA Y USO DEL SUELO

Con el fin de identificar la incidencia e intensidad de los procesos que afectan los taludes y zonas aledañas se realizaron los mapas de cobertura y uso del suelo para poder con base en los mismos, analizar los efectos de cobertura vegetal en la estabilidad del macizo rocoso y su incidencia en la generación de movimientos en masa. Ver *Figura 8* y *Figura 9.*

La cobertura y el uso del suelo es un condicionante de gran importancia a tener en cuenta para la estabilidad del talud y la ocurrencia de movimientos en masa. El macizo rocoso ubicado en el sector Mirador de La Esperanza está cubierto por vegetación correspondiente a pastos, arbustos nativos de bajo espesor, y en algunas zonas, árboles de considerable altura de género *Eucalyptus.* La nomenclatura que corresponde a la cobertura del macizo rocoso de nivel 4, con base en la Metodología CORINE Land Cover adaptada para Colombia, IDEAM, 2010, se definió como "Otras zonas verdes urbanas" ver ***Figura 7***. El uso del suelo corresponde a "Sin uso". Funcionalmente, el macizo rocoso es una zona verde dentro del conjunto de viviendas del Mirador de la Esperanza y como su nombre lo indica, suele usarse como un lugar recreativo comunitario para la observación del paisaje.

NIVEL			
1	2	3	4
1. TERRITORIOS ARTIFICIALIZADOS	1.1. Zonas urbanizadas	1.1.1. Tejido urbano continuo	
		1.1.2. Tejido urbano discontinuo	
	1.2. Zonas industriales o comerciales y redes de comunicación	1.2.1. Zonas industriales o comerciales	1.2.1.1. Zonas industriales
			1.2.1.2. Zonas comerciales
		1.2.2. Red vial, ferroviaria y terrenos asociados	1.2.2.1. Red vial y territorios asociados
			1.2.2.2. Red ferroviaria y terrenos asociados
		1.2.3. Zonas portuarias	1.2.3.1. Zonas portuarias fluviales
			1.2.3.2. Zonas portuarias marítimas
		1.2.4. Aeropuertos	1.2.4.1. Aeropuerto con infraestructura asociada
			1.2.4.2. Aeropuerto sin infraestructura asociada
		1.2.5. Obras hidráulicas	
	1.3. Zonas de extracción mineras y escombreras	1.3.1. Zonas de extracción minera	1.3.1.1. Otras explotaciones mineras
			1.3.1.2. Explotación de hidrocarburos
			1.3.1.3. Explotación de carbón
			1.3.1.4. Explotación de oro
			1.3.1.5. Explotación de materiales de construcción
			1.3.1.6. Explotación de sal
		1.4.1. Zonas verdes urbanas	1.3.2.1. Otros sitios de disposición de residuos a cielo abierto
			1.3.2.2. Escombreras
			1.3.2.3. Vertederos
			1.3.2.4. Relleno sanitario
	1.4. Zonas verdes artificializadas, no agrícolas	1.4.2. Instalaciones recreativas	1.4.1.1. Otras zonas verdes urbanas
			1.4.1.2. Parques cementerios
			1.4.1.3. Jardines botánicos
			1.4.1.4. Zoológicos
			1.4.1.5. Parques urbanos
			1.4.1.6. Rondas de cuerpos de agua de zonas urbanas
			1.4.2.1. Áreas culturales
			1.4.2.2. Áreas deportivas
			1.4.2.3. Áreas turísticas

Figura 7*. Nomenclatura de cobertura nivel 4 para el macizo rocoso a tratar en el sector La Esperanza. Cuadro tomado de: IDEAM, 2010. Leyenda Nacional de Coberturas de la Tierra. Metodología Corine Land Cover adaptada para Colombia Escala 1:100.000.*

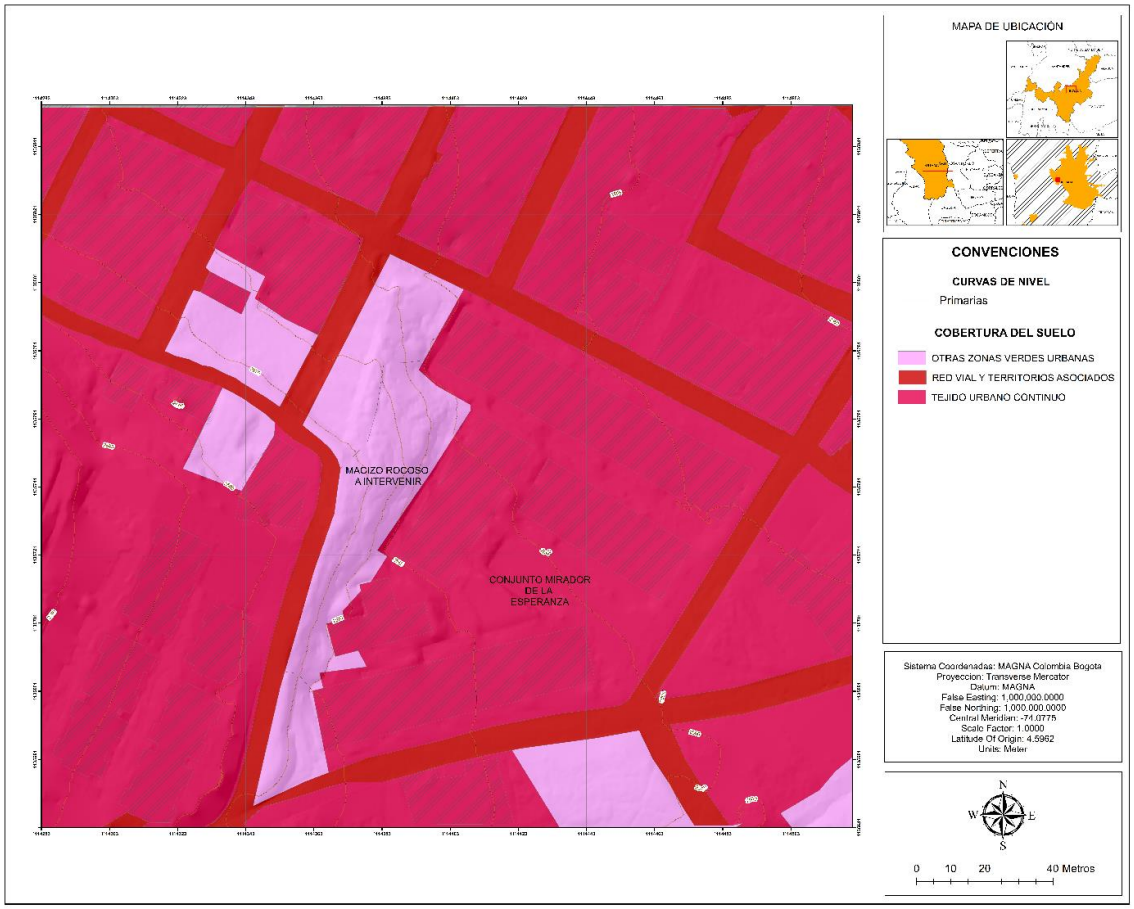


Figura 8. *Mapa local de coberturas del suelo adyacentes al macizo rocoso situado en el sector mirador de La Esperanza.*

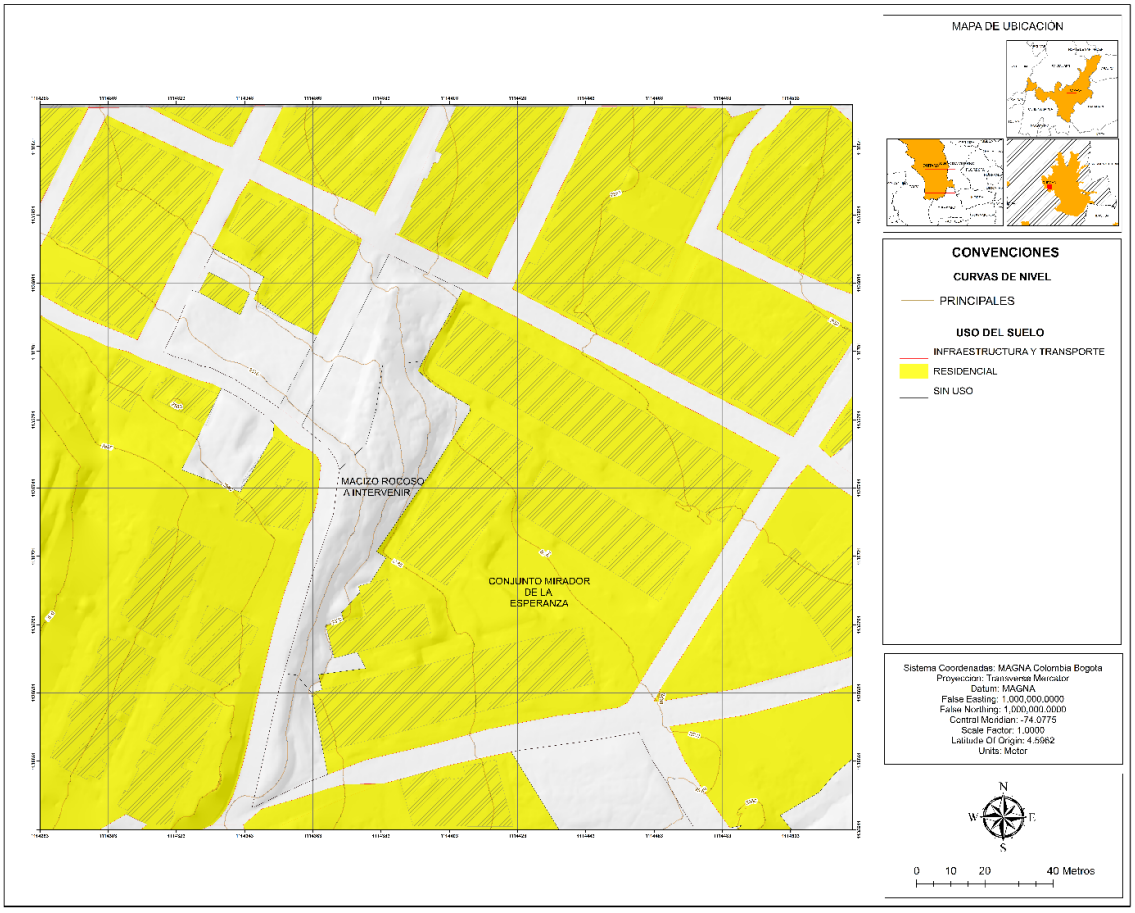


Figura 9. *Mapa local de uso del suelo en áreas adyacentes al macizo rocoso situado en sector mirador de La Esperanza.*

En el talud, la cobertura por vegetación de arbustos y pastos reduce la erosión al evitar la infiltración y escorrentía superficial directa en el macizo. La baja tasa de infiltración se traduce en bajas presiones intersticiales generadas por el fluido a profundidad, esto reduce el riesgo de deslizamientos. Sin embargo, los árboles eucaliptos, aunque tienden a absorber bastante agua, son un problema debido a que las raíces generan meteorización biológica en la roca, factor que puede causar fracturamiento del macizo rocoso; en efecto, se pueden generar caídas de bloques por pérdida en su confinamiento. La zona de donde se desprendió el material rocoso está expuesta a la intemperie, esto, sumado a que algunas capas de arcillolitas y limolitas tienden a erosionarse muy fácilmente al contacto con el agua, generaron debilitamiento en el macizo rocoso y, por lo tanto, se produjo la caída de los bloques.

Localmente, el uso de los suelos es de tipo residencial y de infraestructura y transporte, con cobertura de tipo red vial y tejido urbano continuo; la cobertura y el uso de estos suelos adyacentes no pueden contribuir a la generación de deslizamientos, las vías tienen su respectivo drenaje y no se presenta infiltración alguna hacia el macizo rocoso que provenga de estas; el agua que recibe el talud proviene netamente de precipitaciones que caen sobre la cobertura vegetal del mismo. La infiltración es baja y en función de esto, no se presenta una situación crítica de erosión en la mayor parte del macizo rocoso.

5. ESTUDIO HIDROLOGICO

En la zona para la cual se lleva a cabo el presente estudio, el comportamiento hidrológico se estudia con el fin de comprender el régimen de precipitaciones tanto con la recurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos, como con el régimen hidrológico promedio, ya que es necesario identificar qué eventos generan el mayor estrés en los taludes evaluados y los mayores incrementos de nivel freático que pueden generar inestabilidad en los taludes, así como en manejo de la escorrentía superficial en el área de influencia de los taludes. Por tanto, es conveniente realizar un modelamiento hidrológico enfocado en estimar el comportamiento de la precipitación, ya sea a partir de información de parámetros hidrológicos para eventos (curvas IDF) extremos aportados por el IDEAM o con curvas IDF sintéticas a partir de modelos paramétricos locales y nacionales, así como eventos extremos de lluvias mensuales, y lluvias antecedentes en ventanas temporales de 5 días. Los datos obtenidos estarán relacionados a un periodo de retorno en los que se realizara el análisis y por lo tanto una probabilidad de ocurrencia. Esta información es vital para estimar los caudales de diseño para el manejo de aguas superficial, y el dimensionamiento de la red de drenaje superficial.

Para tal fin se consultó la información disponible en cuanto a series de parámetros hidrometeorológicos en la base de datos del IDEAM, para su posterior análisis.

5.1. SERIES DE PARAMETROS HIDROCLIMATOLÓGICOS.

El estudio detallado a continuación busca analizar y evaluar el comportamiento de las diferentes variables hidro climatológicas con influencia sobre el área de estudio, con el fin de determinar el régimen hidrológico preponderante en el área, lo que servirá como insumo fundamental.

Para tal fin se contó con información de parámetros hidrometeorológicos de las estaciones meteorológicas del IDEAM presentes en la zona:

En la ***Tabla* 1** se relacionan las estaciones para las que se solicitó información, tanto para análisis como para correlación y estimación de datos faltantes en las series temporales de los parámetros hidro climatológicos requeridos, la selección se llevó a cabo considerando criterios de proximidad a la zona de estudio, representatividad del régimen hidrológico, extensión de los registros y numero de parámetros disponibles para el análisis, de manera que en algunos casos se despreciaron los datos asociados a otras estaciones próximas al sitio de estudio:

Tabla 1 *Relación de Estaciones IDEAM.*

DESCRIPCIÓN DE LA ESTACIÓN							
ID	***CODIGO***	***NOMBRE***	***TIPO***	***RESP***	***COTA m.s.n.m.***	***LATITUD***	***LONGITUD***
1	24030350	DUITAMA [24030350]	PTM	IDEAM	2540	5.830083	-73.0446

Para la estación climatológica se solicitó la información correspondiente a los siguientes parámetros:

PT es serie precipitación total diaria (mm), con la cual se derivó:

No. D.P. es serie No. días precipitación mensual.
PMAX24H es serie mensual precipitación máxima en 24h mensual (mm).
P promedio mensual (mm).

P máxima mensual Multianual (mm).
P máxima acumulada 5 días, multianual (mm).

A la información suministrada, en forma de series mensuales y anuales de los diferentes parámetros hidro climatológicos por estación, se les realizaron diferentes análisis estadísticos, entre los que cabe mencionar:

- Análisis de frecuencia: Estimación de valores extremos disponibles para los diferentes parámetros mediante ajuste a distribuciones de probabilidad de valores extremos.

- Construcción de curvas IDF: Diseño de tormentas de precipitación.

En el Anexo No. 4 se presentan los cálculos realizados, así como los datos empleados.

5.1.1. ANÁLISIS DE FRECUENCIA EN SERIES DE PARÁMETROS HIDRO CLIMÁTICOS EXTREMOS.

El análisis de frecuencia es el tipo de enfoque más usual empleado en el modelamiento de fenómenos estocásticos para predecir la magnitud de eventos hidrometeorológicos extremos relacionados a un periodo de retorno seleccionado de acuerdo con los requerimientos del estudio en curso. Para el caso se seleccionaron periodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 20, 50, 100 años con el objetivo de contar con un amplio abanico de información a emplear en los diferentes análisis.

Para este fin es necesario ajustar los datos de las series hidrometeorológicas anuales de interés a una distribución de probabilidad de valor extremo, en este análisis se emplearon tres de las distribuciones de probabilidad más utilizadas en hidrología para estimación estadística inferencial (Ven Te, Maidment, & Mays, 1994):

Distribución de valor extremo tipo I (Gumbel)
Distribución de valor extremo tipo III (Pearson)
Distribución de valor extremo tipo III (Log - Pearson)

Las distribuciones se programaron en una hoja de cálculo y se aplicaron a cada una de las series de parámetros hidrometeorológicos anuales considerados en el análisis.

- Distribución Gumbel Tipo I:

La función de densidad de probabilidad de esta distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$f(x,\alpha,u) = \frac{1}{\alpha} e^{\left(-\frac{x-u}{\alpha} - e^{-\frac{x-u}{\alpha}}\right)} \quad para \quad -\infty < x < \infty$$

Con parámetros:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}S}{\pi} \quad ; \quad u = \overline{X} - 0.5772\alpha$$

Donde: $\overline{X}$ es promedio de los datos de la serie anual y S es la varianza de los datos de la serie anual.

En la ***Tabla 2*** se presentan los valores de promedio, varianza y parámetros de la distribución Gumbel TI, calculados para cada una de las series anuales de valores extremos:

Tabla 2 *Parámetros calculados para la distribución Gumbel TI*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***MOMENTOS EST. MUESTRA***				***GUMBEL TI***	
ESTACIÓN	***CODIGO***	***PARÁMETRO***	***X***	***S***	***Cs***	***n***	***α***	***u***
DUITAMA	[24030350]	P24H	40.23	9.33	0.12	38	7.27	36.04

- Distribución Pearson Tipo III:

La función de densidad de probabilidad de esta distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$f(x,\alpha,\beta) = \begin{cases} \frac{1}{\beta^{\alpha}\Gamma(\alpha)}(x-\epsilon)^{\alpha-1}e^{-\frac{x-\epsilon}{\beta}} & para\ x > \epsilon;\ \alpha,\beta > 0 \\ 0 & para\ x \leq \epsilon \end{cases}$$

Con parámetros:

$$\alpha = \left(\frac{\overline{X}}{S}\right)^2 \quad ; \quad \beta = \frac{S^2}{\overline{X}} \quad ; \quad \epsilon = \overline{X} - S\sqrt{\alpha}$$

Donde: $\overline{X}$ es promedio de los datos de la serie anual y S es la varianza de los datos de la serie anual.

En la ***Tabla 3*** se presentan los valores de promedio, varianza y parámetros de la distribución Pearson TIII calculados para cada una de las series anuales de valores extremos:

Tabla 3 *Parámetros calculados para la distribución Pearson TIII.*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***MOMENTOS EST. MUESTRA***				***PEARSON TIII***		
ESTACIÓN	***CODIGO***	***PARÁMETRO***	***X***	***S***	***Cs***	***n***	***α***	***β***	***ϵ***
DUITAMA	[24030350]	P24H	40.23	9.33	0.11	38	286.44	0.55	-117.67

- Distribución Log - Pearson Tipo III:

La función de densidad de probabilidad de esta distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$f(x,\alpha,\beta) = \begin{cases} \frac{1}{\beta^{\alpha}\Gamma(\alpha)}(y-\epsilon)^{\alpha-1}e^{-\frac{y-\epsilon}{\beta}} & para\ x > \epsilon;\ \alpha,\beta > 0 \\ 0 & para\ x \leq \epsilon \end{cases}$$

Con parámetros:

$$\alpha = \left(\frac{\overline{Y}}{S_y}\right)^2 \quad ; \quad \beta = \frac{S_y^2}{\overline{Y}} \quad ; \quad \epsilon = \overline{Y} - S_y\sqrt{\alpha} \quad ; \quad y = \ln x$$

Donde: $\overline{X}$ es promedio de los datos de la serie anual y S es la varianza de los datos de la serie anual.

En la ***Tabla 4*** se presentan los valores de promedio, varianza y parámetros de la distribución Log-Pearson TIII calculados para cada una de las series anuales de valores extremos:

Tabla 4 *Parámetros calculados para la distribución Log Pearson TIII.*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***MOMENTOS EST. MUESTRA***				***LOG - PEARSON TIII***		
ESTACIÓN	***CODIGO***	***PARÁMETRO***	***X***	***S***	***Cs***	***n***	***α***	***β***	***ϵ***
DUITAMA	[24030350]	P24H	3.66	0.239	-0.25	38	63.30	0.03	1.76

- **Prueba de bondad de ajuste a las distribuciones de valores extremos.**

Para determinar el grado de ajuste de los datos de las series hidrometeorológica a las distribuciones de probabilidad usadas, se empleó el método de Komolgorov – Smirnov, el cual consiste en obtener la distribución de probabilidad acumulada de la muestra y compararla con la función de distribución acumulada teórica calculada a partir de los momentos de la muestra; para un cierto número de datos de la serie, el valor absoluto máximo de la diferencia entre la distribución acumulada teórica y de la muestra, no debe exceder el valor fijado por el Test para un nivel de significación elegido previamente, en este caso a=0.2 o 20%, de lo contrario se rechaza la hipótesis nula, es decir, se acepta que los datos de la serie no se ajustan a la distribución de probabilidad escogida. En la ***Tabla 5***se presenta en forma resumida el resultado de la prueba para cada serie analizada:

Tabla 5 *Resultado prueba de bondad de ajuste Komolgorov – Smirnov.*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE K-S a=0.2***			
ESTACIÓN	*CODIGO*	*PARÁMETRO*	*Dt-NIVEL DE SIGNIFICACION a=0.2*	*Dmax-GUMBEL TI*	*Dmax-PEARSON TIII*	*Dmax-LOG PEARSON TIII*
DUITAMA	[24030350]	P24H	0.1735	0.13	0.09	0.11

Aunque los datos se ajustan de forma satisfactoria a las tres distribuciones propuestas, se observa que la serie anual de precipitación máxima en 24 horas presenta el mejor ajuste a la distribución Pearson Tipo III, sin embargo, todas cumplieron la prueba de bondad de ajuste, por lo tanto, todas son útiles para la obtención de curvas de frecuencia de los parámetros analizados; (ver *Tabla 5*).

El ajuste de los datos de las series hidrológicas se puede observar en forma gráfica al superponer el histograma de frecuencia acumulada de los datos de las series a la curva de distribución acumulada teórica, en las ***Figura 10*** a ***Figura 12*** se muestra el ajuste grafico de las distribuciones acumuladas de los datos de las series de valores extremos anuales (rojo) analizadas, comparadas con las diferentes distribuciones de valores extremos (línea verde):

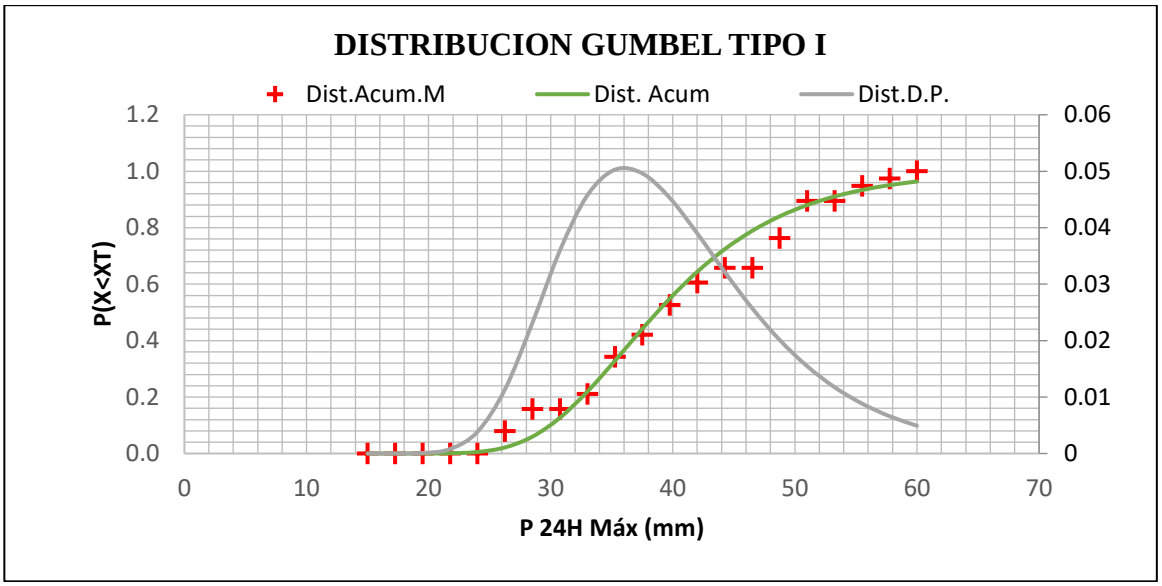


Figura 10 *Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.*

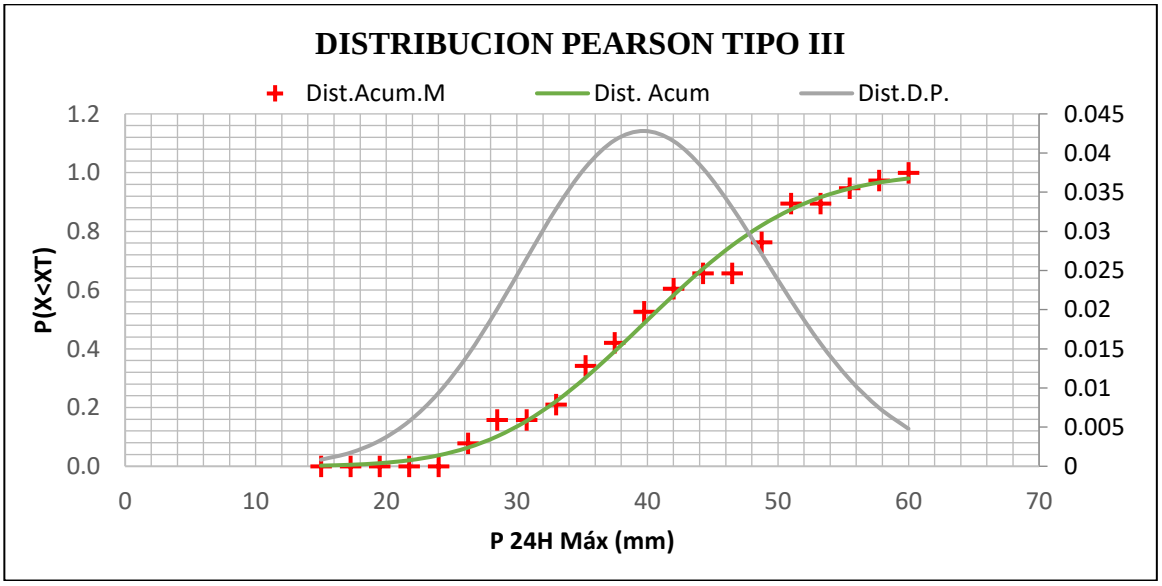


Figura 11 *Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.*

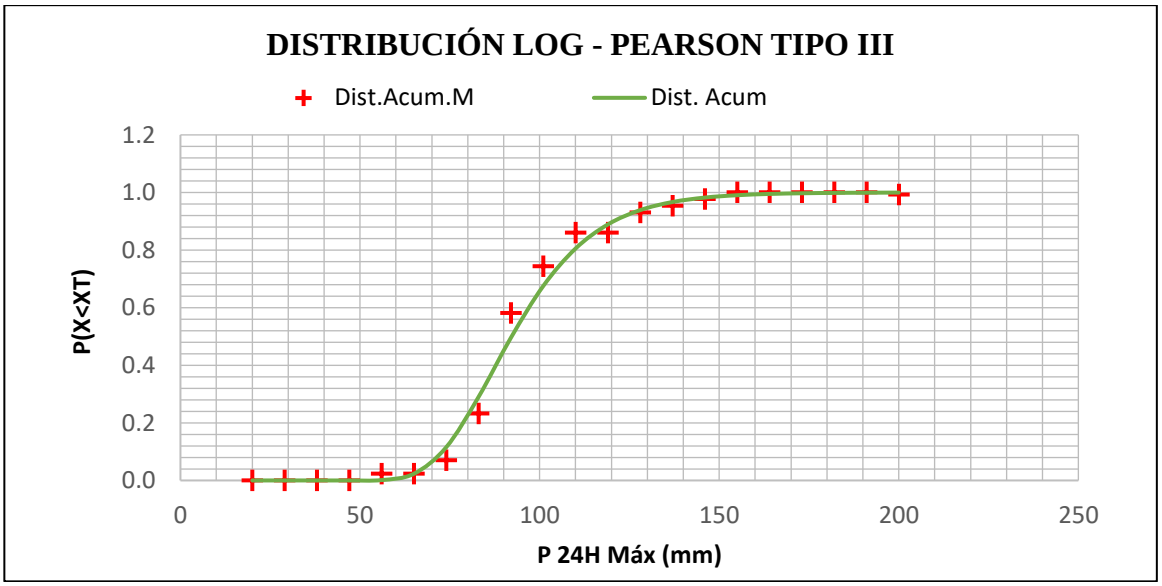


Figura 12: *Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.*

5.2. RÉGIMEN HIDROLÓGICO

Con el fin de caracterizar el régimen hidrológico del área de estudio, se analiza el comportamiento temporal de las variables hidrometeorológicas, lo que involucra la identificación de tendencias en las series multianuales de precipitación total, número de días con precipitación, precipitación máxima en 24 horas; así como el comportamiento de las series mensuales multianuales mediante el uso de los diagramas de cajas y bigotes.

5.2.1 PRECIPITACIÓN.

En la ***Figura 13***, se presentan los datos de precipitación total anual para cada uno de los años del registro (1983 -2022), de forma general se evidencia un comportamiento cíclico caracterizado por alternancia entre años menos húmedos y años más húmedos, con una recurrencia aproximada de 6 a 7 años, que se puede asociar a la ocurrencia del fenómeno de la niña y el niño. En el registro es posible observar de igual manera algunos años marcados por precipitaciones inusualmente altas como los fenómenos ocurridos en (2011). En promedio para la zona de estudio, la precipitación promedio anual multianual es de 929.3mm.

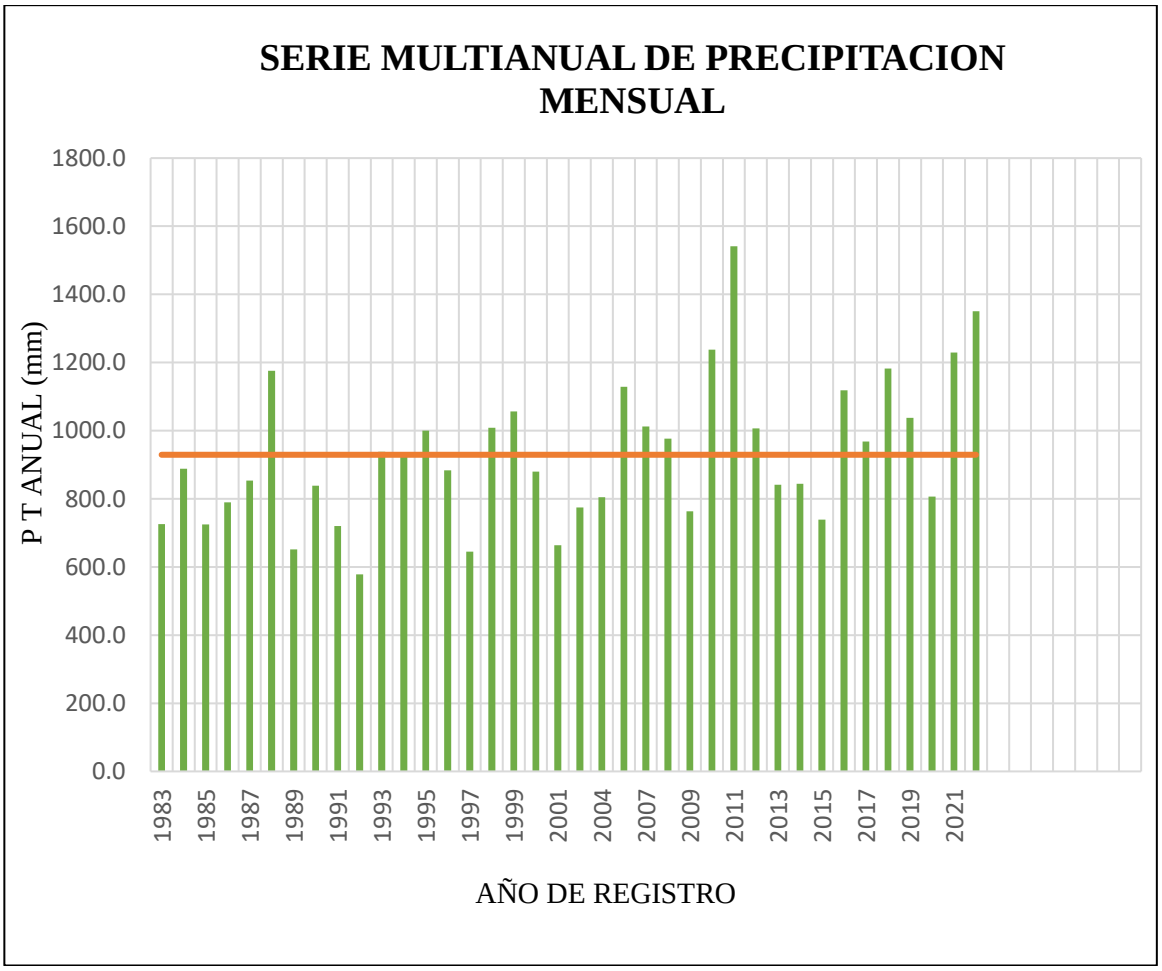


Figura 13 *Serie multianual de precipitación total (mm) Estación Duitama.*

En la Figura 14 se presenta del diagrama de cajas y bigotes para la serie mensual promedio multianual para la estación analizada, se observa un comportamiento bimodal en la precipitación total mensual a lo largo del año, con los meses de marzo, abril y mayo, así como octubre y noviembre, como los meses de mayores precipitaciones; alternados con julio, agosto, y enero, febrero como los meses con menores precipitaciones. Los meses de abril y octubre se caracterizan por presentar la mayor variación en los valores de precipitación lo cual se relaciona con la variación entre periodos húmedos y secos, reportando datos inusualmente altos con más frecuencia en los meses de octubre y noviembre.

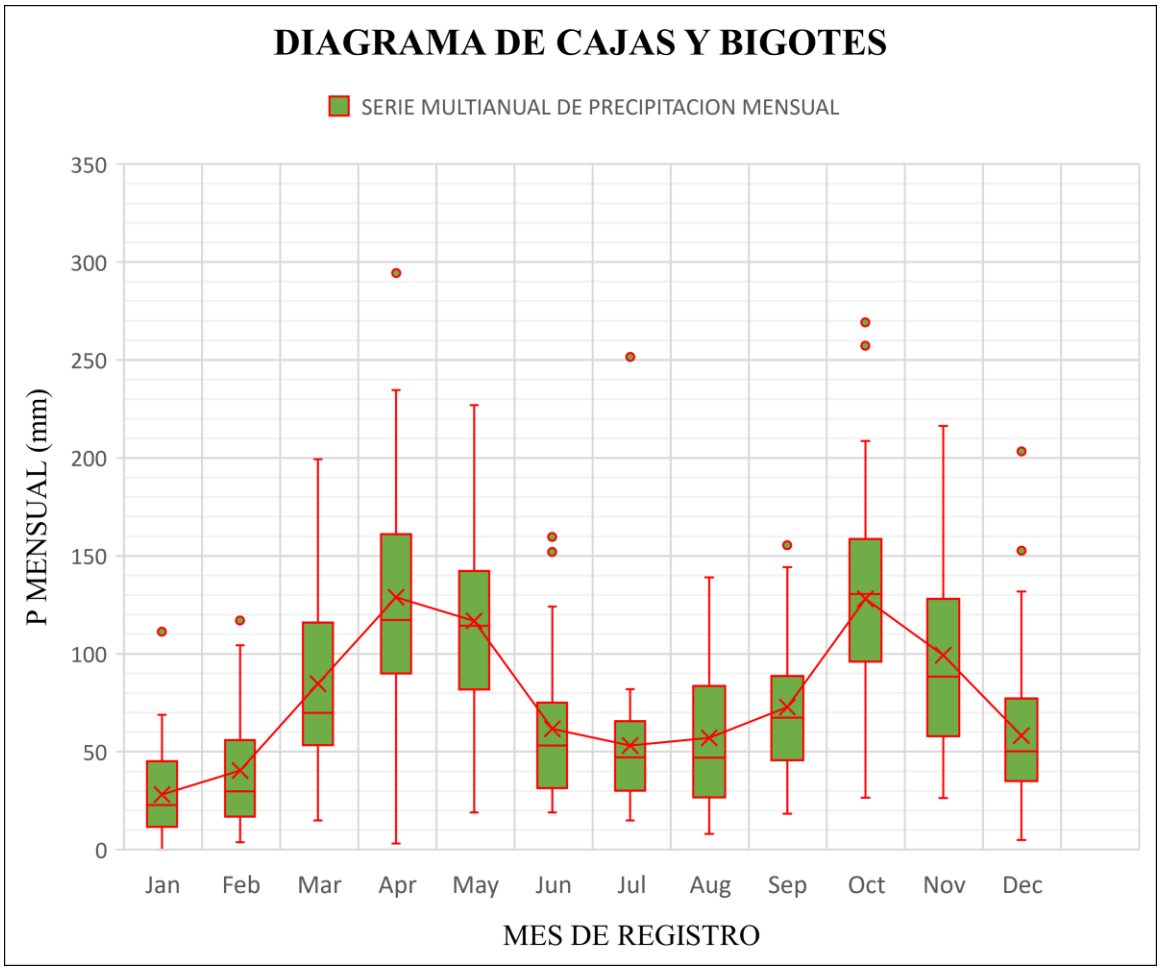


Figura 14 *Diagrama de cajas y bigotes precipitación mensual (mm) Estación Duitama.*

5.2.2 NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIÓN

La serie multianual de número de días con precipitación presentada en la Figura 15 revela un comportamiento homogéneo en el número de días con precipitación, desde donde se ve una tendencia más o menos constante alrededor de 182 días con precipitación al año para el periodo de 1983 a 2022. No se observan cambios evidentes en la tendencia de la serie, atribuibles al cambio climático en este parámetro hidrometeorológico.

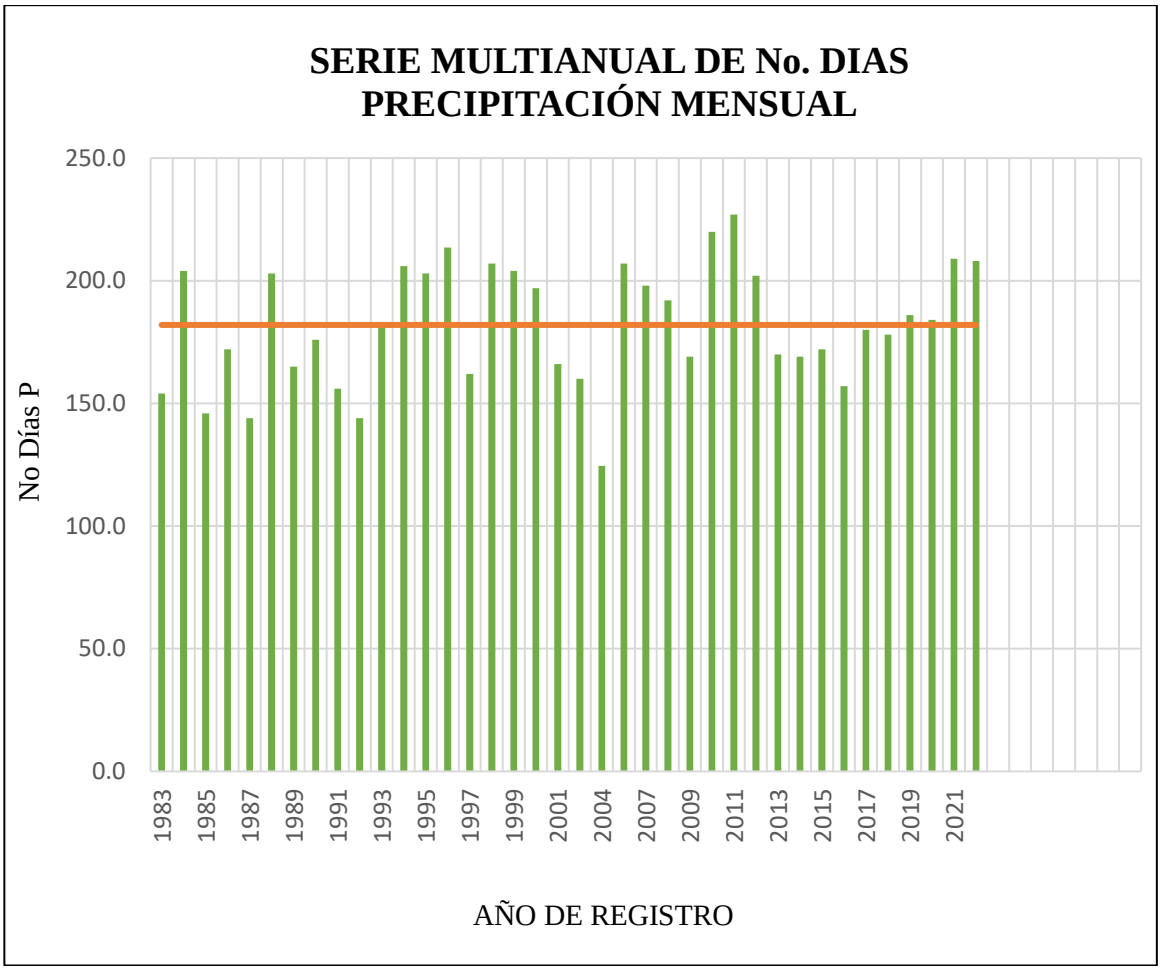


Figura 15 *Serie multianual de número de días con precipitación - Estación Duitama.*

En cuanto los valores de la serie mensual multianual, se observa un comportamiento Bimodal presentando un valor máximo en los meses lluviosos de marzo, abril, mayo, octubre y noviembre, con 19 días (/mes, mientras que, en los meses secos, el promedio de días es de 9dias/mes.

Se observa a su vez que los meses con mayor dispersión en los datos de esta variable corresponden a los meses de transición entre periodos secos e invernales del año presentando menor regularidad (ver ***Figura 16***).

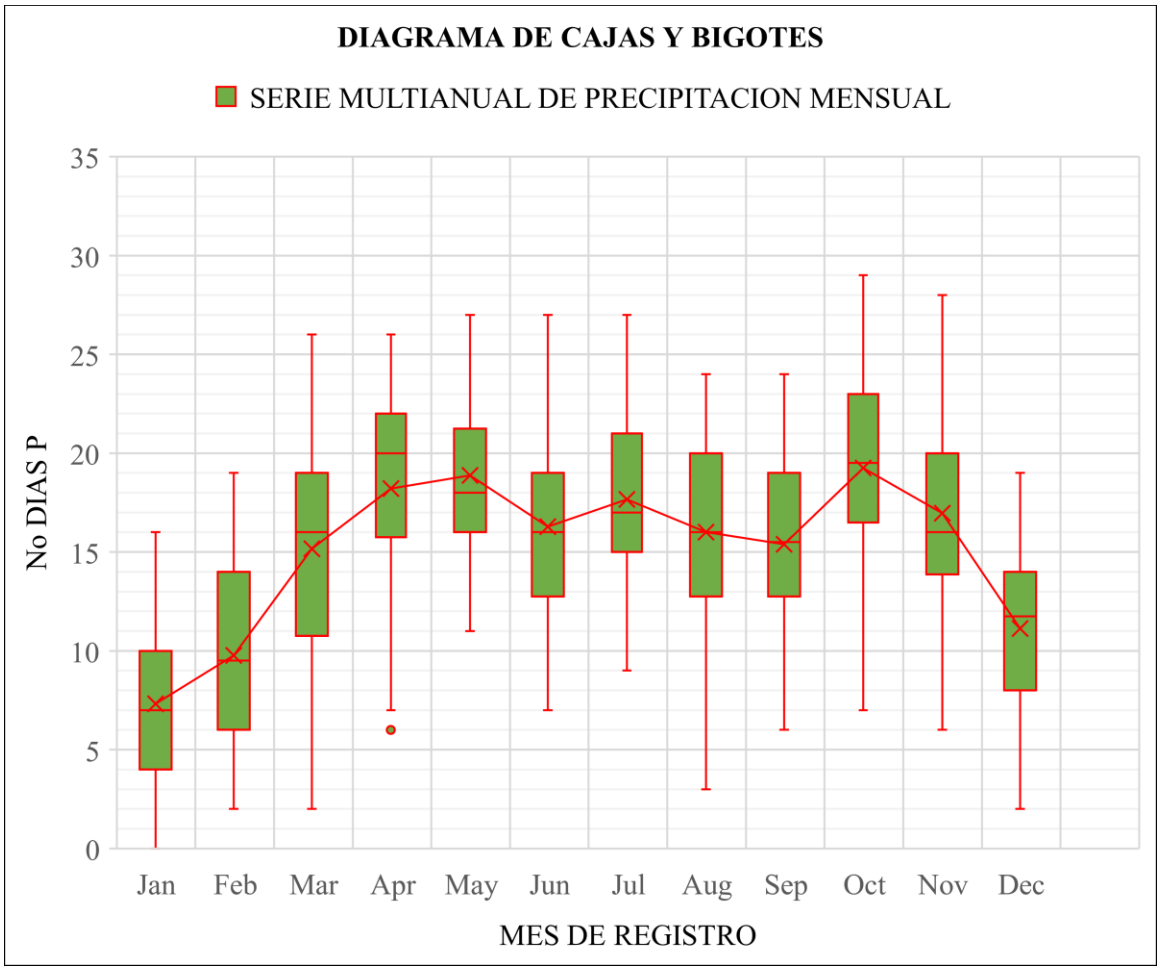


Figura 16 *Diagrama de cajas y bigotes número de días con precipitación estación Duitama.*

5.2.3 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS.

En la serie multianual de valores máximos de precipitación en 24 horas presentada en la ***Figura 17*** se observa un comportamiento altamente aleatorio y homogéneo a lo largo del registro. Para la extensión del registro se obtuvo un valor promedio multianual de 40.2mm.

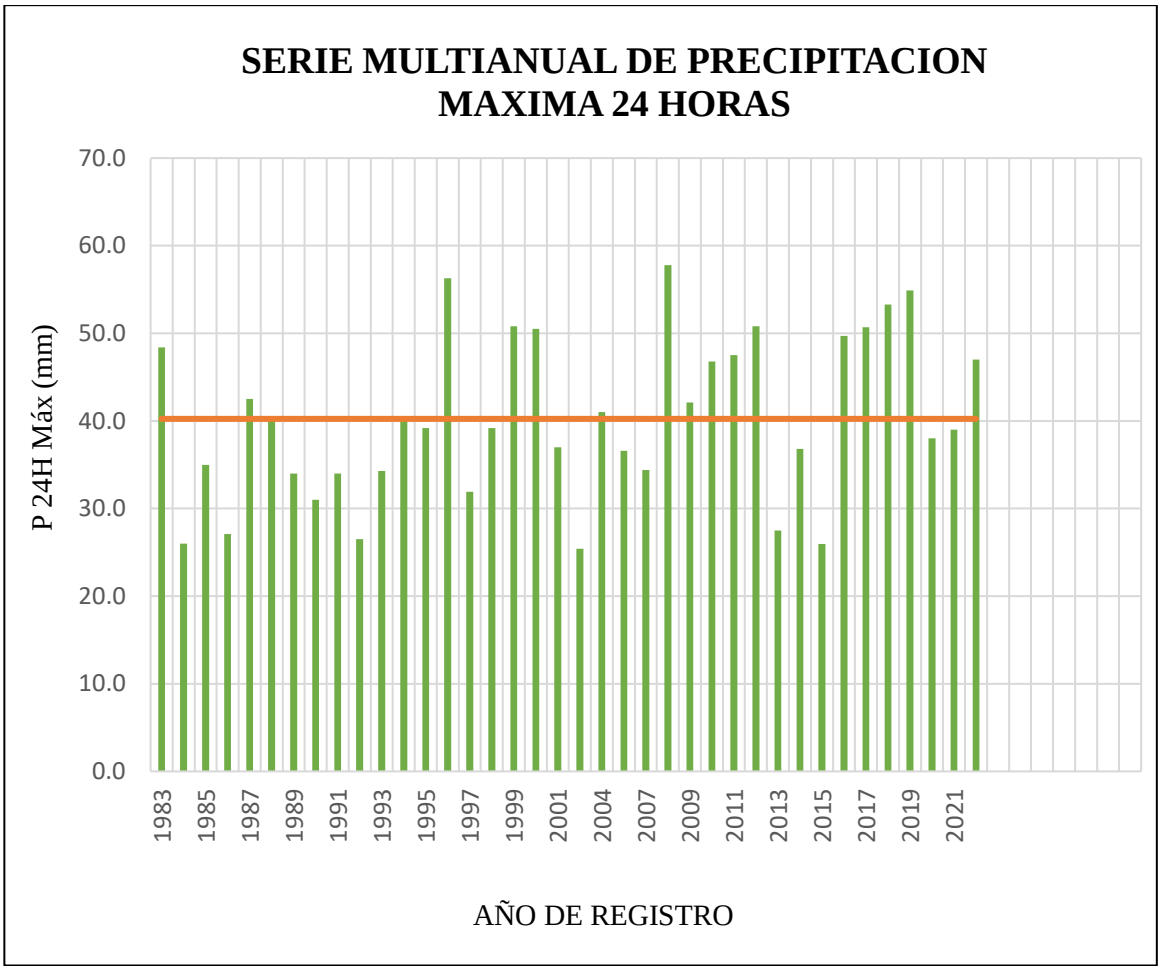


Figura 17: *Serie multianual de máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama.*

Los valores de máximos de precipitación en 24 horas serie mensual presentados en la ***Figura 18,*** se correlacionan con los meses más lluviosos, en una tendencia bimodal; los meses donde se presentan los valores mayores registrados son abril y noviembre, por lo tanto, en estos meses es más probable la ocurrencia de aguaceros extraordinarios.

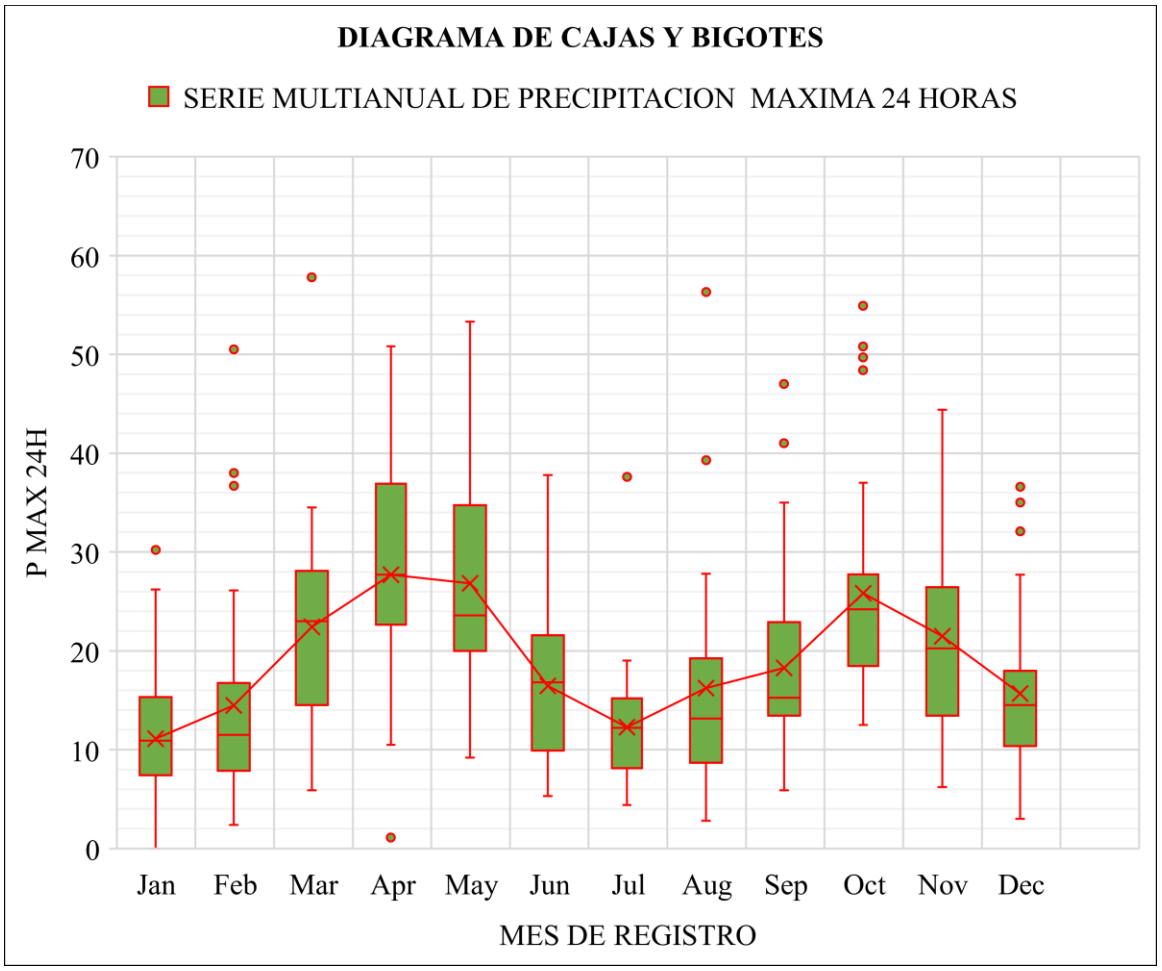


Figura 18: *Diagrama de cajas y bigotes para máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama.*

A continuación, se presentan gráficas resumen con los valores estimados de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno seleccionados con probabilidad de excedencia del 5% (nivel significancia) para la estación seleccionada (Estación San Pablo) y las distribuciones de valor extremo empleadas (ver **Figura 19**, **Figura 20** y **Figura 21***):*

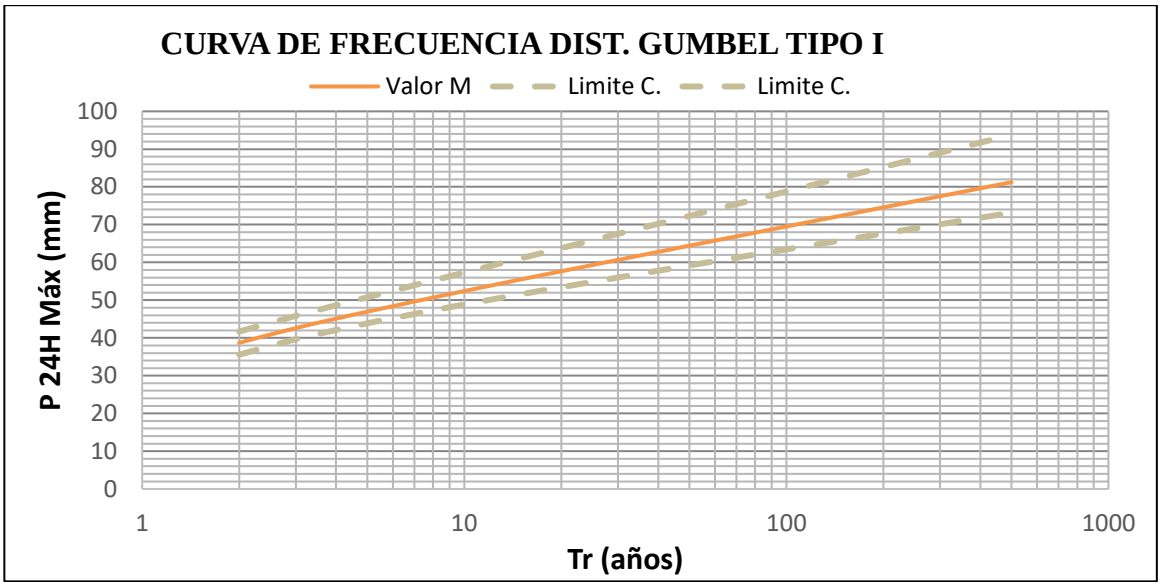


Figura 19 *Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Gumbel tipo I) Estación Duitama.*

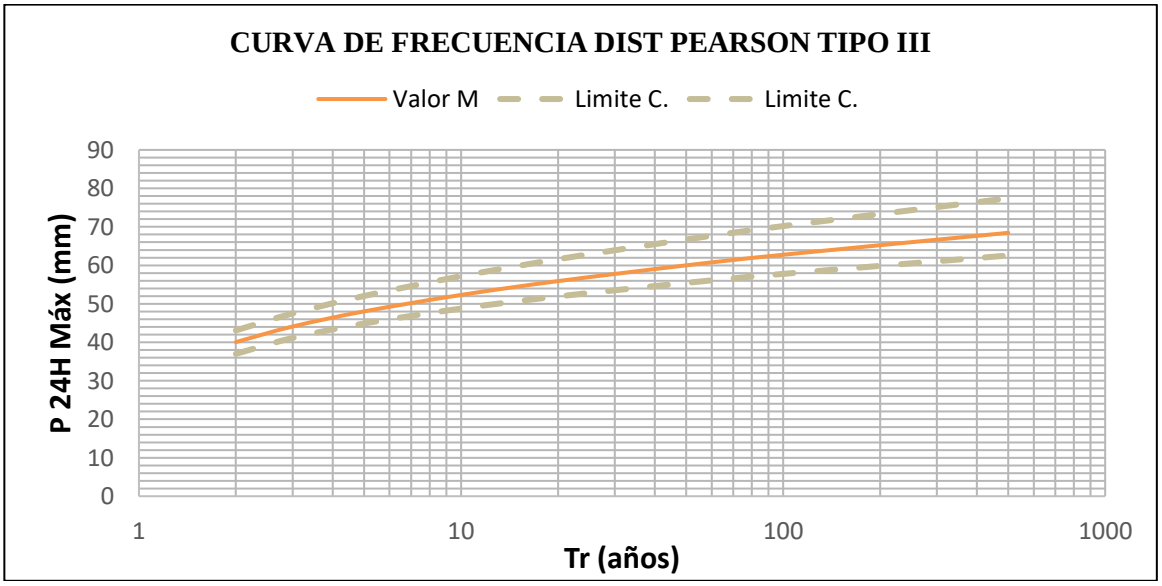


Figura 20 *Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Pearson TIII) Estación Duitama mejor bondad de ajuste, D=0.09451.*

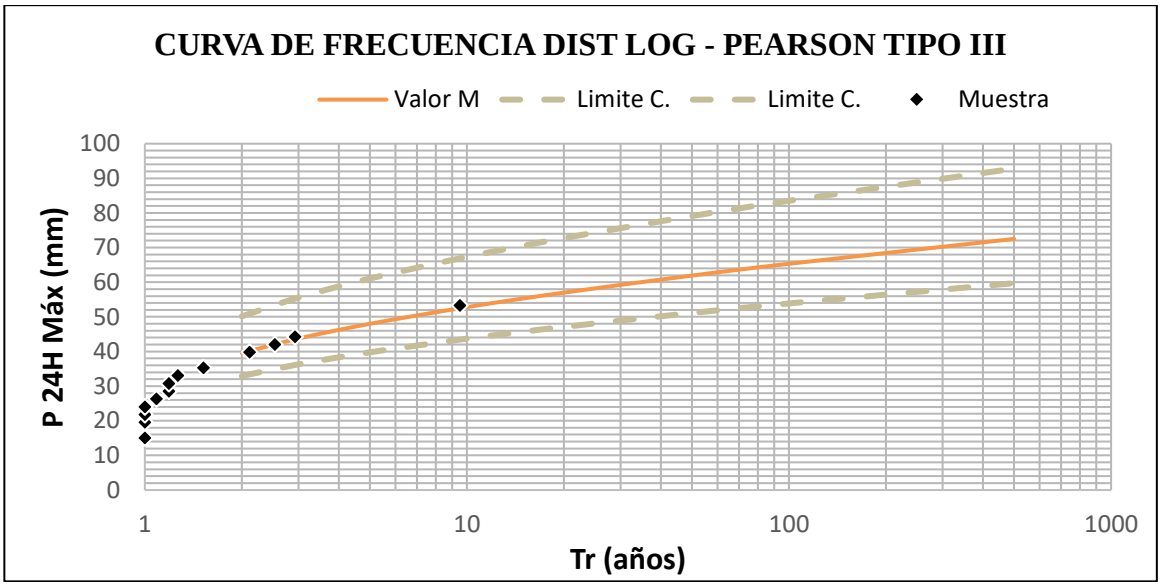


Figura 21 *Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Log – Pearson TIII) Estación Duitama.*

5.2.4 PRECIPITACIONES MÁXIMAS ACUMULADAS EN 5 DÍAS

En la serie multianual de valores máximos de precipitación acumulada en 5 días presentada en la ***Figura 22*** se observa un comportamiento altamente aleatorio y homogéneo a lo largo del registro, el cual se ve levemente afectado por los procesos macro climáticos de calentamiento global, como se puede observar en la que se presenta una tendencia incremental en la media móvil de los datos de la variable analizada. Para la extensión del registro se obtuvo un valor promedio multianual de 85.3mm.

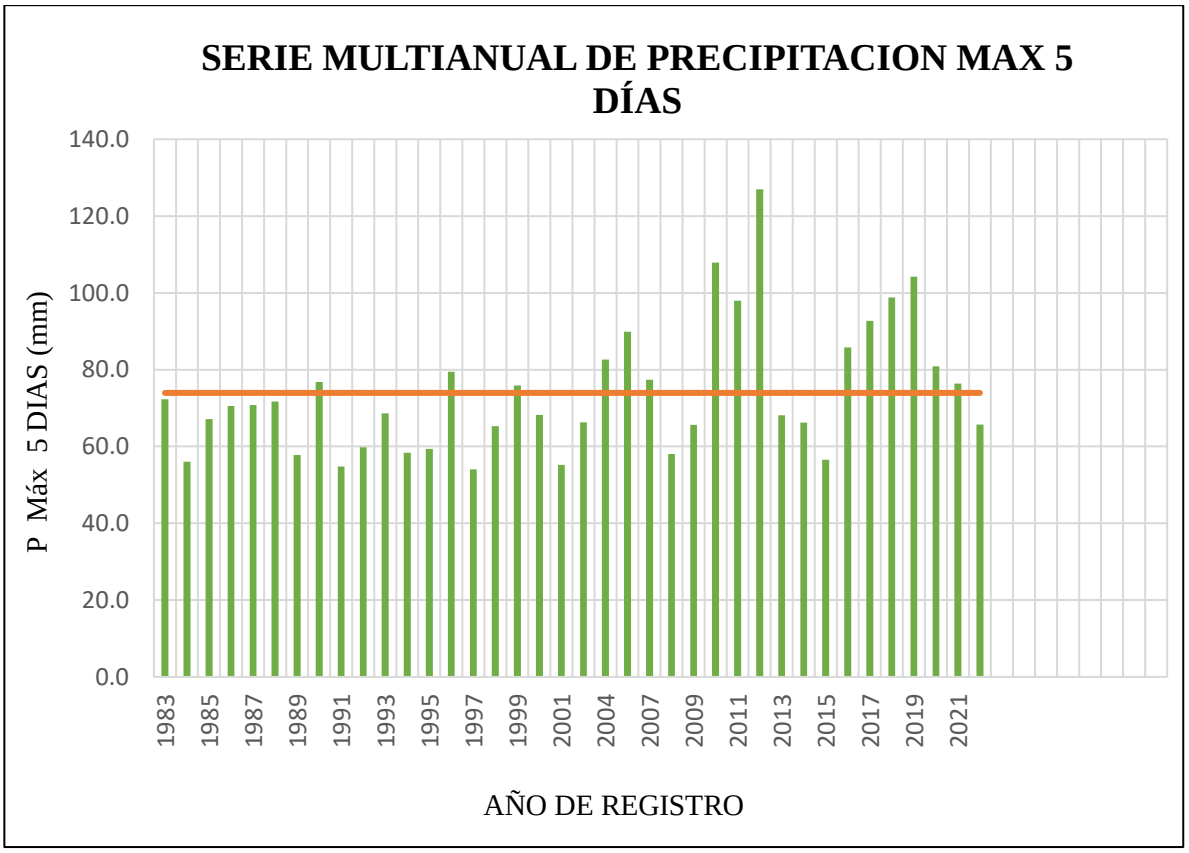


***Figura 22**: Serie multianual de máximos acumulados de precipitación en 5 días (mm) Estación Duitama.*

A continuación, se presentan gráficas resumen con los valores estimados de precipitación máxima acumulada en 5 días para los periodos de retorno seleccionados con probabilidad de excedencia del 5% (nivel significancia) para la estación seleccionada (Duitama) y las distribuciones de valor extremo empleadas (ver ***Figura 23***)

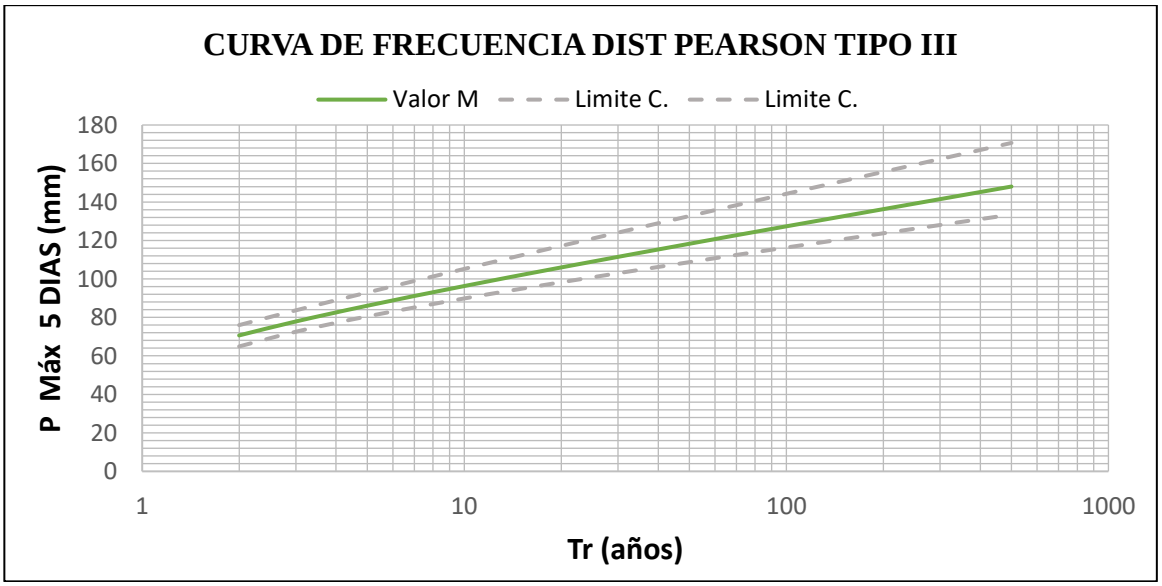


Figura 23. *Curva de frecuencia de precipitación máxima acumulados en 5 días (mm) para los periodos de retorno definidos (Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama.*

5.2.5 PRECIPITACIONES MÁXIMAS MENSUALES.

En la serie multianual de valores máximos de precipitación mensual presentada en la ***Figura 24***. Se observa un comportamiento altamente aleatorio y homogéneo a lo largo del registro, con un valor promedio de 176.8mm.

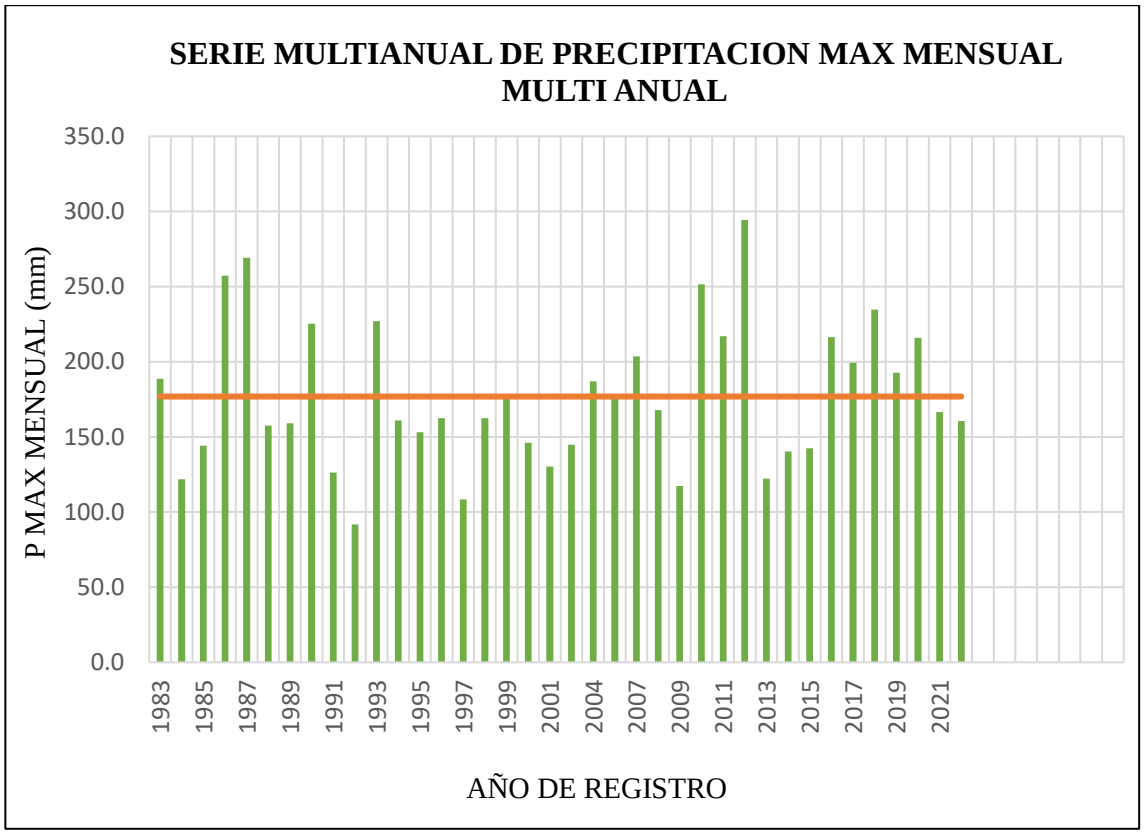


***Figura 24**: Serie multianual de máximos mensuales de precipitación (mm) Estación Duitama.*

A continuación, se presentan gráficas resumen con los valores estimados de precipitación máxima mensual para los periodos de retorno seleccionados con probabilidad de excedencia del 5% (nivel significancia) para la estación seleccionada (Duitama) y las distribuciones de valor extremo empleadas (Ver ***Figura 25***).

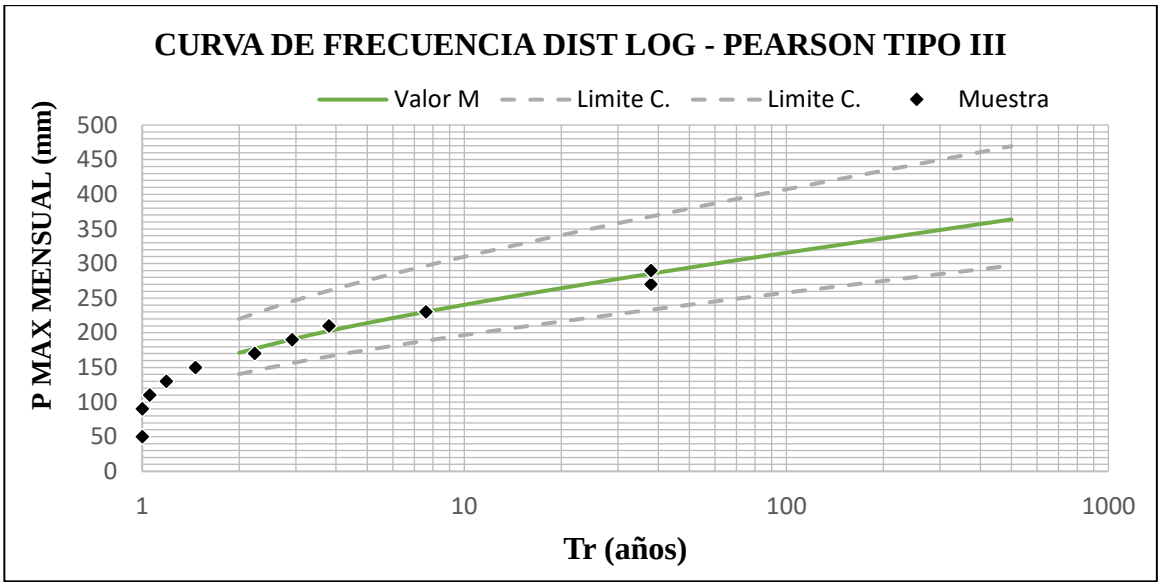


***Figura 25**: Curva de frecuencia de máximos mensuales de precipitación (mm) para los periodos de retorno definidos (Log Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama.*

5.2.6 DISEÑO DE EVENTOS DE PRECIPITACION EXTREMA PARA EL ANÁLISIS DE ESCORRENTIA

5.2.6.1 Construcción de curvas sintéticas de intensidad, duración y frecuencia.

Debido a que ninguna de las estaciones de las que se solicitó información cuenta con los parámetros de curva IDF, fue necesario emplear la metodología propuesta por (Vargas M. & Diaz Granados, 1998) para construir el conjunto de curvas IDF sintéticas para la estación (La Florida) bajo análisis. De acuerdo con esta metodología la relación entre intensidad I, Duración t y frecuencia T, está dada por la siguiente ecuación:

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

Con parámetros (ver Tabla 6):

***Tabla 6** Parámetros curva IDF* (Vargas M. & Diaz Granados, 1998).

PARAMETROS REGIONALIZADOS (VARGAS, DIAZ & GRANADOS,1998)					
a	b	c	d	e	f
1.61	0.19	0.65	0.75	-0.15	0.08

Los parámetros fueron obtenidos por los autores mediante regresión múltiple con datos de 116 estaciones y con Variables:

M= Precipitación máxima en 24 horas (promedio anual)
N= Número de días con precipitación (promedio anual)
PT= Precipitación total anual promedio.

Las variables M, N y PT la microcuenca se obtiene de la serie anual de cada parámetro, en la ***Tabla 7*** se resumen los valores determinados de los parámetros:

Tabla 7 *Variables IDF por microcuenca metodología (Vargas M. & Díaz Granados, 1998).*

PARAMETROS HIDROMETEOROLOGICOS		
M (mm)	*N*	*PT (mm)*
40.02	182	929.30

A continuación, se presenta en forma gráfica el comportamiento de las curvas IDF calculadas para el área urbana de Duitama y zonas aferentes (ver
Figura *26*):

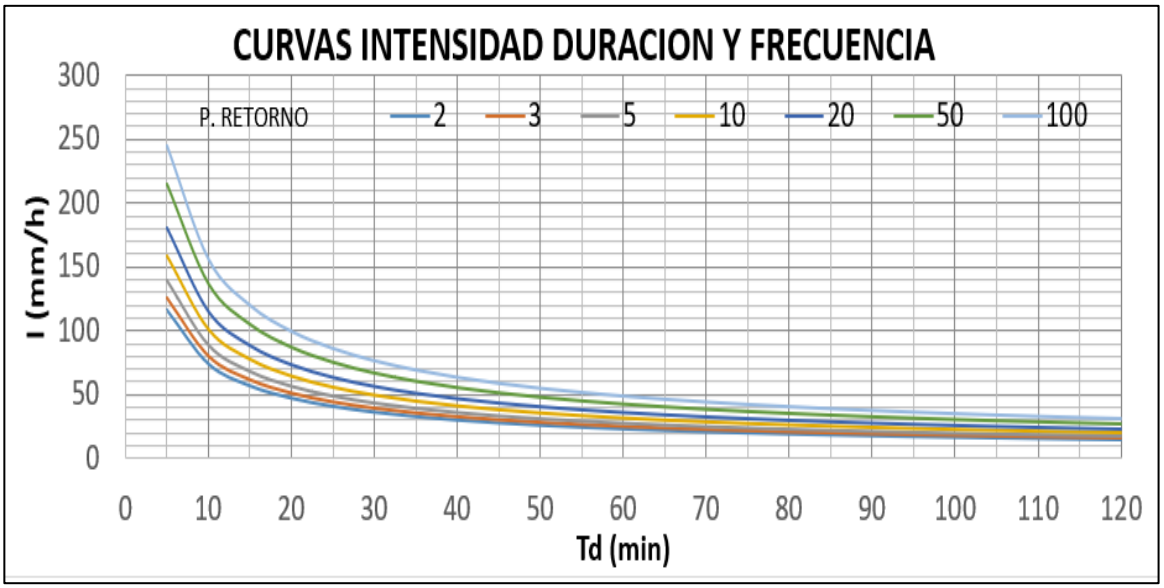


Figura 26 *Curva IDF sintética Estación San Pablo.*

6. EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

El perfil del macizo rocoso del proyecto se caracterizó con base en los tres pilares de investigación en geotecnia; mediante la exploración directa con sondeos o perforaciones, la experimentación o caracterización a través de pruebas o ensayos en campo y laboratorio y el análisis de los resultados obtenidos; para establecer el modelo geológico – geotécnico del macizo rocoso de fundación o implantación.

6.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DETALLADAS PARA EL ÁREA

***Tabla 8**: Aspectos generales de la zona, drenajes e inconvenientes geotécnicos existentes*

Aspectos generales			
Topografía	Inclinada escarpada.	*Formación geológica/Suelos*	Conejo (Kscn)
Cobertura:	Pastos, arbustos enanos y árboles de considerable altura.		
Suelo o roca de fundación	Arenisca de grano medio, de coloración amarillo crema, de resistencia media; y baja permeabilidad, expansión volumétrica y deformabilidad.	*Descripción del macizo rocoso*	Competente.
Drenaje			
Drenajes permanentes cercanos	--	*Distancia/Posición*	--
Drenajes intermitentes cercanos	--	*Distancia/Posición*	--
Observaciones	--		
Inconvenientes geotécnicos existentes en el área			
Fenómenos erosivos	Se evidencia erosión en las caras expuestas del macizo rocoso por materiales poco competentes como arcillolitas.	*Estado / Ubicación*	Los procesos erosivos que se identificaron, presentan condición activa con severidad alta.
Movimientos en masa	Caída de bloques, deslizamiento de material poco competente.	*Estado / Ubicación*	Los movimientos que se identificaron, presentan condición activa con severidad alta.
Taludes o cortes	Talud antrópico con inclinación promedio de aproximadamente 50° a excepción de la parte de los movimientos activos en donde se presentan inclinaciones de 80º – 90º.	*Distancia/Posición*	General.

En la parte central del talud se observó meteorización diferencial que se caracteriza por erosionar los estratos de la formación cuyos componentes son más friables, quedando así los materiales más resistentes colgando. Se puede concluir que para la construcción de la urbanización se realiza un corte en el macizo exponiéndolo

a la meteorización diferenciada de capas arcillosas que desaparecen y dejan suspendidos bloques de arenisca que también influenciados por la disposición estructural se desprenden y se convierten en un factor crítico para la contención de caída de rocas, que se evidencia varían en tamaño. (**Fotografía 5** y **Fotografía 6**).



Fotografía 5: *Bloques sueltos producto de la erosión.*

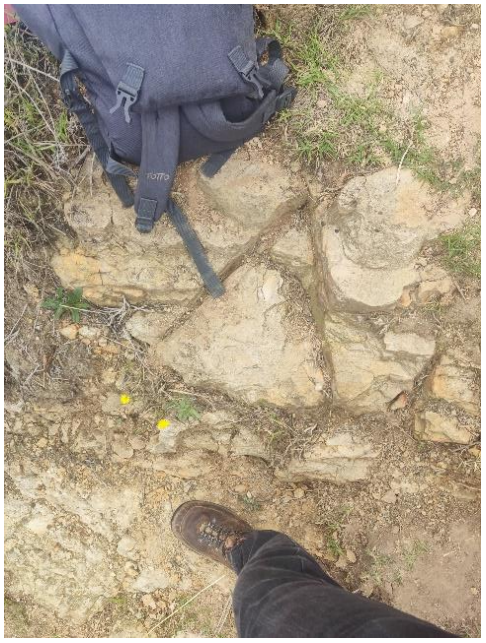


Fotografía 6*: Bloques sueltos producto de la erosión.*

En la extensión de talud que se evalúa es visible la presencia de una familia de diaclasas con ángulos de buzamiento superiores a 70°, que forman cuñas que se presentan en forma de rotura o separación en la que una porción de la arenisca queda atrapada entre dos superficies de fractura, creando un espacio triangular o en forma de cuña entre las superficies de fractura, como se muestra en las **Fotografía 7** y **Fotografía 8**.



Fotografía 7*: Cuñas e interacción entre discontinuidades evidenciadas en el macizo rocoso.*



Fotografía 8: *Cuñas e interacción entre discontinuidades evidenciadas en el macizo rocoso.*

Dentro de la exploración geotécnica y los hallazgos; otro factor de riesgo es la influencia de los árboles, ya que sus raíces pueden contribuir tanto a la cohesión del suelo como a tensiones que podrían desencadenar más caídas de material, además en este escenario, los eucaliptos en la parte superior de la ladera alcanzan tamaños que podrían al caer afectar las edificaciones.

6.2 EXPLORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE SONDEOS Y APIQUES

Los criterios establecidos para definir el número y profundidad de los sondeos de exploración del macizo fueron la tipología y estructura del proyecto, los lineamientos dados en el *título H* de la norma *NSR-10* y la experiencia del consultor. Se efectuaron simultáneamente los ensayos de resistencia a la penetración dinámica en campo tipo DCPT. En la figura 1 se presenta la ubicación de los sondeos de exploración sobre la planta topográfica del área de proyecto.



Figura 27. *Ubicación de los apiques de exploración geotécnica en el área del proyecto.*





Fotografías 9, 10, 11, 12, 13 . *Registro fotográfico de pruebas de exploración del macizo rocoso utilizando equipo por el método de percusión en el área del proyecto y visualización de perfil rocoso.*

En la tabla siguiente se resume el programa de exploración y ensayos dinámicos de campo ejecutados:

Tabla 9: *Programa de exploración*

Numero de sondeos	0.0 (Cero)	*Profundidad promedio de investigación*	2.0 m
Numero de apiques	4.0 (Cuatro)		
Método de perforación	Percusión con ensayos de penetración dinámica	*Equipo*	Mecánico combinado
Ensayo SPT	No	*Ensayo DCPT*	Sí
Recuperación de muestras alteradas	No	*Recuperación de muestras inalteradas o testigos de roca, (núcleos) y rocas superficiales*	Sí
Recuperación de muestras semi-alteradas con Split Spoon	No	*Motivo del fin de la perforación o exploración en profundidad*	Rechazo a la penetración dinámica DCPT en el macizo rocoso.

Con base en la exploración realizada fue posible conocer las características estratigráficas y composicionales detalladas del perfil del macizo, además se ejecutaron ensayos directos de resistencia del macizo en campo y se realizó un muestreo representativo del mismo, el cual permitió conocer las propiedades índices, de resistencia al corte y parámetros geomecánicos mediante ensayos de caracterización geotécnica en laboratorio.

Cada uno de los registros estratigráficos tomados en las perforaciones de exploración realizadas, se

correlacionaron teniendo en cuenta las características litológicas y de propiedades geomecánicas.

En la **Figura 29** se presenta el perfil promedio obtenido a partir de la correlación estratigráfica de los registros de los apiques 1 a 4. La figura sintetiza y resume la información extractada mediante ensayos en campo y laboratorio para cada uno de los apiques de exploración realizados y las capas estratigráficas determinadas o diferenciadas. Esta figura muestra de forma general, en escala, los valores de la resistencia a la compresión simple, a carga por punta, el peso unitario y la resistencia a la penetración dinámica en campo tipo DCPT; escalas que están relacionadas contra la profundidad de exploración. Las figuras que se visualizan en el *Anexo No 3* corresponden con los registros detallados de las perforaciones individuales para cada uno de los apiques de exploración. A partir de los diferentes registros, se realiza la correlación correspondiente que se observa en la ***Figura 28***.

El nivel de referencia para la elaboración de los perfiles descritos, corresponde al nivel superficial de la topografía actual del terreno en cada uno de los sitios puntuales de perforación.

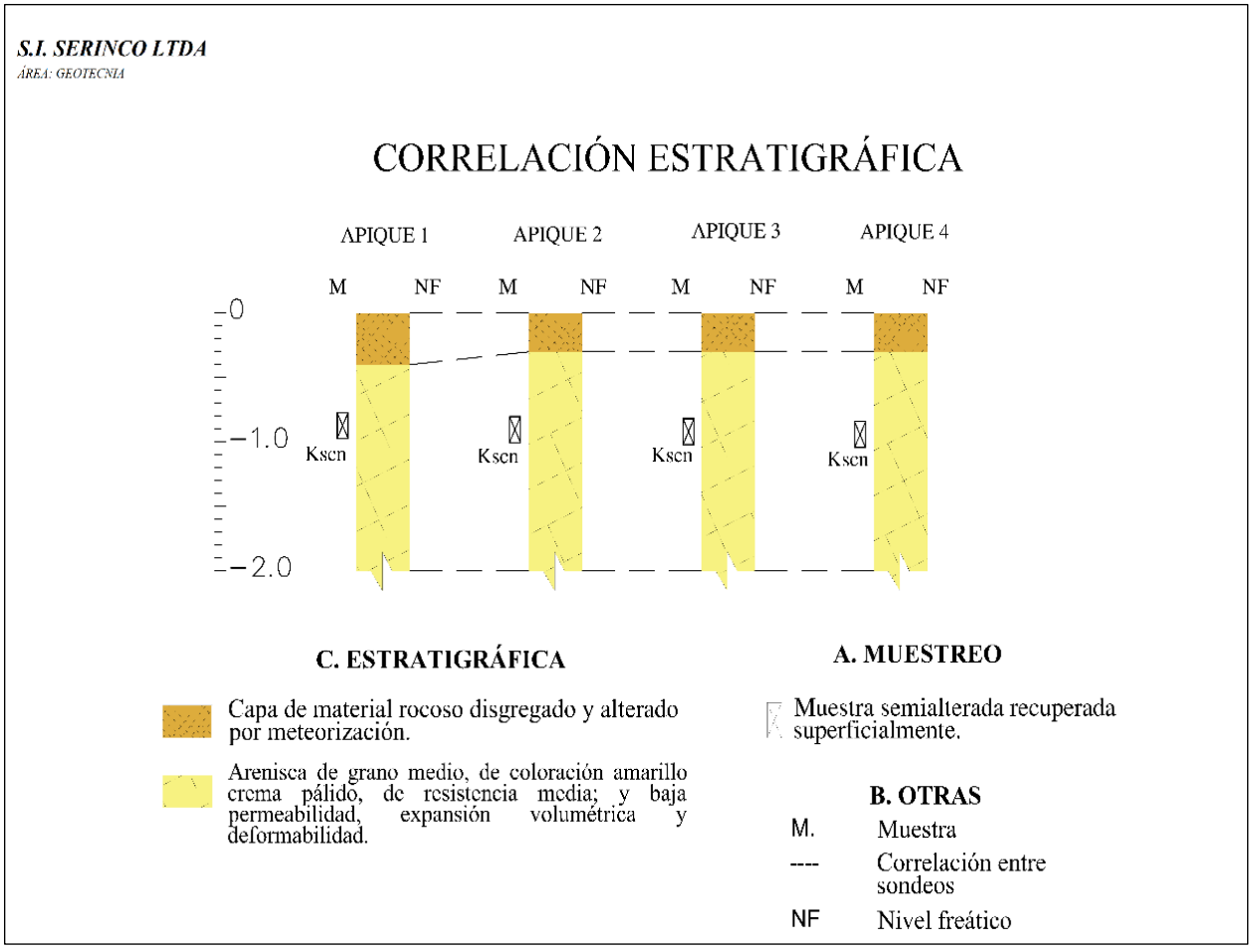


Figura 28. *Correlación estratigráfica de apiques realizados en campo.*

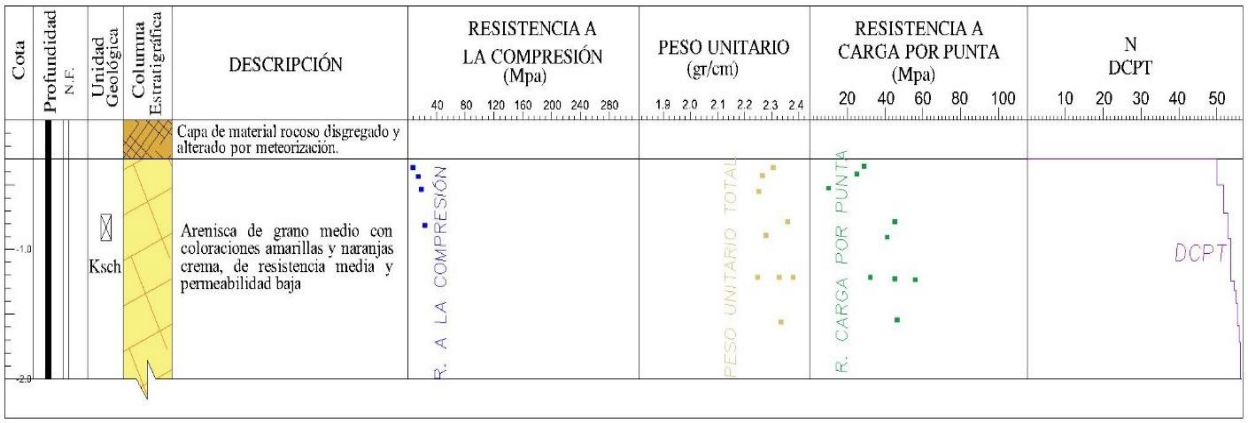


Figura 29. *Perfil promedio del macizo rocoso ubicado en el sector La Esperanza.*

6.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE ENSAYOS EN LABORATORIO

Sobre el muestreo representativo de las capas del macizo rocoso, se practicó el programa de ensayos para la caracterización geotécnica que se describe en la tabla inferior.

Tabla 10: *Ensayos de laboratorio*

Programa de ensayos de laboratorio			
Humedad Natural	Sí	Peso Unitario	Sí
Carga por punta	Sí	Tilt Test	Sí
Resistencia a la compresión	Sí	Otros	--

En el *Anexo No. 3* del presente informe, se muestran los resultados detallados de los ensayos de caracterización en laboratorio para las muestras recuperadas en campo durante la exploración del perfil del macizo rocoso en el área del proyecto.

6.4 RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL PERFIL DEL SUELO DEL ÁREA DEL PROYECTO

6.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DEL MACIZO ROCOSO

El perfil del macizo rocoso está constituido por material tipo areniscas de color amarillo crema de cementación media, y meteorización alta para bloques superficiales; poco compresibles y con potencial expansivo muy bajo, de resistencia y densidad altas hacia profundidad; manifestando incluso rechazo a los ensayos de penetración dinámica DCPT.

***Tabla 11**: Variabilidad geotécnica*

Grado de variabilidad estratigráfica horizontal	*Grado de variabilidad estratigráfica vertical*
Muy baja: El perfil identificado es homogéneo en macizo rocoso sin cambios en litología y tendencias estructurales o cinemáticas en toda la extensión del predio.	*Baja:* El perfil identificado está compuesto de un macizo rocoso con cambios hacia la parte inferior del talud en litología con capas de bajos espesores de arcillolitas.
Variabilidad en la coloración	*Variabilidad en la clasificación (ISRM y GSI)*
Baja: El perfil de suelo presenta coloraciones amarillas crema y claras para las areniscas y grises claros para las intercalaciones de arcillolitas, a la vista no hay un cambio fuerte de tonalidades. El material más superficial presenta tonalidades naranjas en algunas zonas.	*Baja*: La totalidad de las muestras del macizo rocoso se clasifican como areniscas que presentan una resistencia de tipo R2.
Observaciones: --	

6.5 NIVEL PIEZOMÉTRICO Y DE AGUAS FREÁTICAS

***Tabla 12:** Nivel piezométrico*

Se identificó presencia de Nivel Freático	No	*Presenta Distribución uniforme en el predio*	N.A
Presenta tabla de agua estática	No	*Profundidad del Agua Freática*	N.A
Presenta tabla de agua confinada	No	*Pérdida de Confinamiento*	No
		Nivel Libre de aguas freáticas	No
***Observaciones**:* Durante la exploración geotécnica no se identificó la presencia de aguas freáticas en ninguno los sondeos ejecutados. Debido a la composición arenosa del macizo rocoso, su estratificación a contrapendiente y el grado de fracturamiento de las rocas que lo componen; no se presentan niveles libres de aguas freáticas.			

6.6 ESTUDIO GEO-MECÁNICO DEL MACIZO ROCOSO

Los estudios geotécnicos, en este caso, la caracterización geomecánica, se realiza con el fin de determinar las propiedades físicas y mecánicas del macizo rocoso, su comportamiento ante los incrementos de esfuerzos aplicados sobre éste en un momento dado, ya sea por el apoyo de obras civiles o el desconfinamiento y conformación de taludes artificiales.

Se realiza un detallado reconocimiento geológico, en el cual se efectúan pruebas de campo y mediciones de las características del macizo, tanto en la matriz rocosa como en las discontinuidades que conforman el macizo, y se complementa con ensayos de laboratorio a las muestras tomadas del área estudiada. El objetivo de esta caracterización es para la evaluación de la estabilidad del macizo, en estado actual y su comportamiento ante cortes y excavaciones, cuantificándola mediante factores de seguridad.

El compendio de pruebas de campo y laboratorio para materiales del macizo rocoso se presentan en el *Anexo No. 3.*

6.6.1 PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MATRIZ ROCOSA

Se realizó la recolección de muestras del macizo rocoso, con el fin de realizar los ensayos de laboratorio requeridos para la identificación y cálculo de las propiedades físicas. Los resultados de estos ensayos pueden apreciarse en el *Anexo No.3.*

Tabla 13. *Resultado de laboratorio. Ensayo de propiedades físicas compresión simple.*

MUESTRA	***ALTURA (cm)***	***LONGITUD DESPUES DEL REFRENTADO (cm)***	***LONGITUD DE LADOS (cm)***		***RELACIÓN H/D***	***PESO (g)***	***DENSIDAD O PESO UNITARIO (g/cm3)***
			L1	**L2**			
MUESTRA DE ARENISCA #1	13.90	13.90	6.3	6.0	2.27	1052.5	2.01
MUESTRA DE ARENISCA #2	11.50	11.50	5.8	5.5	2.05	736.7	2.03
MUESTRA DE ARENISCA #3	12.00	12.00	5.6	5.3	2.20	710.8	1.99
MUESTRA DE ARENISCA #4	11.86	11.86	5.5	5.7	2.11	735.7	1.97

6.6.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MATRIZ ROCOSA

La estabilidad de los taludes artificiales y laderas adyacentes, depende de las condiciones estructurales en que se encuentre el macizo rocoso y de la relación que existe entre los esfuerzos generados en la roca y su resistencia

6.6.3 ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL

Uno de los parámetros fundamentales en la caracterización mecánica del macizo rocoso es la resistencia a la compresión simple, ya que permite estimar la curva envolvente de resistencia de la roca intacta, así como asociar la capacidad de la matriz rocosa a la hora de asumir esfuerzos. Este parámetro se vuelve aún más indispensable en el contexto de macizos cuya matriz rocosa es significativamente blanda, ya que la falla ante esfuerzos inducidos puede darse a través de dicha matriz pese que las condiciones cinemáticas puedan ser favorables. En el caso del área estudiada, las rocas de arenisca aflorantes son maduras y duras debido a la buena cementación que presentan; por tanto, son prioritarias para dicho ensayo.



Fotografía 14, 15, 16 y 17. *Fotografías de las muestras del macizo rocoso y ensayo de resistencia a la compresión simple.*

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de compresión simple realizados

Tabla 14*. Resultado de laboratorio. Ensayo de compresión simple.*

Muestra	***Carga absorbida (kg)***	***Resistencia a la compresión***	
		kg/cm^2	MPa
Arenisca M1	3484	94.6	9.5
Arenisca M2	2162	68.7	6.9
Arenisca M3	1880	64.3	6.4
Arenisca M4	1570	50.4	5.0

6.6.4 *ENSAYOS DE ÍNDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA EN CAMPO (ISRM, 1981):*

Los ensayos manuales en campo son pruebas auxiliares, que permiten complementar y enriquecer los datos obtenidos en laboratorio, se trata de pruebas manuales con herramientas de uso común en trabajo de campo, que permiten aproximar el rango de resistencias que la matriz rocosa presenta en el lugar, y por su practicidad es posible levantar una buena base de datos del lugar estudiado, con el fin de complementar los ensayos de laboratorio.

A continuación, se presenta la tabla utilizada para la caracterización geotécnica de rocas por medio del ensayo de índice manual de resistencia de roca en campo (ISRM, 1981) y el resumen de resistencia de cada una de las muestras.

Tabla 15.*Valores de resistencia para Ensayos de Índice manual de resistencia de roca en campo (ISRM, 1981)*

Clase	***Descripción***	***Identificación del campo***	***Valor aproximado de la resistencia a compresión simple***	
			Mpa	***Kg/cm²***
R_0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña	0.25 – 1.0	2.5 - 10
R_1	Roca muy blanda	Deleznable bajo golpes del martillo de geólogo, puede rayarse con una navaja. Se talla fácilmente con una navaja	1.0-5.0	10-50
R_2	Roca blanda	Puede rayarse con dificultad con la navaja, se pueden hacer marcas poco profundas golpeando fuertemente con la punta del martillo	5.0-25	50-250
R_3	Roca moderadamente dura	No se puede rayar con una navaja la muestra en mano, se puede romper con un golpe firme del martillo de geólogo, al impacto la punta del martillo indenta hasta 5 mm.	25-50	250-500
R_4	Roca dura	Se necesita más de un golpe con el martillo de geólogo para romper la muestra, especímenes sostenidos en la mano se rompe con un simple golpe de martillo	50-100	500-1000
R_5	Roca muy dura	Se necesita muchos golpes con el martillo de geólogo para romper la muestra.	100-250	1000-
R_6	Roca extremadamente dura	El martillo produce solamente descarrillado de la muestra, sonido metálico de golpe. Solo saltan esquirlas de roca.	> 250	> 2500

Tabla 16. *Valores de resistencia de las muestras, de acuerdo a la caracterización manual (ISRM, 1981)*

Descripción	***Resistencia ISRM 1981***	***Mpa***
Muestras 1	R2	5 a 25
Muestras 2	R3	25 a 50
Muestras 3	R2	5 a 25
Muestras 4	R3	25 a 50
Muestras 5	R3	25 a 50
Muestras 6	R2	5 a 25
Muestras 7	R2	5 a 25
Muestras 8	R2	5 a 25
Muestras 9	R2	5 a 25





Fotografías 18 y 19. *Caracterización manual de muestras para determinar rango de resistencia en campo.*

6.6.5 ENSAYO DE CARGA PUNTUAL

Otro ensayo complementario a la compresión simple, es el de carga por punta, que permite estimar de forma indirecta la resistencia a la compresión simple; es un ensayo de fácil implementación, por tal motivo, es una buena opción para complementar la información de laboratorio. A continuación, se presentan los resultados de los ensayos:


Deslizamiento La Esperanza 1
Deslizamiento La Esperanza 2
Deslizamiento La Esperanza 3
Deslizamient La Esperanza 4
Deslizamiento La Esperanza 5
Deslizamiento La Esperanza 6



Fotografía 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27 y 28. *Ensayo de carga por punta en muestras de roca.*

Tabla No 1. Resultados ensayos de carga por punta en muestras de roca.

Muestra - localización	***W Prom.*** ***mm***	***D Prom.*** ***mm***	***WD*** ***mm2***	***(De)2*** ***mm2***	***Is*** ***MPa***	***Is 50*** ***MPa***	***σc1*** ***MPa***	***σc1*** ***Kgf/cm2***
Muestra 1: Arenisca	44.8	50.50	2259.88	2877.36	0.918	0.948	22.7	227.4
Muestra 2: Arenisca	54.0	48.25	2605.50	3317.43	0.433	0.462	11.1	110.8
Muestra 3: Arenisca	48.5	58.75	2849.38	3627.94	0.396	0.431	10.3	103.4
Muestra 4: Arenisca	58.3	54.75	3189.19	4060.60	0.822	0.917	22.0	220.1
Muestra 5: Arenisca	64.0	47.00	3008.00	3829.90	1.286	1.415	34.0	339.7
Muestra 6: Arenisca	82.0	65.00	5330.00	6786.37	0.305	0.382	9.2	91.7
Muestra 7: Arenisca	68.0	54.75	3723.00	4740.27	0.704	0.814	19.5	195.3
Muestra 8: Arenisca	65.5	47.00	3078.50	3919.67	0.690	0.764	18.3	183.3
Muestra 9: Arenisca	52.3	50.00	2612.50	3326.34	2.339	2.494	59.9	598.5

6.6.6 ENSAYO DE RESISTENCIA CON MARTILLO DE SCHMIDT

El martillo de Schmidt o también llamado esclerómetro originalmente se aplica a hormigones para conocer su resistencia, pero también se ha extendido su uso a macizos rocosos para determinar de forma indirecta, la resistencia a compresión axial de una roca. Es muy práctico y útil ya que, de forma rápida, se puede tener una aproximación de la resistencia de una roca "in situ". El martillo de Schmidt, es un instrumento que permite estimar aproximadamente la resistencia a compresión simple de una roca, ya sea en un talud, túnel, testigo de roca o discontinuidad mediante el rebote que produce el muelle que se aloja en su interior, después de un impacto sobre una superficie rocosa.



***Figura 30**. Martillo Schmidt o esclerómetro, empleado para toma de datos de resistencia a la compresión.*



***Fotografía 29 y 30.** Toma de datos de resistencia a la compresión en campo, empleando martillo de Schmidt o esclerómetro.*

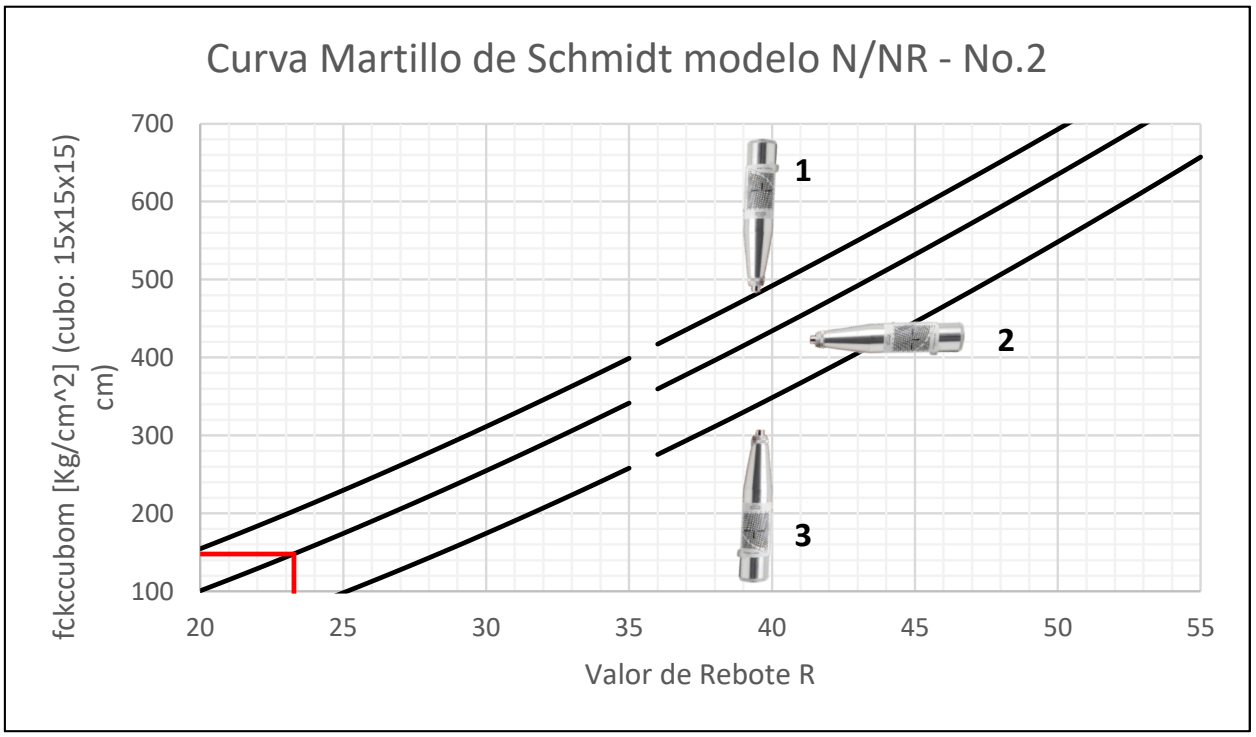


Figura 31. *Resultados gráficos de ensayo con martillo de Schmidt en labores de campo.*

Tabla 17. *Relación de resultados de resistencia de la roca.*

Resultados de Martillo Schmidt			
Conjunto de prueba	***Valor Promedio Rebote***	***Modo***	***σci (Mpa)***
1	23	A (2)	14.52

6.6.7 CARACTERIZACIÓN DE DISCONTINUIDADES

Un macizo rocoso se constituye generalmente de un conjunto comprendido por la matriz rocosa y las discontinuidades presentes en dicha matriz, en el caso de que existan planos de estratificación, fallas o diaclasas; comúnmente las agrupaciones de estas reciben el nombre de familias, las cuales rigen el comportamiento cinemático del macizo rocoso, comprendido como una agrupación de rocas, organizadas en bloques separados entre sí por vacíos y fracturas propias de la evolución tectónica de dichas capas rocosas.

El estudio de la orientación de las discontinuidades y su influencia en la estabilidad de las laderas se lleva a cabo mediante el empleo de la técnica conocida como proyección estereográfica. Con esta herramienta es posible analizar la estructura del macizo rocoso, y determinar si la orientación de las discontinuidades y su rugosidad hacen que se cumplan los requisitos cinemáticos que puedan dar lugar a una inestabilidad por efecto de las excavaciones proyectadas.

Superficies de discontinuidad: Una discontinuidad es una superficie de fractura o de interface entre materiales de distinto comportamiento en el macizo rocoso, que tiene baja o nula resistencia a la tracción; como planos de estratificación, diaclasas, espejos de fallas, estructuras sedimentarias y metamórficas, etc. Una superficie de discontinuidad está abierta o puede abrirse fácilmente a causa de las tensiones introducidas por un esfuerzo superficial.

Orientación: Para definir un plano de discontinuidad, la forma más sencilla es por medio de la magnitud de dos datos; el primero es la dirección de la mayor pendiente del plano respecto al norte geográfico de la tierra, y se conoce como dirección azimutal del buzamiento, y la segunda magnitud es el valor del buzamiento del plano, es decir, la magnitud de la inclinación máxima que presenta el plano; ambas medidas en degradantes (sistema sexagesimal) se obtiene por medio de la brújula análoga o digital.

Espaciado: Describe la distancia entre las discontinuidades, y por lo tanto el tamaño de los bloques de roca intacta, que están delimitados por las discontinuidades.

Tabla 18*. Valores para clasificación de discontinuidades según el espaciado.*

Descripción	***Espaciado (m)***
Extremadamente Pequeño	0.02
Muy Pequeño	0.02-0.06
Pequeño	0.06-0.2
Moderado	0.2-0.6
Grande	0.6-2
Muy Grande	2-6
Extremadamente Grande	6

Continuidad de discontinuidades: Indica la extensión de la discontinuidad (longitud en un sentido (Rumbo o buzamiento), esta se puede clasificar de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 19*. Valores de longitud de discontinuidades para clasificación en RMR.*

Descripción	***Dimensión (m)***
Continuidad muy pequeña	1
Continuidad pequeña	1-3
Continuidad Media	3-10
Continuidad Alta	10-20
Continuidad muy alta	20

Rugosidad: Indica la irregularidad de la superficie de discontinuidad, es una medida cualitativa y se determina con la observación directa en campo.

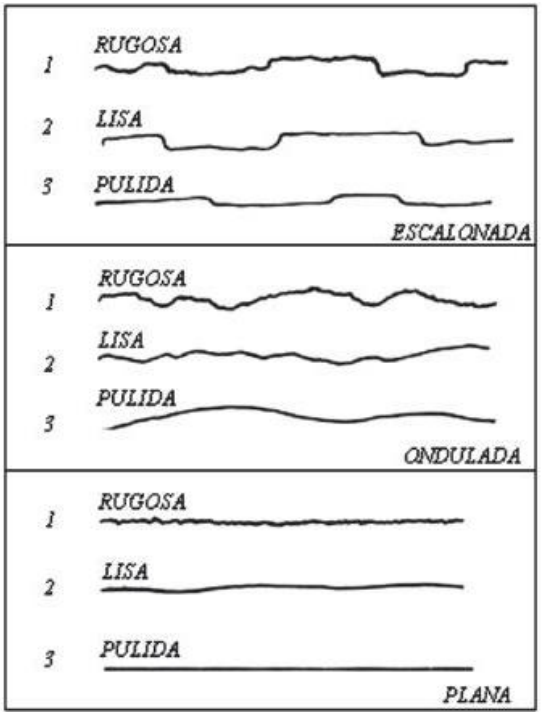


Figura 32. *Tipos de rugosidades en discontinuidades.*

Resistencia de las juntas de discontinuidades: Se expresa en función de la rugosidad de las juntas y la resistencia de la matriz rocosa superficial inmediata a la discontinuidad en el caso de que la abertura de la discontinuidad sea muy pequeña y no esté ocupada por materiales de relleno.

Abertura: Distancia que separa las paredes adyacentes de una discontinuidad abierta, en la que el espacio intermedio tiene agua, aire o material de relleno.

Relleno: Se refiere al material que ocupa el espacio de abertura de una discontinuidad. El relleno cobra importancia cuando tiene el espesor suficiente para controlar el comportamiento mecánico y la resistencia al corte en las discontinuidades.

Circulación de agua: El grado de filtración de agua en discontinuidades individuales o en familias específicas expuestas en un afloramiento puede ser descrito según la siguiente tabla, esta describe el grado de permeabilidad primaria y secundaria del macizo rocoso, así como las presiones de poros y alteraciones minerales en las caras de las discontinuidades.

Tabla 20. *Descripción de las filtraciones en las discontinuidades.*

Clase	***Discontinuidades sin relleno***	***Discontinuidades con relleno***
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua	Relleno muy consolidado y seco, no es posible el flujo de agua
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua	Relleno húmedo, pero sin agua libre
III	Junta seca, pero con evidencia de haber circulado agua	Relleno mojado con goteo ocasional

IV	Junta húmeda, pero sin agua libre	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar caudal en l/min)
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo, pero sin flujo continuo	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar presión y caudal
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min y la presión)	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

Medidas de discontinuidades: En la siguiente tabla se resumen los datos preponderantes de familias de diaclasas proveniente del estudio estadístico de los datos tomados en campo para este estudio La ***Tabla*** *22,* muestra los datos recolectados en campo. Los análisis estadísticos para cada familia se encuentran en el *Anexo No 3*.

Tabla 21*. Parámetros de caracterización de las diaclasas.*

Tipo	***Separación (m)***	***Continuidad (m)***	***Abertura (mm)***	***Rugosidad***	***Relleno***	***Alteración***	***Agua***
0. Diaclasa Fam. 1	0,2 - 0,6	< 1	2,5 – 10	Ondulada – Rugosa	Media	Algo alterada	Seca
1. Estratificación Fam. 2	0,06 - 2,0	3 - 10	< 0,1	Ondulada - Rugosa	No presenta	NA	Seca
2. Diaclasa Fam. 3	0,06 - 2,0	< 1	< 0,1	Escalonada rugosa.	No presenta	NA	Seca
3. Diaclasa Fam. 4	0,06 - 2,0	< 1	< 0,1	Escalonada rugosa.	No presenta	NA	Seca

Tabla 22. *Datos tomados en campo. Características de discontinuidades.*

S.I. SERINCO LTDA.
SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERIA, GEOTECNIA Y CONSTRUCCION

CARACTERIZACIÓN DISCOTINUIDADES MACIZO ROCOSO - MIRADOR LA ESPERANZA - DUITAMA

	ORIENTACIÓN			ESPACIADO (mm)							CONTINUIDAD (m)					ABERTURA (mm)									RUGOSIDAD									RELLENO																		
	TIPO DE PLANO *	AZIMUT	BUZAMIENTO	EXTREM JUNTAS	MUY JUNTAS	JUNTAS	MODERADAMENTE J.	SEPARADAS	MUY SEPARADAS	EXTREM. SEPARADAS	MUY BAJA	BAJA	MODERADA	ALTA	MUY ALTA	MUY CERRADA	CERRADA	PARCIAL. ABIERTA	ABIERTA	MODERADAM ABIERTA	ANCHA	MUY ANCHA	EXTREM ANCHA	CABERNOSA	ESCALONADA			ONDULADA			PLANA			COMPOSICIÓN **	ESPESOR (cm)	METEORIZACIÓN							FILTRACIONES				RESISTENCIA						
																																				SANA	ALGO METEOR	MEDIA METEOR	MUY METEOR	COMPLETAMENTE	SUELO RESIDUAL		SECO	HÚMEDO	GOTEOS	FLUJO	MUY BAJA	BAJA	MEDIA	REISTENTE	MUY RESISTENTE	ALTAMENTE
				< 20	20 - 60	60 - 200	200- 600	600-2000	2000 - 6000	> 6000	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20	< 0,1	0,1 - 0,25	0,25 - 0,50	0,50 - 2,50	2,5 - 10	> 10	10 -100	100 - 1000	> 1000	RUGOSA	LISA	SUPERFI. FRICCIÓN	RUGOSA	LISA	SUPERFI FRICCIÓN	RUGOSA	LISA	SUPERFI FRICCIÓN			I	II	III	IV	V	VI					1	2	3	4	5	6
																								I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX																					
1	E	310	21			X							X			X											X																										
2	E	305	15			X							X			X											X																										
3	D	220	75				X					X				X									X																											
4	E	320	25				X						X					X										X																								
5	D	130	66				X					X				X									X																										
6	D	135	64				X					X				X									X																										
7	E	300	29				X				X					X									X																										
8	D	170	62			X						X				X									X																										
9	D	295	81			X					X					X									X																										
10	D	219	71				X					X				X									X																										
11	D	188	82				X				X											X			X											L	2			X			X				X				
12	D	90	84				X				X											X			X											L	2			X			X				X				
13	D	130	16			X					X					X									X																										
14	D	134	79			X					X					X									X																										
15	D	285	69			X					X					X									X																										
16	D	135	71			X					X					X									X																										
17	D	165	54			X					X					X									X																										
18	D	53	72			X					X					X												X																						
19	D	125	84		X						X					X												X																						
20	D	90	85				X				X								X					X											Or	1			X			X				X				
21	D	108	81				X				X					X									X																										
22	E	305	35			X						X				X												X																						
23	E	305	30			X						X				X												X																						
24	D	135	85			X					X					X									X																										
25	D	155	65			X					X								X						X										Or	1			X			X				X				
26	D	134	68			X					X					X									X																										
27	D	195	79				X					X				X									X																										
28	D	215	66				X					X				X									X																										
29	E	318	20				X						X			X												X																						
30	D	130	60			X					X					X									X																										
31	D	175	65			X					X							X							X											A	0,05		X				X				X				
32	D	76	85				X				X							X										X								A	0,05		X				X				X				
33	D	130	52				X				X							X							X											A	0,05		X				X				X				
34	D	170	60			X					X					X									X																										
35	D	66	81				X					X										X						X								A	2		X				X				X				
36	D	72	84				X					X							X										X							A	1		X				X				X				
37	D	60	86		X							X										X							X							A	2		X				X				X				
38	E	315	32			X							X			X									X																										
39	D	136	44				X				X						X								X																										
40																																																						

* E Estratificación D Diaclasa Es Esquistocidad F Falla
** Ar arena A Arcilla L Limo C Calcita IR Orgánic

Para tener una visión grafica de los datos estructurales medidos en el macizo rocoso, tomados durante las visitas de campo, se hizo uso del software *DIPS* 7.0, el cual permite analizar y visualizar este tipo de información; a partir del cual se obtienen la distribución de polos, en proyección estereográfica equiareal. Se parte de un total de 39 datos estructurales compuestos por azimut y buzamiento, a partir de los cuales se obtienen las gráficas antes mencionadas que se muestran a continuación con su respectiva descripción.

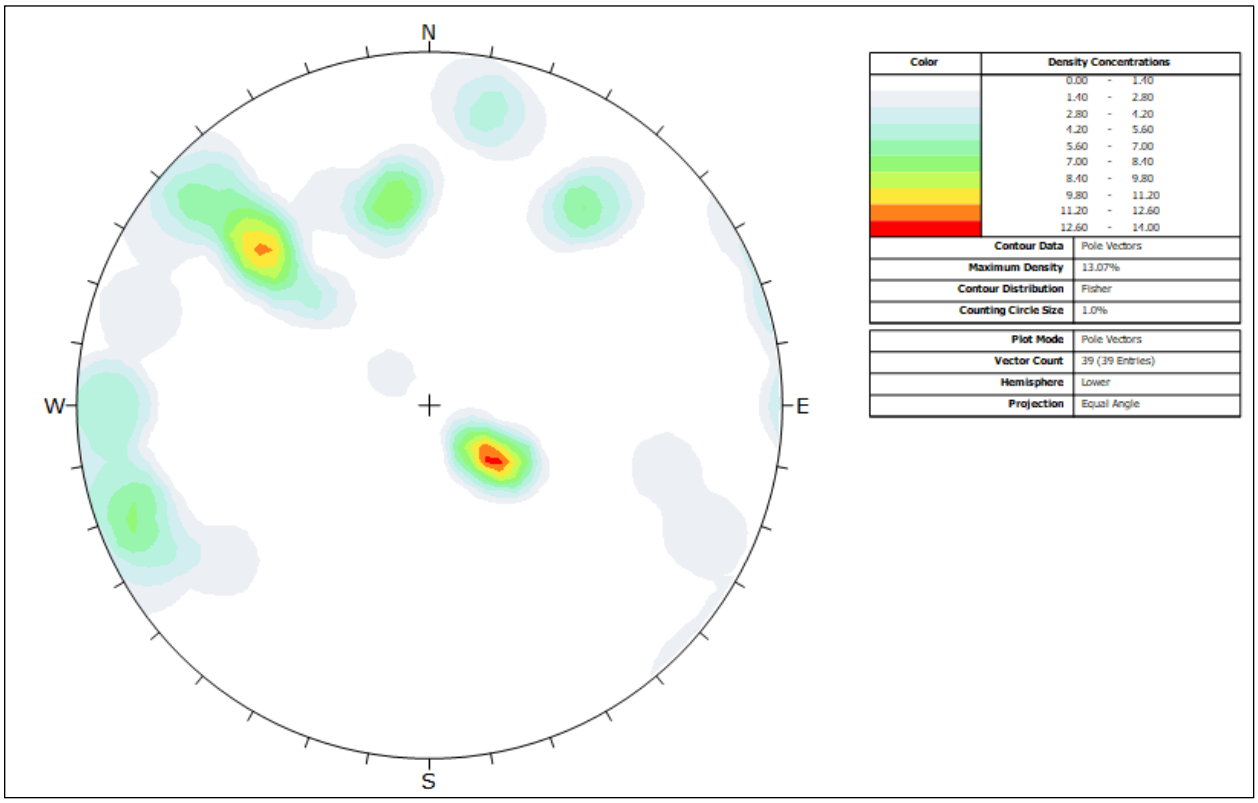


Figura 33. *Representación de datos en software Dips. Distribución de concentración de polos.*

A partir de un total de 39 datos estructurales ingresados al software, se obtuvo la representación gráfica mostrada, en la cual se observa la distribución de polos sobre la falsilla, y a partir de la cual se identifican tendencias de familias.

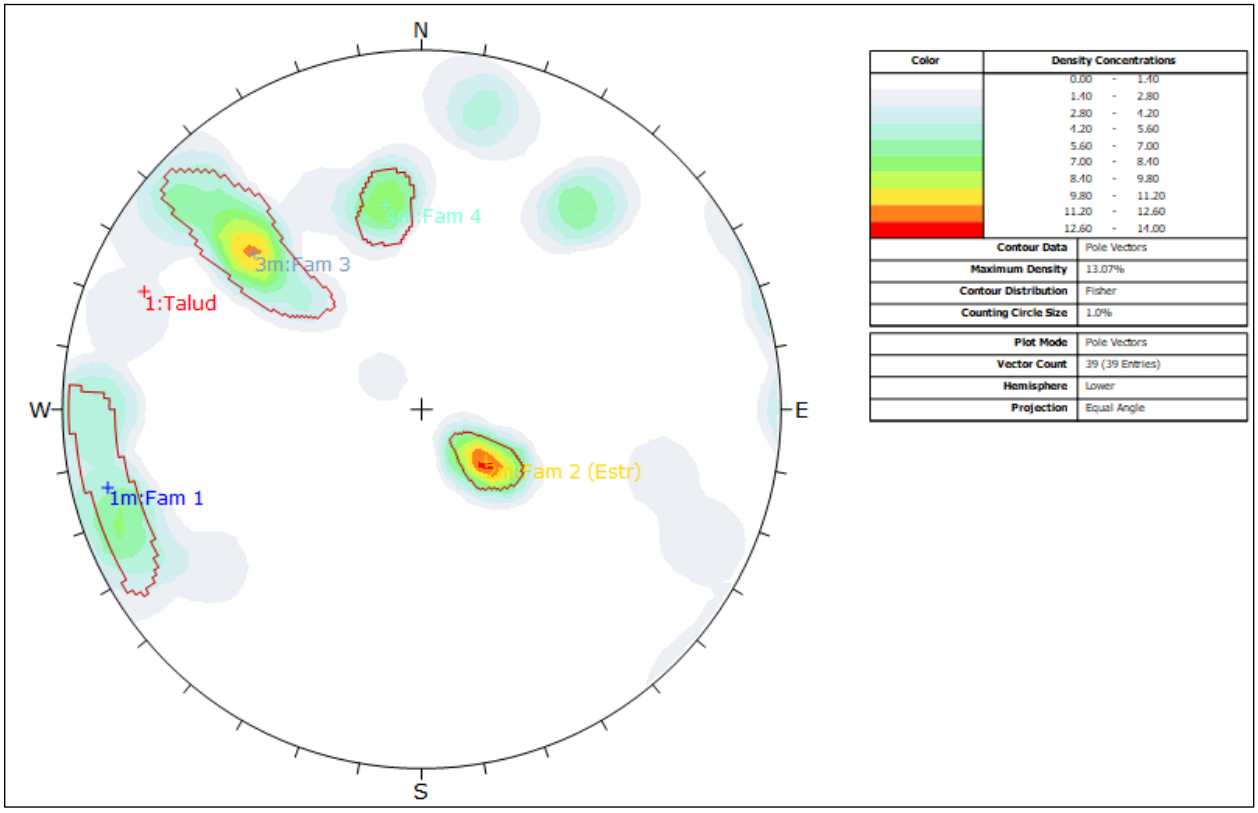


***Figura 34**. Familias de discontinuidades identificadas.*

Dichas concentraciones se organizaron en cuatro grupos representados por tres planos o familias relacionados con diaclasas, y el cuarto, la estratificación. Se presentan las orientaciones promedio de cada familia definidas mediante dato azimutal y buzamiento:

Familia diaclasas F1: 76/84
Estratificación F2: 309/26
Familia diaclasas F3: 133/84
Familia diaclasas F4: 170/60.

Condiciones mecánicas de las discontinuidades

Con base en las observaciones realizadas en campo, se identificó y caracterizó el grupo de discontinuidades relacionadas con la estratificación, que resultan proclives a presentar y presentan deslizamientos planares en la superficie del talud. Su parametrización se realizó siguiendo los criterios de Barton – Bandis, basados en las características geométricas de las superficies de las discontinuidades, la resistencia de la matriz rocosa y el coeficiente de fricción de la superficie.

A nivel general se trata de discontinuidades poco espaciadas, con relleno, significativamente escalonadas - onduladas y rugosas, por lo tanto, se asume que la resistencia de la discontinuidad depende de las características de las rocas en contacto y la geometría de la discontinuidad, salvo en casos puntuales donde existirá un control del relleno en la resistencia de la discontinuidad. Se obtuvo un coeficiente de fricción

básico de 29º grados en las superficies rocosas, mediante ensayos de Tilt - test en campo y un valor residual de 21°.



Figura 35. *Identificación en campo de propiedades físicas de las discontinuidades.*

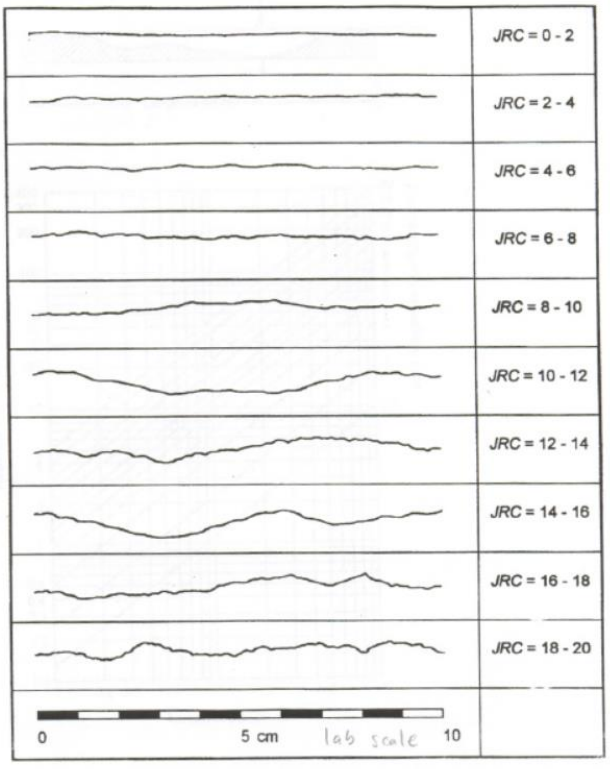


Figura 36. *Rugosidad de las discontinuidades analizadas, valor promedio de JRC = 11*

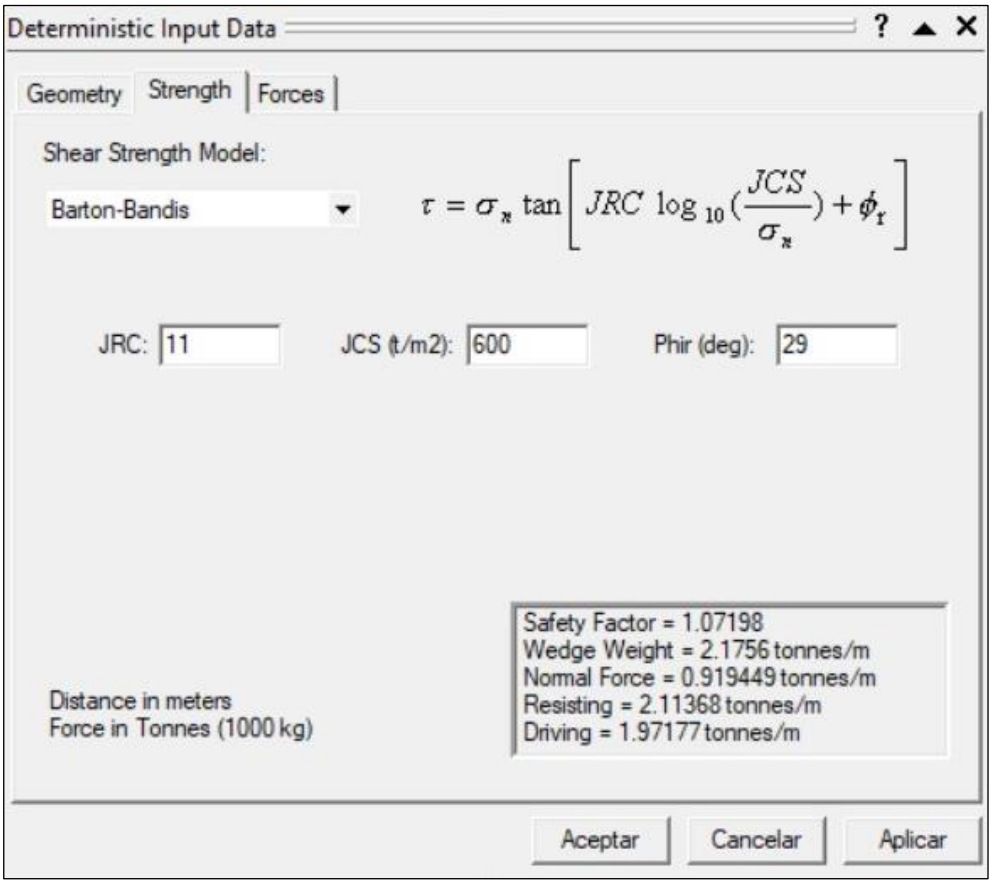


Figura 37. *Parámetros de resistencia de juntas para análisis de deslizamiento Planar (planos de estratificación) Realizado en el software RocPlane de Rocscience.*

6.6.8 CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO SMR

De acuerdo a la exploración y caracterización de la zona, se pudo observar que se presenta una homogeneidad en cuanto al tipo de roca y por ende, no hay diferencias superficiales y a profundidad en sus propiedades físicas y mecánicas. Se caracteriza a la roca del macizo como una roca de resistencia intermedia de arenisca (Ria) según nomenclatura UGI (Unidades de Geología para Ingeniería).

Romana (1985) propone la clasificación de la estabilidad de taludes en roca en función del SMR (Slope Mass Rating), definido como una modificación del sistema RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski (1973). El SMR está dado por la ecuación:

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

Donde
F1 depende del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y la cara del talud y se define como:

$$F1 = (1 - \sin(\alpha j - \alpha s))$$

Donde
αj es dirección de discontinuidad.
αs es dirección del talud
Los valores que puede obtener este parámetro se encuentran entre (0,15-1,0).

F2 depende del buzamiento de la discontinuidad en la rotura plana y se define como, analíticamente se obtiene por la expresión:

$$F2 = \tan 2\ (\beta j)$$

Donde

βj es buzamiento de la discontinuidad. Los valores que puede obtener este parámetro se encuentran entre 0,15 y 1,0.

F3 representa la relación entre los buzamientos de la discontinuidad y del talud, dada por los valores propuestos por Bieniawski (1973)

F4 representa el factor de ajuste según el método de excavación.

De una manera resumida, la siguiente tabla muestra el proceso para obtener estos factores.

Tabla 23*. Factor de ajuste de clasificación SMR (Romana, 1985).*

Factores de ajuste de las juntas. F1, F2 y F3.	***Muy Favorable***	***Favorable***	***Normal***	***Desfavorable***	***Muy desfavorable***
Planar: $\alpha_j - \alpha_s$	> 30°	30° -20°	20° - 10°	10° - 5°	<5°
Vuelco:	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
$\alpha_j - \alpha_s - 180°$ ***Analítico:***	$F_1 = \left[1 - \sin(\alpha_j - \alpha_s)\right]^2$				
$[\beta_j]$	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35 ° - 45°	> 45°
Valores Planar	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Valores Vuelco	1.00				
Ajuste analítico:	$F_2 = \left[\tan(\beta_j)\right]^2$				
Planar $[\beta_j - \beta_s]$	> 10°	10° - 0°	0°	0 ° - (-10°)	< -10°
Vuelco $[\beta_j + \beta_s]$	< 110°	110° - 120°	> 120°	-	-
Valores:	0	-6	-25	-50	-60
Ajuste analítico:	F3= Se mantienen los valores propuestos por Bieniawski (1976 – 1979).				
Factor de ajuste por el método de excavación.	F4= Valores empíricos establecidos para cada método de excavación.				
	Talud natural	Pre corte	Voladura Suave	Voladura o mecánico	Voladura deficiente
	+15	+10	+8	0	-8

Esta metodología permite estimar de manera cualitativa la posibilidad cinemática de un talud, a partir de parámetros que definen la calidad del macizo, como se observa en la siguiente tabla:

CLASE SMR	I 110-81	II 80-61	III 60-41	IV 40-21	V 20-0
Descripción	Muy buena	Buena	Normal	Mala	Muy mala
Estabilidad	Totalmente estable	Estable	Parcialmente estable	Inestable	Totalmente inestable. Grandes roturas por planos continuos o por la masa. Reexcavación
Roturas	Ninguna	Algunos bloques	Algunas juntas o muchas cuñas	Juntas o grandes cuñas	
Tratamiento	Ninguno	Ocasional	Sistemático	Corrección	

Figura 38. *Clases de estabilidad mediante la metodología SMR. Tomado de Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.*

MECANISMO DE FALLA	FALLA PLANAR		FALLA DE CUÑA		FALLA POR VOLTEO	
Relación	SMR > 60	Ninguna	SMR > 75	Muy pocas	SMR > 65	Ninguna
	60 > SMR > 40	Importantes	75 > SMR > 40	Algunas	65 > SMR > 50	Menores
	40 > SMR > 15	Muy grandes	40 > SMR > 75	Muchas	50 > SMR > 30	Muy grandes

Figura 39. *Relación de índice SMR con el tipo de falla para taludes. Tomado de Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.*

Para el actual proyecto se realizó el análisis de SMR para la zona del talud más crítica que ha presentado inestabilidad y caída de bloques. El corte se puede observar en la siguiente figura:

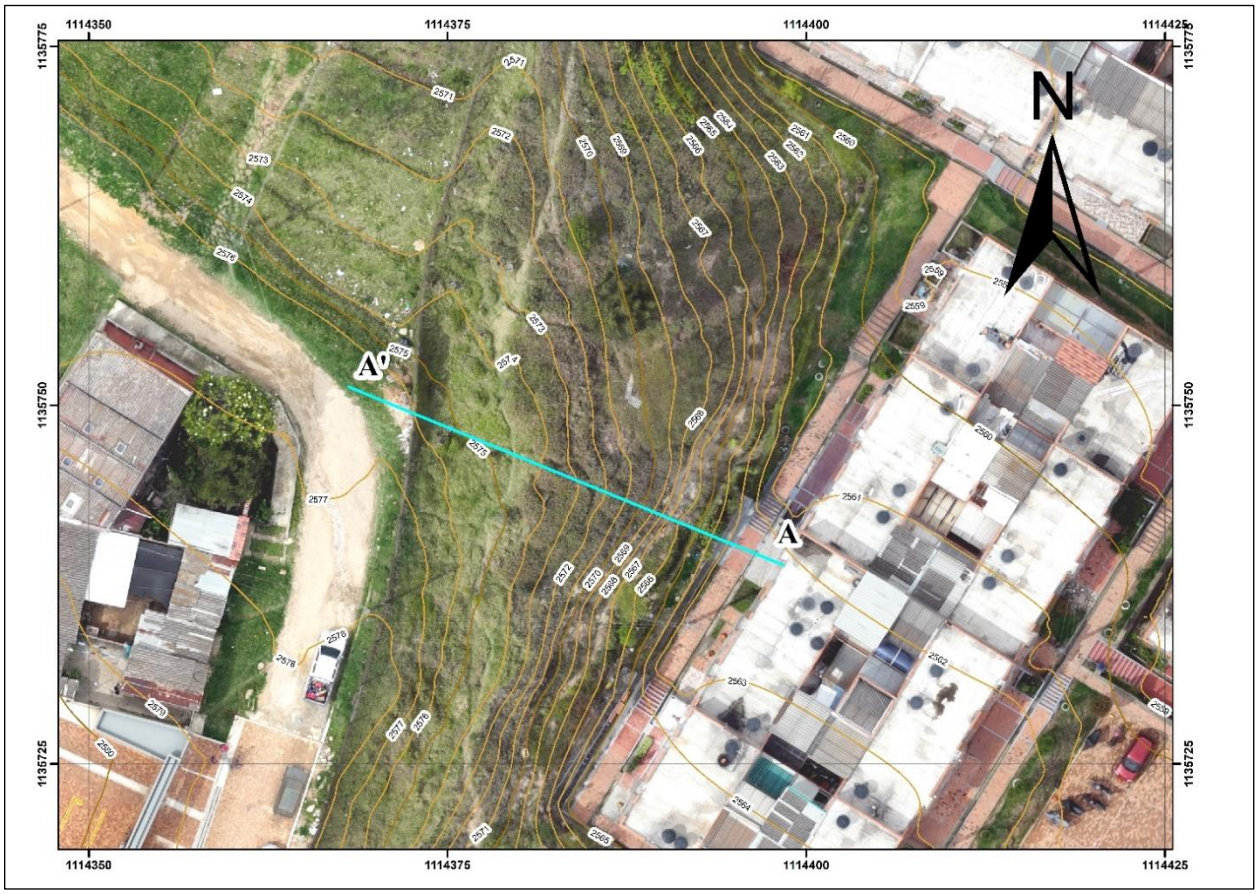


***Figura 40**. Corte para el análisis cinemático del talud y clasificación SMR del macizo.*

6.6.8.1. Clasificación geomecánica RMR

La clasificación geomecánica RMR permite obtener un índice de calidad del macizo rocoso a partir de 5 parámetros:

1. Resistencia de la roca intacta.
2. Índice de calidad de la roca.
3. Espaciamiento de las discontinuidades
4. Condición de las discontinuidades.
5. Presencia de agua.

Cada parámetro tiene un puntaje y unas subclasificaciones asignadas y se van sumando (Ver tabla 12).

***Tabla 24**. Clasificación del macizo rocoso RMR.*

Parámetro: Resistencia de la matriz rocosa (MPa)							
Ensayos de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
Compresión simple	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	1<
Puntuación	15	12	7	4	2	1	0

RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%
Puntuación	20	17	13	6	3

Separación entre discontinuidades	>2m	0.6-2m	0.2-0.6m	0.06-0.2m	<0.06m
Puntuación	20	15	10	8	5

Parámetro: Estado de las discontinuidades					
Longitud de la discontinuidad	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m
Puntuación	6	4	2	1	0
Abertura	Nada	<0.1mm	0.1-1mm	1-5mm	>5mm
Puntuación	6	5	3	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave
Puntuación	6	5	3	1	0
Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno blando <5mm	Relleno blando >5mm
Puntuación	6	4	2	2	0
Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
Puntuación	6	5	3	1	0

Caudal por 10m del túnel NA	Nulo	10 litros/minuto	10-25 litros/minuto	25-125 litros/minuto	>125 litros/minuto
Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5
Estado general	Seco	Ligeramente seco	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
Puntuación	15	10	7	4	0

Corrección por la orientación de las discontinuidades						
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

RMR BÁSICO = 61
RMR CON CORRECCIONES POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES = 56

De acuerdo a los resultados obtenidos a partir de las tablas anteriores se clasifica el macizo rocoso según la siguiente tabla:

Tabla 25*. Clasificación de macizo rocoso RMR, parámetros mecánicos sugeridos.*

Índice RMR: calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR				
Clase	***Calidad***	***Valoración RMR***	***Cohesión***	***Ángulo de rozamiento***
I	Muy buena	100-81	> 4 kg/cm2	>45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm2	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm2	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm2	15°-25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm2	< 15°

El índice RMR va desde 0 hasta 100 puntos a partir de los cuales el macizo rocoso puede clasificarse en 5 categorías.

Muy buena: 100 – 81
Buena: 80 – 61
Media: 60 – 41
Mala: 40 – 21
Muy mala: <20

El RMR general que se obtuvo para el macizo rocoso fue de 61, y se realizó el debido ajuste por orientación, el RMR básico se clasificó de la siguiente manera:

Tabla 26: *Valoración del macizo*

	Resistencia de la roca	***RQD***	***Espaciamiento discontinuidades***	***Condición discontinuidades***	***Agua***
Valoración	10 (Mpa)	58	0,06 – 0,2 (m)	Ondulada rugosa, abertura < 0.1 mm, bordes duros.	Seco
Puntaje	2	11.5	8.5	24	15

6.6.8.2. SMR y factores (f1, f2, f3 y f4) – Análisis para perfil A -A'
De acuerdo a la metodología anteriormente descrita se obtuvieron los siguientes resultados para el análisis del talud que se inclina en dirección sureste, identificada con el corte transversal A -A'. El factor de ajuste según método de excavación (F4) corresponde a 0.

Tabla 27*. Consolidado para determinar el SMR de la ladera representada por el perfil A – A'. (El SMR se hace para las condiciones de falla planar y falla por volcamiento)*

FAMILIA	BUZAMIENTO	AZIMUT DEL BUZAMIENTO	FAMILIA	RMR (CORREGIDO)	P	F1	F2	P PARA F3	F3	SMR P	T PARA F1	F1	F2	T PARA F3	F3	SMR T	SMR MÁS BAJO POR FAMILIA
TALUD	**80**	**113**	TALUD														
1	84	76	FAM 1	61.00	37	0.15	1.00	4	-6	60.1	217	0.15	1	164	-25	57.25	57.25
2	26	309	PLANO DE ESTRATIFICACIÓN	61.00	196	0.15	0.40	-54	-60	57.4	16	0.7	1	106	0	61	57.4
3	67	132	FAM 3	61.00	19	0.7	1.00	-13	-60	19	161	0.15	1	147	-25	57.25	19
4	60	170	FAM 4	61.00	57	0.15	1.00	-20	-60	52	123	0.15	1	140	-25	57.25	52

Tabla 28*. Clases de estabilidad SMR (Romana, 1985).*

Tipo de Rotura	***Intervalos SMR***	***Frecuencia***
Planas	SMR > 60 60> SMR > 40 40> SMR >15	Ninguna Importantes Muy grandes
Por vuelco	SMR > 65 65 > SMR > 50 50> SMR > 30	Ninguna Menores Importantes

Tabla 29. *Clases de estabilidad SMR (Romana, 1985).*

Descripción de las clases SMR										
Clase N°	***Vb***	***Va***	***IVb***	***IVa***	***IIIb***	***IIIa***	***IIb***	***IIa***	***Ib***	***Ia***
Descripción	Muy mala		Mala		Normal		Buena		Muy buena	
Estabilidad	Totalmente inestable		Inestable		Parcialmente inestable		Estable		Totalmente estable	
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la matriz		Grandes juntas y/o grandes cuñas		Algunas juntas o muchas cuñas		Algunos bloques		Ninguna	
Sostenimientos	re excavación		Importantes		Sistemáticos		ocasionales		Ninguna	

6.6.9 GSI (GEOLOGICAL STRENGTH ÍNDEX) ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA, HOEK ET AL (1995).

La determinación de los parámetros del GSI se basa en las descripciones de la calidad del macizo rocoso en lugar de formular datos de entrada cuantitativos como en los sistemas RMR, Q y RMI. El GSI es utilizado para la estimación de los parámetros de entrada para el cálculo de la resistencia, solo es una relación empírica y los procesos asociados a las clasificaciones de la ingeniería de rocas.

Bajo estas consideraciones y con las características propias del macizo rocoso y las unidades geo mecánicas definidas se obtuvo un valor de GSI. Desde el punto de vista mecánico las rocas aflorantes son blandas a intermedias, y las condiciones de las discontinuidades en cuanto a espaciamiento, aberturas, rellenos de las mismas y rugosidad resultan desfavorables a niveles superficiales; hacia el interior, el macizo aumenta su calidad y competencia.

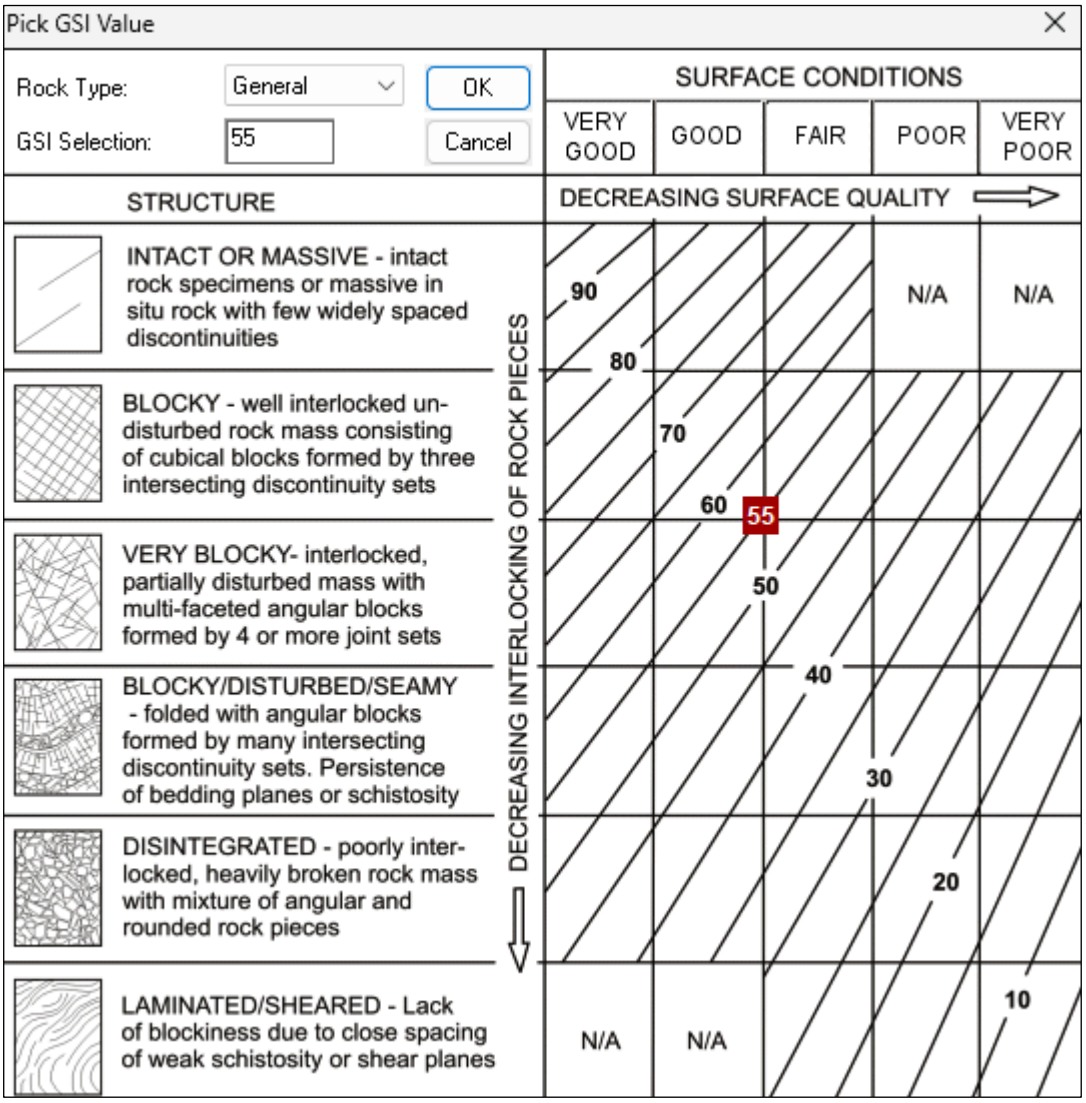


Figura 41. *Clasificación del macizo rocoso GSI.*

6.7 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

El criterio de rotura usado fue el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown. Los parámetros de entrada son los obtenidos de los ensayos de roca, así como correlaciones y valores de literatura de forma complementaria. El criterio de Hoek Brown – utiliza el Sigci (compresión simple), mi (estimado mediante el ensayo de compresión simple y el ensayo de tracción indirecta), y los valores cualitativos del GSI y D a partir de observaciones y comparaciones relativas.

Con los anteriores datos se calcula la Cohesión, el ángulo de fricción interna de la roca (φ), el módulo de deformación, el esfuerzo a la compresión global del macizo rocoso y demás parámetros necesarios para el estudio del macizo.

El factor D, identifica el grado de perturbación del macizo rocoso teniendo en cuenta los métodos de excavación y la relajación de esfuerzos. Debido a que se no contemplan métodos muy agresivos para la excavación. El valor estimado para el factor D es de 0.

Los datos de entrada y resultados de la aplicación se encuentran relacionados en la siguiente tabla.

Tabla 30. *Determinación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso.*

DATOS DE ENTRADA ROCLAB		***DATOS DE SALIDA ROCLAB***	
Sigci	10 Mpa	***Mb***	3.408
GSI	55	***S***	0.0067
Mi	17	***a***	0,504
D	0	***C***	0.160 Mpa
H Talud	15 m	***Ø***	54.28º
Tipo de roca	Arenisca	***Em***	1122.77 Mpa
		σc	2.497 Mpa

7. MODELO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO

Con base en la exploración y caracterización realizada y expuesta anteriormente, se pudo obtener el modelo geológico geotécnico del área a estudiar. Este tipo de modelo integra información geológica con propiedades geotécnicas para proporcionar una representación detallada del subsuelo y sus características. A partir del modelo resultante, se permite analizar la estabilidad de talud y en función de los resultados de la evaluación, se diseñan las medidas óptimas para prevenir o mitigar los problemas geotécnicos presentes.

A continuación, se presenta el modelo geológico geotécnico desde planta y perfil, obtenido del área del proyecto y las características de los materiales del mismo.

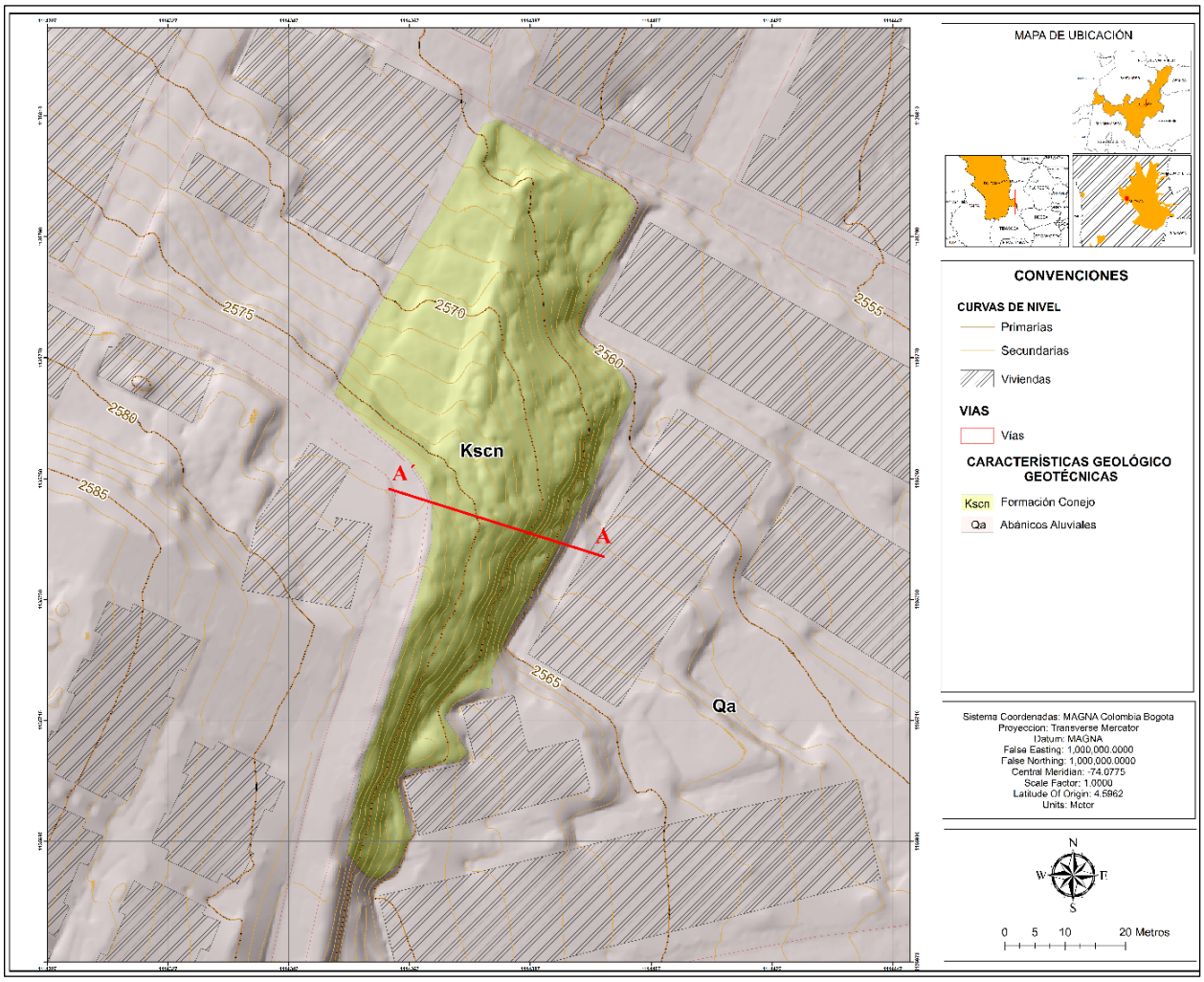


***Figura 42**. Mapa de planta del modelo geológico geotécnico del sector "Mirador La Esperanza".*

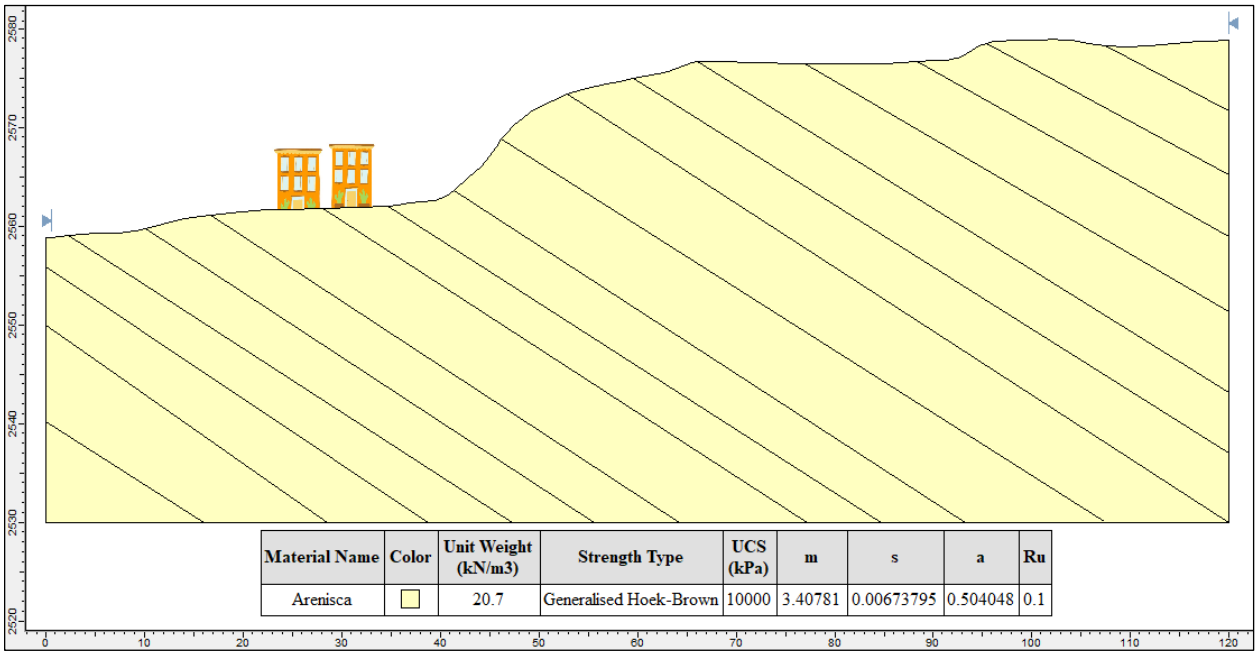


Figura 43. *Corte A – A'. Perfil del Modelo geológico geotécnico del sector "Mirador La Esperanza".*

El área del proyecto se compone de dos materiales litológicos. Por un lado, hacia la parte de la corona y el pie del talud, se presenta un depósito de abanico aluvial; por el otro, el macizo rocoso del talud está compuesto de arenisca de la formación Conejo (Kscn). La inestabilidad y la problemática que se presenta en el área, específicamente involucra a la parte de las areniscas; dentro del depósito no se encuentran problemas de tipo geotécnico, el depósito no se ubica dentro del área inestable y tampoco se evidencian efectos sobre el mismo.

La arenisca del macizo rocoso es una roca con resistencia media – baja, de índice de resistencia geológica entre 50 y 60. En cuanto a parámetros geotécnicos de roca y del macizo, se presentan los observados en la siguiente tabla.

Areniscas R2 (ISMR)	
PARÁMETRO	**VALOR**
γ	2.11 tn/m^3
σ_{CI}	10 MPa
GSI	55
m_i	17
D	0
mb	3.408
s	0.0067
a	0.504
C' (Cohesión)	150 KPa
Φ' (Ángulo de fricción)	54.28º
Módulo de deformación	1122 MPa

El macizo rocoso no presenta nivel freático; en general se encuentran 4 familias de discontinuidades que controlan el comportamiento geomecánico del talud. Los deslizamientos y caídas de rocas son principalmente influenciados por la familia de discontinuidades con un azimut de 133º y una inclinación de 88º, su interacción con las demás familias, el estado de las propiedades físico mecánicas de las mismas (expuesto y caracterizado anteriormente) y, por otro lado, el factor de erosión diferencial por niveles de roca menos competentes y de bajo espesor de arcillolita y limolita. El talud presenta una baja variabilidad en cuanto a su composición. Sin embargo, el macizo rocoso es de baja calidad superficialmente, más o menos 0.3 - 0.4 m, pero hacia su interior mejoran las propiedades geomecánicas, se concluye, entonces, que la mayor parte del macizo es de buena calidad.

8. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD

8.1 CRITERIOS DE EVALUACION DE LA ESTABILIDAD GENERAL DEL TALUD

Para el análisis de estabilidad del talud, así como la estabilidad de los bloques o paquetes rocosos superficiales del mismo susceptibles a deslizamiento planar, se consideran los siguientes escenarios:

-. Estado actual de la ladera; considerando condiciones estáticas sin efecto sísmico y con efecto sísmico (Análisis pseudo estático).

-. Análisis de bloques colgantes sobre el talud ante deslizamientos planares sobre las discontinuidades correspondientes a familia de diaclasas “F3”, siendo la condición más crítica; considerando condiciones estáticas sin efecto sísmico y con efecto sísmico (Análisis pseudo estático), condiciones críticas de saturación en el caso de que esta condición sea realista.

Las consideraciones respectivas para los análisis, son las establecidas en la norma sismo resistente NSR 10, Titulo H, capítulo H.5.2, así como lo establecido en el numeral A.2 del título de esta misma norma en cuanto a los parámetros sísmicos para el análisis pseudo - estático de estabilidad de taludes.

La posición y orientación del perfil para el análisis, se escogió para un modelo promedio de las características geométricas de la ladera y adicionalmente la tendencia de las pendientes. Posteriormente con la información de exploración y caracterización geo mecánica, se extractaron los parámetros mecánicos del material. A continuación, se presenta el corte desde planta y perfil con la distribución de las capas o estratos encontrados generalizado a nivel del macizo rocoso.



Figura 44*. Corte para el análisis de estabilidad general del talud.*

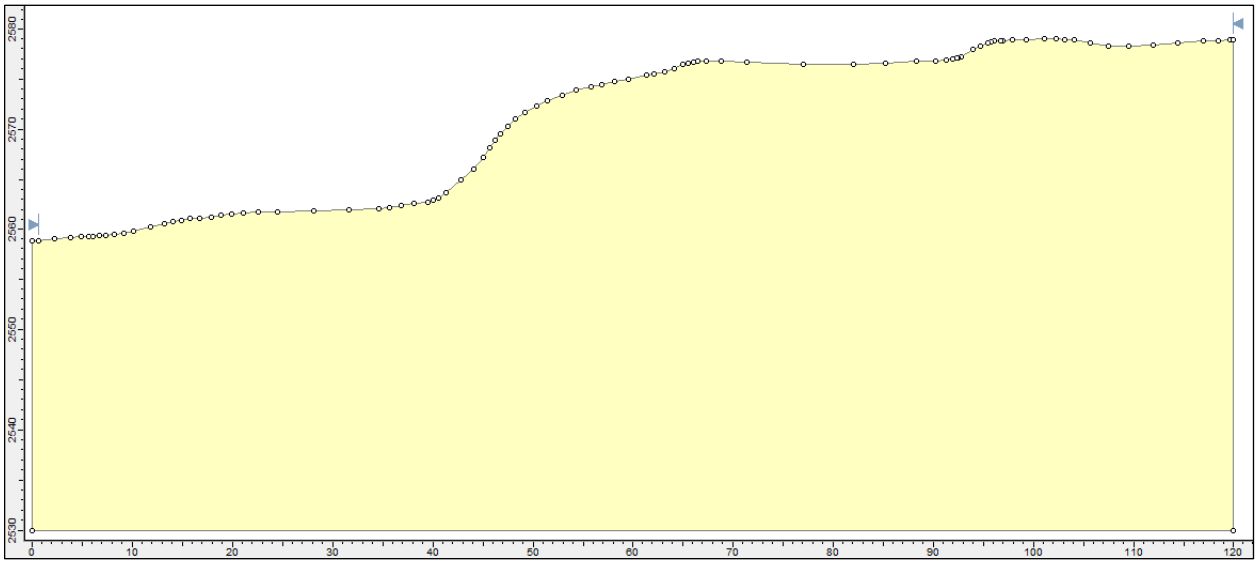


Figura 45. *Perfil geológico - geotécnico del talud en su condición actual.*

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kPa)	m	s	a	Ru
Arenisca		20.7	Generalised Hoek-Brown	10000	3.40781	0.00673795	0.504048	0.1

Tabla 31. *Parámetros geomecánicos del talud.*

La metodología planteada para la evaluación de amenaza consiste en la aplicación de los criterios establecidos en la tabla H.2.4-1 de la NSR-10 que se resume en lo siguiente:

Tabla 32. *Factores de seguridad básicos mínimos para estabilidad de taludes.*

Condición	***Diseño***	***Construcción***
Taludes-condición estática y agua subterránea normal	1,50	1,25
Taludes condición Pseudo estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño.	1,05	1,00

8.1.1 PARÁMETROS SÍSMICOS:

La clasificación del perfil del suelo corresponde con Tipo B, según NSR-10. El periodo de retorno para el cual se obtiene dicha aceleración corresponde a 475 años.

Del estudio general de amenaza sísmica de Colombia (2009) se extraen las aceleraciones sísmicas en función del periodo de retorno sísmico para Duitama.

Tabla 33*. Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10).*

Zona de amenaza sísmica	Alta
Aa Coef. De aceleración pico efectiva (g)	0.16

Tabla 34. *Clasificación del tipo de suelo y obras civiles según NSR 10.*

Perfil Tipo	A
Aa	0.2
Av	0.25
A. Sísmica	Alta
Fa	0.8
Coef impor I	I

El coeficiente de importancia de la estructura fue definido por el tipo del proyecto; en conformidad con la tipología de las obras y lo establecido en la NSR- 10.

Para el cálculo del coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudo estático de taludes KST o conocido como Kh se ha seguido lo estipulado en el numeral H.5.2.5 de NSR-10, como se muestra a continuación, encontrando que Kh = 0,16.

Tabla 35*. Parámetros sísmicos calculados para análisis pseudo estático del talud.*

a_{max} Aceleración máxima del terreno (Sa=Aa*Fa*I)	0.16
K_{ST}/a_{max} Mínimo para análisis pseudoestático de taludes	1
K_{ST} - Coef. Sísmico de diseño para análisis pseudoestático (K_h)	0.16
K_v - Coef. Aceleración Vertical definido como $2/3K_h$	0.11

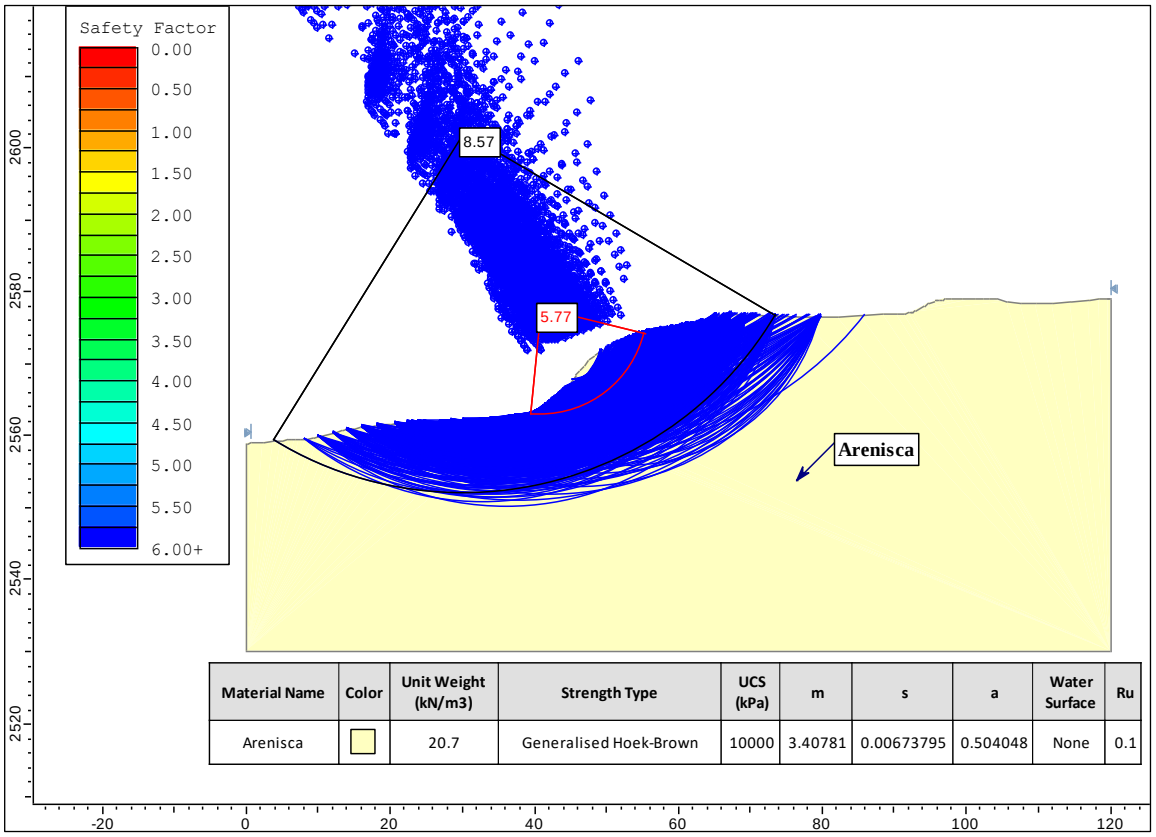
8.2 MODELAMIENTO EN SOFTWARE

8.2.1 MODELAMIENTO DEL ESTADO ACTUAL DEL TALUD

Para el análisis de estabilidad se considera apropiado el método de equilibrio límite en el software slide v6 con la metodología de Janbú Corregido ya que, de los métodos disponibles en el software, este asume un factor de ajuste por las simplificaciones en las que se basa. Se obtuvieron los siguientes factores de seguridad**:**

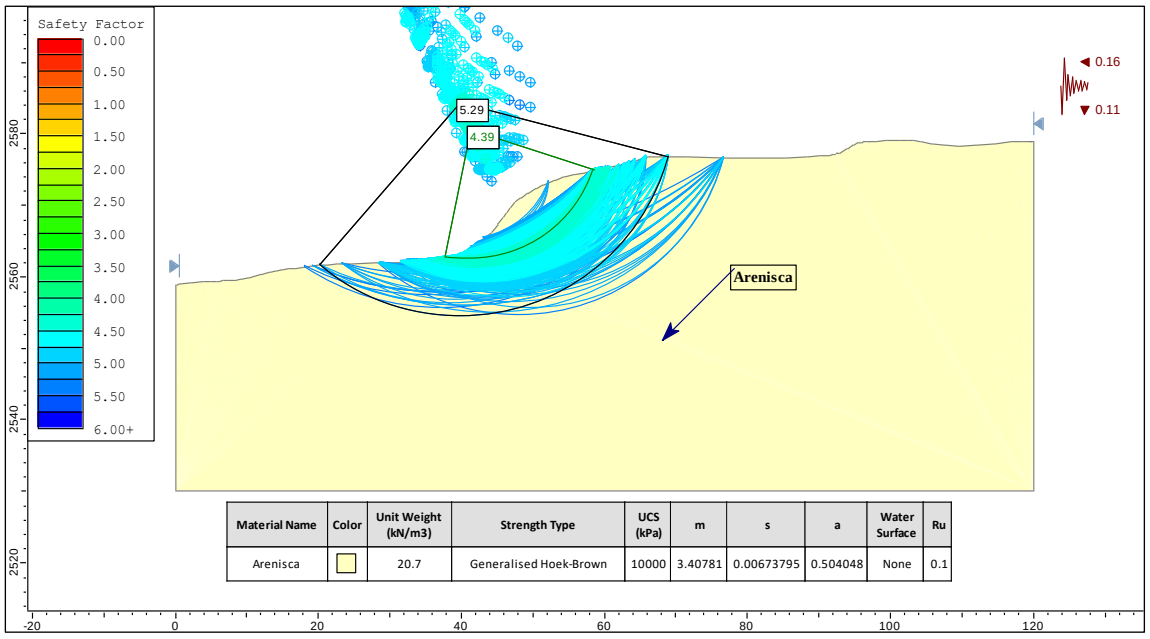
Tabla 36*. Resultados del análisis de equilibrio límite para los perfiles analizados.*

Perfil	***Condición estática Fs.***	***Condición sísmica pseudo estática Fs.***	***Cumplimiento NSR 10 título H***
Talud general	8.57	5.77	Sí
Bloques superficiales por deslizamiento Planar por familia 1 de discontinuidades.	1.07	0 .72	No



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kPa)	m	s	a	Water Surface	Ru
Arenisca		20.7	Generalised Hoek-Brown	10000	3.40781	0.00673795	0.504048	None	0.1

Figura 46*. Análisis de estabilidad del talud general, condición actual, análisis estático.*



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kPa)	m	s	a	Water Surface	Ru
Arenisca		20.7	Generalised Hoek-Brown	10000	3.40781	0.00673795	0.504048	None	0.1

Figura 47*. Análisis de estabilidad del talud general, condición actual, análisis pseudoestático.*

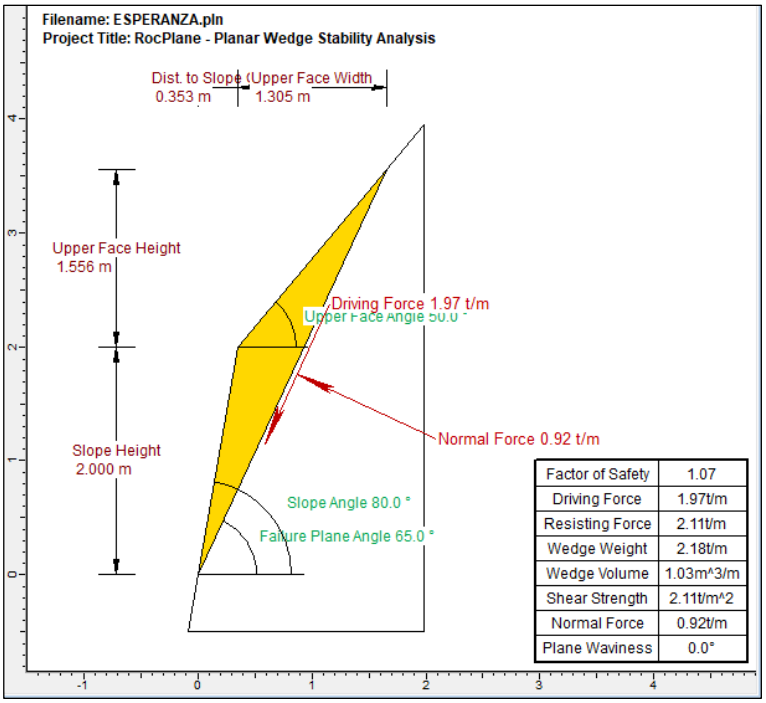


Figura 48. *Análisis de estabilidad de bloques por deslizamiento Planar (planos críticos) bajo condiciones estáticas.*

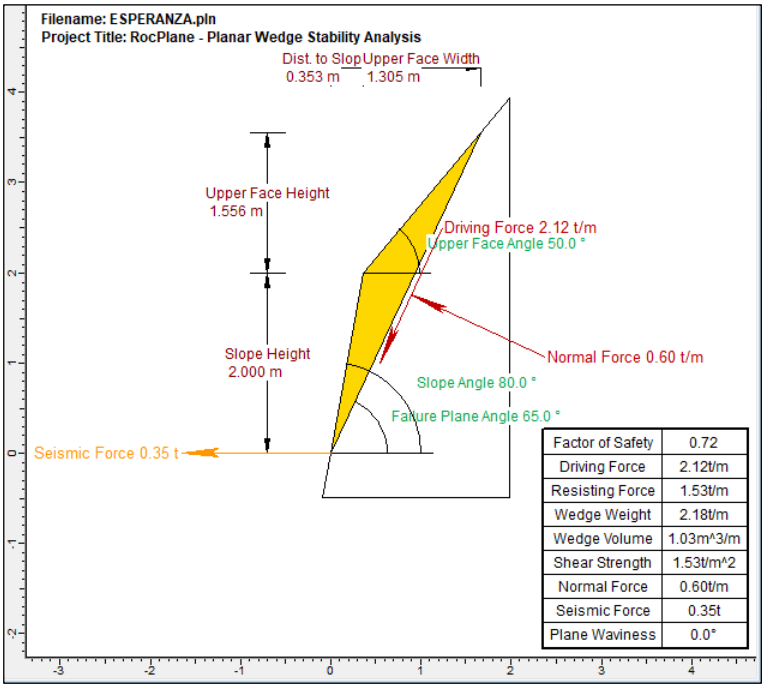


Figura 49. *Análisis de estabilidad de bloques por deslizamiento planar (Planos críticos) bajo condiciones sísmicas (análisis pseudoestático).*

Conforme al análisis anterior, se obtuvieron factores de seguridad que cumplen con las exigencias de la norma sismo resistente NSR 10 para el caso del talud general de la ladera. Esto quiere decir que no se pueden presentar grandes movimientos de masa. En el caso de los bloques formados por la dinámica del macizo rocoso y su composición, los cuales son susceptibles a presentar deslizamiento o falla planar, se obtuvieron valores que no cumplen con las exigencias de la NSR 10. Es por esta razón, que estos bloques van cayendo por gravedad y ruedan para situarse en el pie del talud, generando así, daños a bienes materiales de la zona en estado de vulnerabilidad.

8.1.1 CONSIDERACIONES SOBRE EL NIVEL FREÁTICO O TABLA DE AGUA

En el talud no se encontró nivel freático alguno y las condiciones de las juntas denotaban el estado predominante del talud. La misma condición del macizo rocoso en cuanto a las direcciones y buzamientos de las discontinuidades, el estado de las mismas, y la composición de la matriz rocosa, no permite la captación o almacenamiento de agua. Las rocas de la formación geológica encontrada y relacionada directamente con la ladera, en su mayoría corresponden a rocas de alta permeabilidad primaria y secundaria, lo cual limita la capacidad de retención de agua en las partes altas de las laderas, esta última fluye rápidamente hacia partes más bajas en el interior del macizo rocoso.

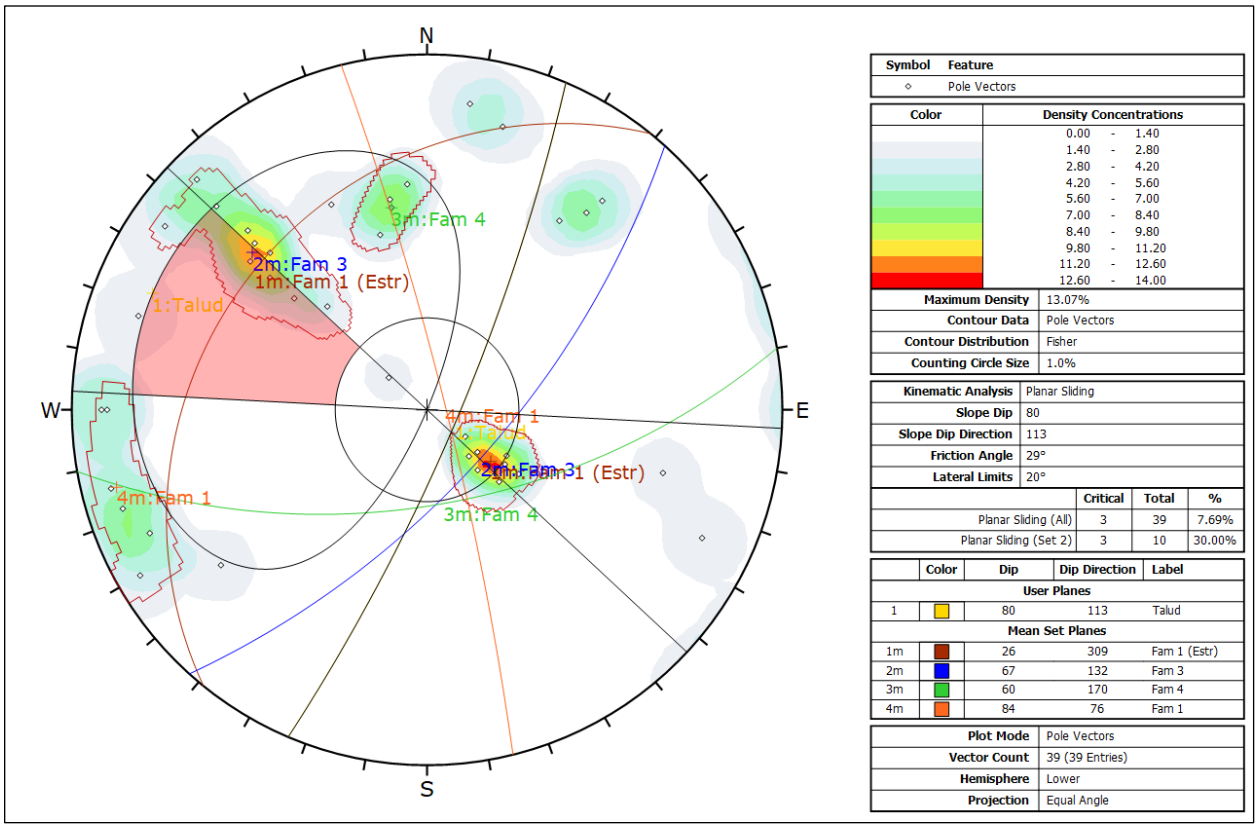
De lo anterior no se estima nivel freático incluso en escenarios críticos, descartando la hipótesis de saturación total del talud, pues no es un escenario realista en este caso.

8.3 ANÁLISIS CINEMÁTICO DEL MACIZO ROCOSO

Con base en lo anterior, tanto en el análisis de estabilidad para bloques como en la clasificación del macizo rocoso SMR; se pudo observar que el macizo presenta caídas de bloques por deslizamiento planar y volcamiento de cuñas. Se realiza entonces el análisis cinemático con el fin de identificar específicamente potenciales deslizamientos producidos por las fracturas y discontinuidades del macizo rocoso, y relacionados con condiciones locales inmediatas. Evaluando 4 escenarios a saber:

-. Deslizamiento planar
-. Deslizamiento de cuñas
-. Volcamiento directo
-. Volcamiento por flexión

8.3.1 DESLIZAMIENTO POR FALLA PLANAR



Symbol	Feature
◇	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.40
	1.40 - 2.80
	2.80 - 4.20
	4.20 - 5.60
	5.60 - 7.00
	7.00 - 8.40
	8.40 - 9.80
	9.80 - 11.20
	11.20 - 12.60
	12.60 - 14.00

Maximum Density	13.07%
Contour Data	Pole Vectors
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Planar Sliding
Slope Dip	80
Slope Dip Direction	113
Friction Angle	29°
Lateral Limits	20°

	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	3	39	7.69%
Planar Sliding (Set 2)	3	10	30.00%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1		80	113	Talud
Mean Set Planes				
1m		26	309	Fam 1 (Estr)
2m		67	132	Fam 3
3m		60	170	Fam 4
4m		84	76	Fam 1

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	39 (39 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Figura 50. *Análisis cinemático, deslizamiento por falla planar.*

8.3.2 DESLIZAMIENTO POR CUÑAS

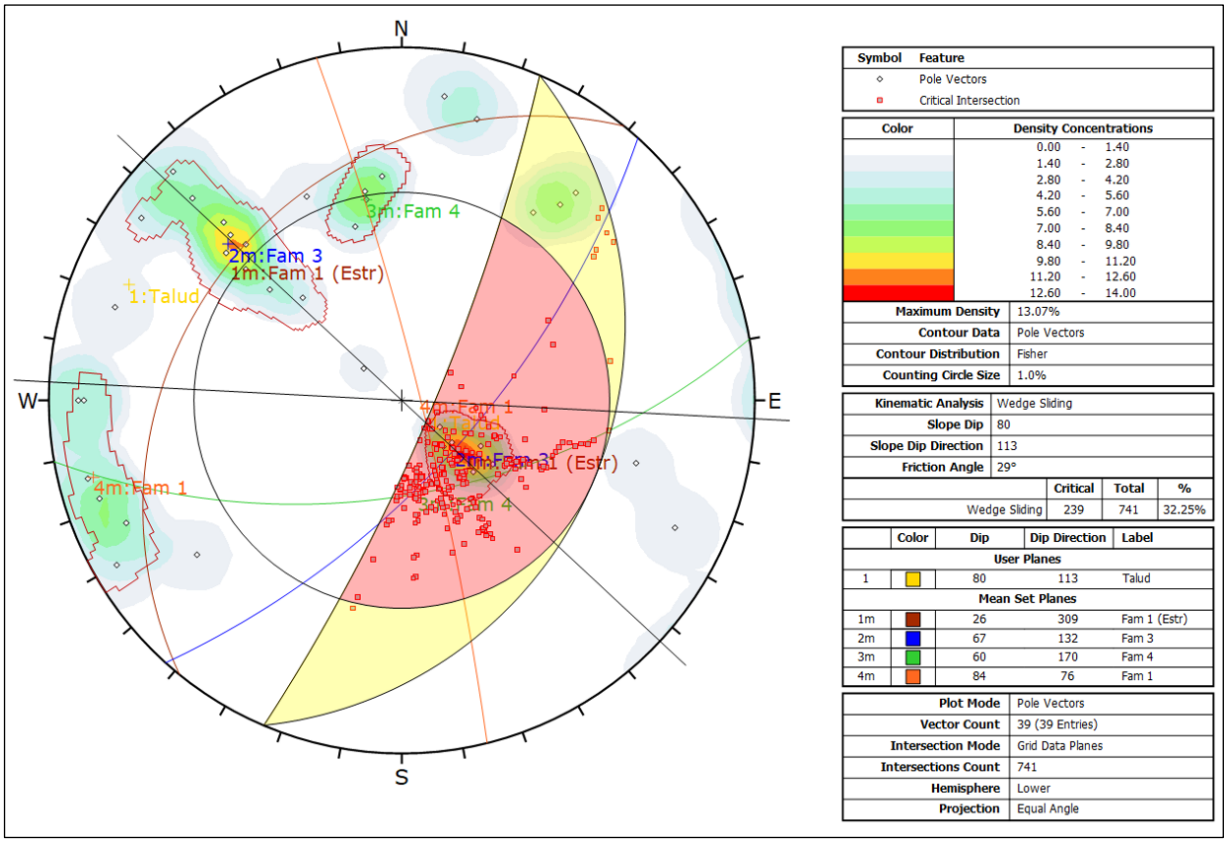
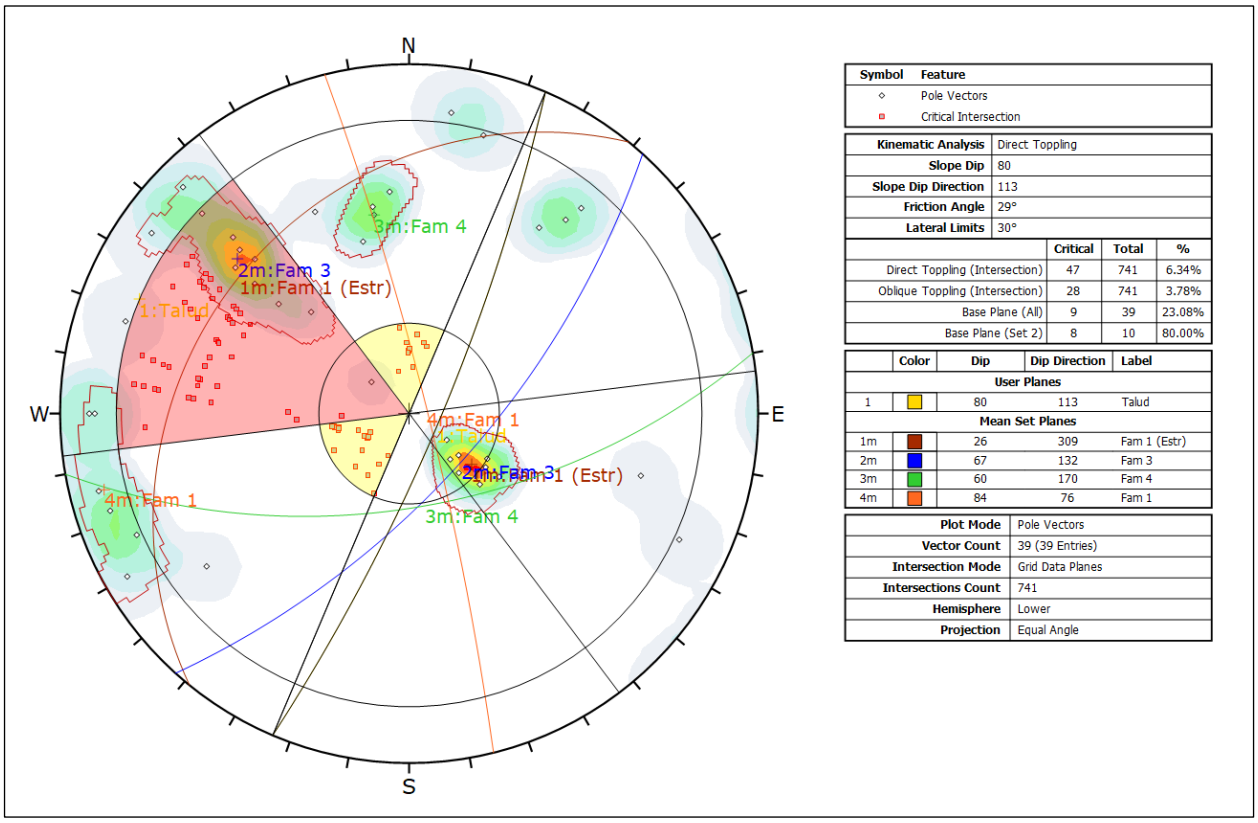


***Figura 51**. Análisis cinemático, deslizamiento por cuñas.*

8.3.3 VOLCAMIENTO DIRECTO



Symbol	Feature
◇	Pole Vectors
▫	Critical Intersection

Kinematic Analysis	Direct Toppling
Slope Dip	80
Slope Dip Direction	113
Friction Angle	29°
Lateral Limits	30°

	Critical	Total	%
Direct Toppling (Intersection)	47	741	6.34%
Oblique Toppling (Intersection)	28	741	3.78%
Base Plane (All)	9	39	23.08%
Base Plane (Set 2)	8	10	80.00%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1		80	113	Talud
Mean Set Planes				
1m		26	309	Fam 1 (Estr)
2m		67	132	Fam 3
3m		60	170	Fam 4
4m		84	76	Fam 1

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	39 (39 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	741
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Figura 52*. Análisis cinemático, deslizamiento por volcamiento directo.*

8.3.4 VOLCAMIENTO POR FLEXURA

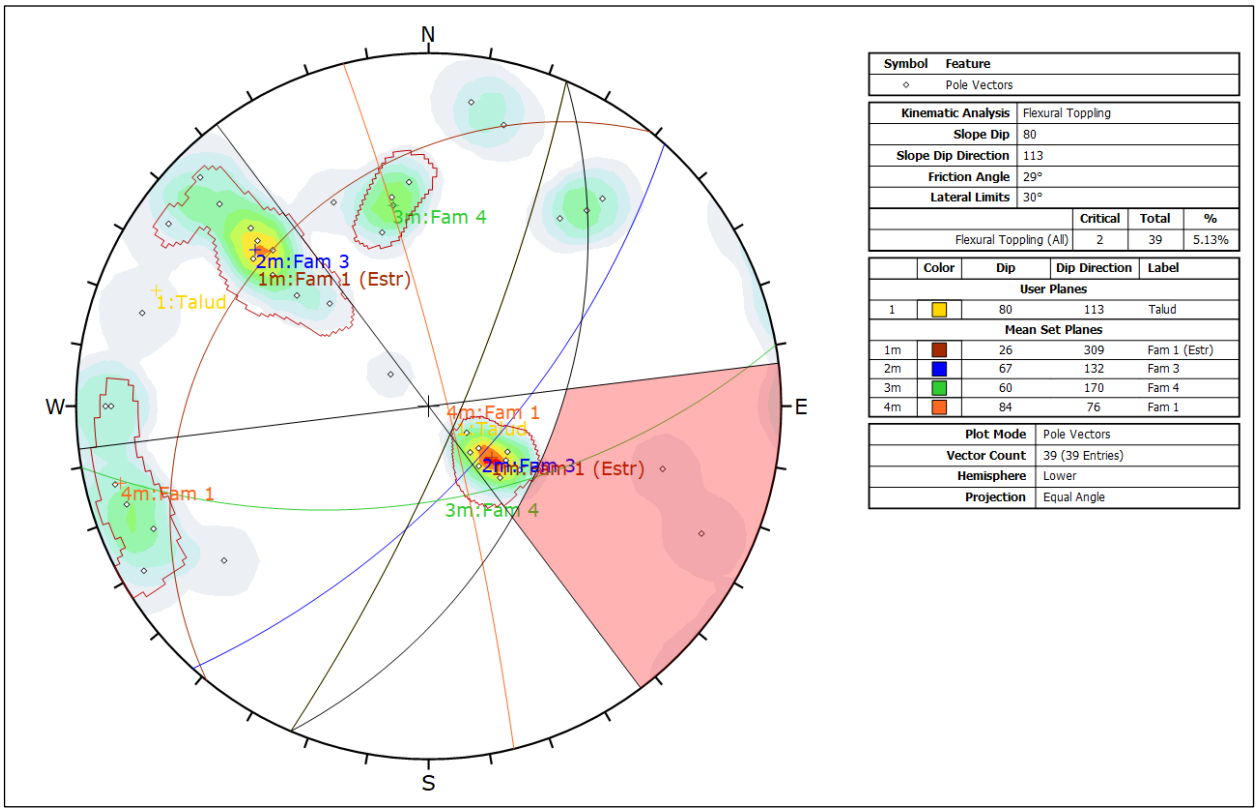


Figura 53. *Análisis cinemático, deslizamiento por volcamiento flexural.*

9. CALCULOS Y DISEÑOS HIDRAULICOS SISTEMA DE DRENAJE

9.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA CONTROL DE AGUAS DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

Para el manejo de captación, conducción y descarga de las aguas de escorrentía superficial y el control de la erosión o socavación por efecto de estas, en el área a manejar; se diseña un sistema de cunetas de drenaje de tipo flexible en cada uno de los niveles planteados, con descarga y conducción hasta un canal principal igualmente flexible y adaptado a las condiciones de la pendiente topográfica respectivas.

Para tal fin se tomaron las consideraciones y recomendaciones realizadas para diseño de este tipo de obras, dadas por (INVIAS, 2009).

9.2 DISEÑO DE HIETOGRAMAS DE TORMENTA DE PRECIPITACIÓN PARA EL AREA A INTERVENIR

A partir de las curvas IDF sintéticas, se estiman las tasas de precipitación para eventos tormenta para los periodos de retorno seleccionados de 2, 3, 5, 10, 20, 50 y 100 años, con duración próxima al tiempo de concentración del área de captación, esto en razón de que los aguaceros con duraciones próximas al tiempo de concentración para un área dada maximizan la respuesta hidrológica en términos de caudal pico. Para el caso del área de vaso bajo estudio, correspondiente a áreas pequeñas de entre 540m^2 y 1800m^2, para un total aproximado de 5.870m^2 el tiempo de concentración se estimó en entre 5 y 12 minutos para un periodo de retorno de diseño de entre 5 y 10 años tomando una intensidad de 101mm/h:

La duración de los Hietogramas de precipitación se diseña para una duración de 10 min, a continuación, se presentan las curvas IDF sintéticas para la estación Duitama (24030350), en forma de tabla y sus respectivas graficas:

Tabla 37 *Curvas sintéticas Estación San Pablo 23060160 – IDF IDEAM.*

INTENSIDAD P. (mm/h)		***PERIODO DE RETORNO T (años)***							
N	***t (min)***	***2***	***3***	***5***	***10***	***20***	***50***	***100***	***500***
1	5	117	126	139	158	181	215	245	333
2	10	74	80	89	101	115	137	156	212
3	15	57	62	68	78	89	105	120	163
4	20	47	51	56	64	73	87	100	135
5	25	41	44	49	56	63	76	86	117
6	30	36	39	43	49	56	67	77	104
7	35	33	36	39	45	51	61	69	94
8	40	30	33	36	41	47	56	64	86
9	45	28	30	33	38	43	52	59	80
10	50	26	28	31	35	40	48	55	75

11	55	25	27	29	33	38	45	52	70
12	60	23	25	28	32	36	43	49	66
13	65	22	24	26	30	34	41	46	63
14	70	21	23	25	29	33	39	44	60
15	75	20	22	24	27	31	37	42	57
16	80	19	21	23	26	30	35	40	55
17	85	19	20	22	25	29	34	39	53
18	90	18	19	21	24	28	33	37	51
19	95	17	19	20	23	27	32	36	49
20	100	17	18	20	23	26	31	35	48
21	105	16	17	19	22	25	30	34	46
22	110	16	17	19	21	24	29	33	45
23	115	15	16	18	21	24	28	32	43
24	120	15	16	18	20	23	27	31	42

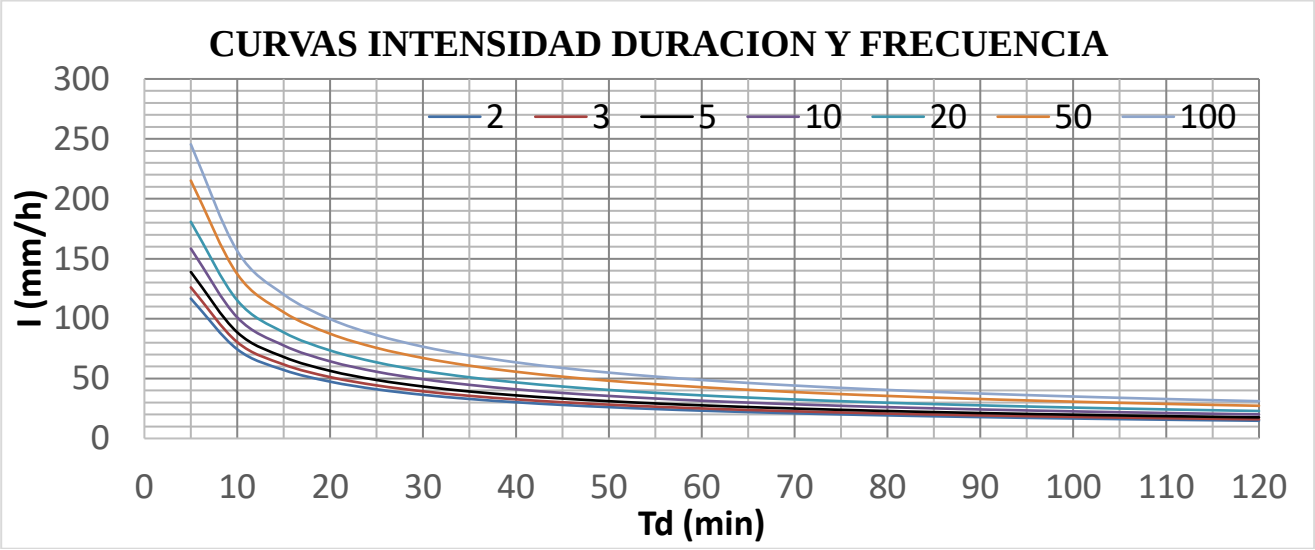


Figura 54 *curvas IDF sintéticas estación Duitama (*24030350)

9.2.1 DELIMITACIÓN DE ÁREAS AFERENTES PARA ELEMENTOS DE DRENAJE

La delimitación del área aferente para la cuneta proyectada, se realizó a partir del levantamiento topográfico general incluyendo el planteamiento de cortes a realizarse y conformación del terraceo, empleando software GIS para determinar el área de drenaje para dicha cuneta. Se trata de un área muy pequeña, de aproximadamente a 500m^2.

9.2.2 CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO POR MÉTODO RACIONAL

El método racional parte de la definición del coeficiente de escorrentía C, valor adimensional, el cual se puede definir como la relación entre el volumen de escorrentía superficial, VE, y el volumen de precipitación total, Vp, ambos expresados en m^3, así:

$$Qe = C * A * i$$

Donde:
C= Coeficiente de escorrentía del área aferente.
A= Área aferente al punto de aforo en m^2
i= Intensidad de precipitación en (m/s) para la duración de diseño y el periodo de retorno de diseño.

El valor del coeficiente de escorrentía para las áreas aferentes al sistema de zanjas en diseño, se calculó empleando el mapa de números de curva realizado para la microcuenca en el modelamiento hidrológico para análisis de amenaza por inundación y la curva de frecuencia para la precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno considerados, aplicando las siguientes formulas:

$$C = \frac{[(P_d - P_0)(P_d - 23P_0)]}{(P_d - 11P_0)^2}$$

Donde Po está dado por la siguiente formula:

$$P_0 = \frac{(5080 - 50.8CN)}{CN}$$

Donde:

CN= Numero de curva ponderado para el área aferente.

P_d= Precipitación máxima de 24 horas para el periodo de retorno analizado (mm).

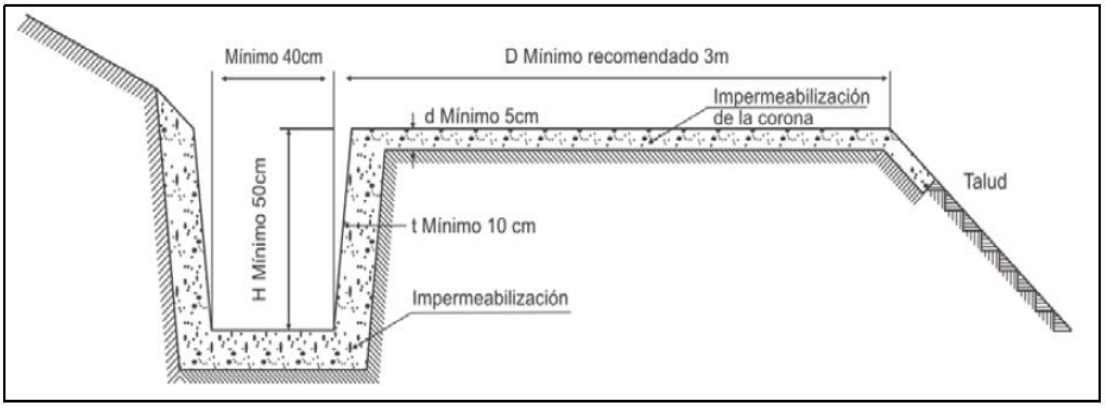
Aunque el diseño geométrico de las zanjas de coronación se realizó partiendo de las dimensiones mínimas recomendadas por (INVIAS, 2009), se planteó como criterio de aceptación, que el diseño de las zanjas tenga capacidad para conducir la escorrentía para eventos de precipitación con 10 años de periodo de retorno, para lo cual se determinaran las áreas aferentes y los caudales pico para este escenario, para la respectiva verificación hidráulica del diseño.

9.3 DISEÑO GEOMETRICO DE CUNETAS

Para selección de la ubicación de las cunetas tanto de coronación como las ubicadas en las bermas del área a reconformar y en las áreas aferentes, se siguieron las recomendaciones de distancia mínima respecto a la

corona del talud especificadas por (INVIAS, 2009), la cual está fijada en mínimo 3.0 m como se observa en la ***Figura 55***

Figura 55*. Dimensiones mínimas para zanjas de coronación (INVIAS, 2009).*



Siguiendo la anterior recomendación, se procedió a diseñar y proyectar la ubicación espacial de la cuneta, sobre la topografía detallada con el planteo del diseño geométrico del Talud, asegurando a su vez condiciones de tirante hidráulico consistentes y las dimensiones mínimas recomendadas para la sección transversal. Los detalles en planta se presentan en el Anexo 5.0. A continuación, se presenta El planteamiento del sistema de drenaje superficial.

Tabla 38 *Planteamiento del sistema de drenaje superficial.*

Tramo	1 -2
Long planta	55.00
Tipo	1.00
Area_aferente	503.00
Nodo Inicial	1.00
Nodo Final	2.00
Z_Inicial	2567.72
Z_Final	2558.15
Pendiente	0.17
Longitud real (m)	55.8

Para el cuneteo en concreto las geometrías se pueden elaborar de forma mucho más precisa.

Se plantea una sección Tipo para el diseño de las cunetas:

Cuneta de sección cuadrada en concreto, con un ancho de 0.4 metros, y para zonas de pendiente mayor al 10%, las mismas cunetas con pantallas deflectoras CPD Dicho sistema de las cunetas en materiales flexibles se ajustarán a la tendencia topográfica natural del trazado; no se requieren cortes y o conformaciones adicionales.

Los detalles de diseño de las cunetas y del sistema de drenaje general, se presentan tanto en planta como en perfil, en el Anexo 5.0, correspondiente a los planos generales y particulares de diseño de las obras.

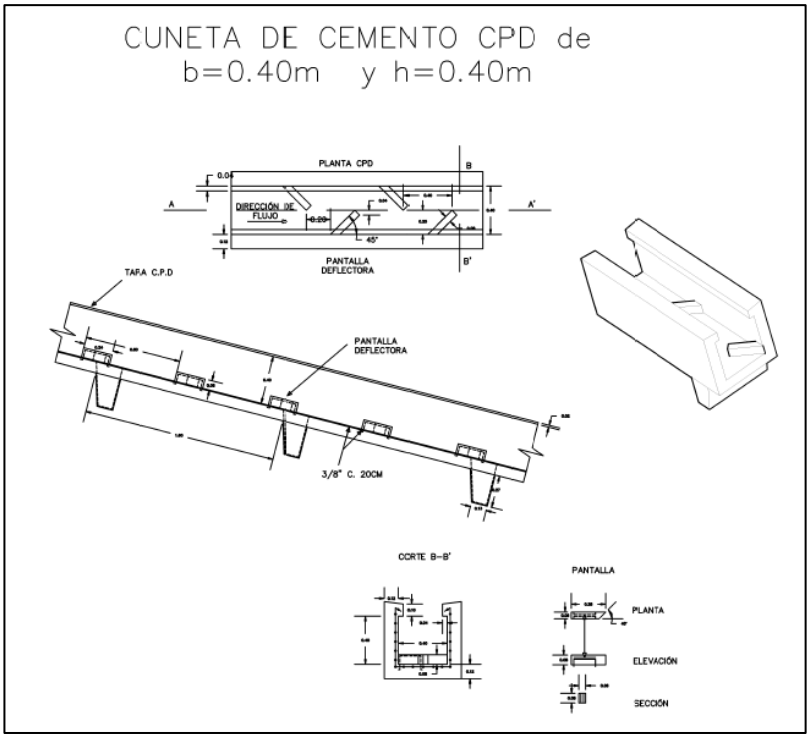


Figura 56. *Diseño de sección de cuneta y detalles geométricos cunetas CPD.*

Las cunetas en concreto tanto las normales como los canales CPD en su construcción debe emplearse concreto de resistencia f'c= 3000 PSI como mínimo, con su refuerzo estructural en varilla de acero conforme lo que se detalla en planos de diseño. Las cunetas deben cumplir todos los requisitos normativos INVIAS en todos los casos, más las recomendaciones de diseño expuestas aquí.

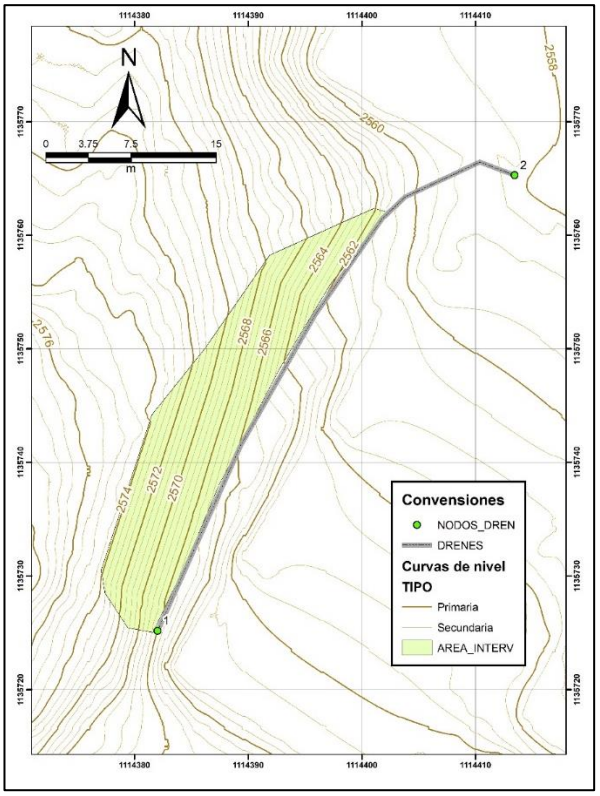


Figura 57: *Planta de disposición y distribución del sistema de drenaje superficial*

Los detalles del diseño del sistema de drenaje, se presentan en el Anexo 5.0, correspondiente a los planos generales y particulares de diseño de las obras.

9.4 VERIFICACION HIDRAULICA DE CUNETAS

El drenaje de escorrentía, corresponde a las aguas producto de lluvia, que fluyen en la superficie buscando un sitio puntual donde verter su caudal, drenaje que es evacuado por cunetas de sección trapezoidal, y cuyo comportamiento hidráulico se puede evaluar utilizando la fórmula de Manning. La metodología trabajada encuentra su base tanto en las normas RAS 2000, como en el Manual de Drenaje para Carreteras del Invias.

El caudal y dimensiones de las cunetas se estiman principalmente con el método racional y la expresión de Manning, de acuerdo al tipo de recubrimiento y la topografía existente, en este caso la conformación de las terrazas.

La expresión de Manning, corresponde a la siguiente formulación:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:
Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
A: Área mojada, en metros cuadrados (m2).

R: Radio hidráulico, en metros (m).
S: Pendiente, en metros por metro (m/m).

Con la expresión anterior es posible obtener la lámina de flujo y la velocidad en la sección para el caudal a manejar.

Para esta evaluación es necesario verificar que la lámina de agua debe ser menor a la profundidad de la cuneta y a su vez, que la velocidad sea menor que la máxima permitida para el material de la cuneta, pero mayor a la velocidad de sedimentación., se generan pendientes de canales adecuadas para evitar sedimentación de finos y arenas.

El caudal de manejo es definido a partir del método racional conforme fue definido en el capítulo anterior, para las áreas aferentes, ya sean las laderas aferentes o el área a intervenir propiamente dicha.

Algunos materiales recomendados para revestimiento de canales artificiales se encuentran en (INVIAS, 2009), junto con las magnitudes máximas permitidas para la velocidad de flujo (ver ***Tabla 39***).

Tabla 39*. Velocidades máximas para diferentes materiales de revestimiento en canales artificiales (INVIAS, 2009).*

MATERIAL	***VELOCIDAD MAXIMA (m/s)***
Ladrillo común (Lc)	3
Ladrillo vitrificado (Lv)	5
Arcilla vitrificada (Av)	4
Concreto 175 Kg/cm^2	6
Concreto 210 Kg/cm^2	10
Concreto 280 Kg/cm^2	15
Concreto 350 Kg/cm^2	20

Para los diseños de cunetas se corrobora que cumplan con los radios de curva mínimos para evitar sobre elevaciones del agua y desborde.

Esto se logra empleando la siguiente expresión para régimen súper crítico:

$$R_0 = \frac{4 * v^2 * B}{g * h}$$

Descole de cunetas: El descole de las cunetas y en general el de las estructuras hidráulicas, se debe realizar sin alterar drásticamente los patrones de flujo del cuerpo de agua receptor o terreno receptor y sin originar problemas de socavación. Así, en cada punto de desagüe de un tramo de cuneta es necesario evaluar el impacto potencial sobre la corriente receptora en cuanto a cambios de velocidad y caudal y minimizar la erosión, ya sea con un mejor ángulo de entrega del canal y/o una velocidad igual o menor a la de la corriente receptora. Esto último se logra con disminuciones en la pendiente del canal de entrega o con incrementos en la rugosidad del revestimiento o en la sección transversal del canal.

A continuación, se presentan las tablas de cálculo Resumen de los análisis de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para cada tramo de drenaje establecidos en el diseño.

Tabla 40*.Cálculo de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para Cunetas cuadradas en concreto.*

Tramo	1 -2
Long planta	55.00
Tipo	1.00
Area_aferente	503.00
Nodo Inicial	1.00
Nodo Final	2.00
Z_Inicial	2567.72
Z_Final	2558.15
Pendiente	0.17
Longitud real (m)	55.8

Caudal de diseño Método racional	
P Retorno Tr Años	10
Profundidad de precipitación (mm)	17.40
T duración evento (min)	12
C Coefciente de escorrentía	0.40
ie	6.96
I (mm/h)	101.00
Area vaso (m2)	5.03E+02
Qe m3/s	5.64E-03
Qe Lt/s	5.64
Ve Lt	2032.1

Calado hidráulico cuneta rectangulares (m)	
n Manning	0.014
S Pendiente canal	0.17
b	0.4
Qe m3/s	5.64E-03
h (m)	0.010
hi (m)	0.0103
hi (m)	0.0103
hi (m)	0.0103
hi (m)	0.0103

hi (m)	0.0103
hi (m)	0.0103
h1(m)	0.0103
A h (m2)	0.004
P h (m)	0.421
V1 h (m/s)	1.37
B superficie libre agua (m)	0.40
Fr	4.29
v (Ns/m2)	1.13E-03
Re	11875
Energía especifica (mkg/kg)	0.11
h Diseño (m)	0.40
B Diseño (m)	0.40

Radio de curva mínimo cuneta (m)	
P Retorno Tr Años	10
Qe Lt/s	5.64
V h (m/s)	1.37
B superficie libre agua (m)	0.40
Dz sobre elevación (m)	1.05
r curva min (m)	30.44
r curva (m)	0.07

10. EVALUACIÓN SISMOLÓGICA

10.1 CONSIDERACIONES REGIONALES

El municipio de Duitama se ubica en zona de amenaza sísmica alta, según la zonificación establecida y expuesta en el titulo A de la norma sismo resistente NSR 10, apéndice A4, basado en el estudio sísmico nacional (AIS 2010). Como fuentes sismogénicas regionales de importancia, potenciales generadores de sismos de gran magnitud, está en primer lugar la falla Boyacá atravesando el sector noroccidental del municipio, el sistema de fallas del pie de monte llanero (Guaicáramo - Yopal); y en segundo lugar las fallas del pie de monte occidental contra el valle medio del Magdalena (Mulato – Honda). En el caso del pie de monte llanero dichas fallas, dada su naturaleza y la posición tectónica que ocupan, tienden a presentar sismos mayores a 5 en términos de Magnitud de Momento (Mw), con eventos probables hasta de magnitud 8 (Mw), (AIS 2010), con el agravante de la naturaleza superficial de dichos Sismos, que pueden ocurrir a menos de 30 km de profundidad, y por tal razón manifestarse fuertes deformaciones y cambios topográficos así como intensidades sísmicas (Escala de Mercalli) muy altas en las regiones cercanas de los epicentros de dichos sismos y propagando ondas sísmicas a decenas y cientos de kilómetros de distancia.
Fallas más cercanas como la Falla Boyacá o las que recorren la región, además de las existentes en el área inmediatas a Duitama, son fuentes sismogénicas que no registran actividad muy intensa o sismos de gran magnitud; por lo general inferior a 4 (Mw) y profundidades mayores a 40km. Los sismos en esta región, de baja magnitud y gran profundidad no se manifiestan con desplazamientos en superficie. En conclusión, la peligrosidad sísmica a la que está expuesto el predio de la implantación del proyecto está relacionada con las aceleraciones que producen las ondas sísmicas eventualmente generadas en el Pie de Monte Llanero a una gran distancia (mayor a 100Km) o en las fuentes próximas del sector. Por tal motivo el estudio general de amenaza sísmica de Colombia (2009) así como La NSR – 10 definen al municipio de Duitama en amenaza alta. Bajo esas consideraciones se esperan aceleraciones verticales menores comparadas con las horizontales; aproximadamente kv=2/3kh o menores.

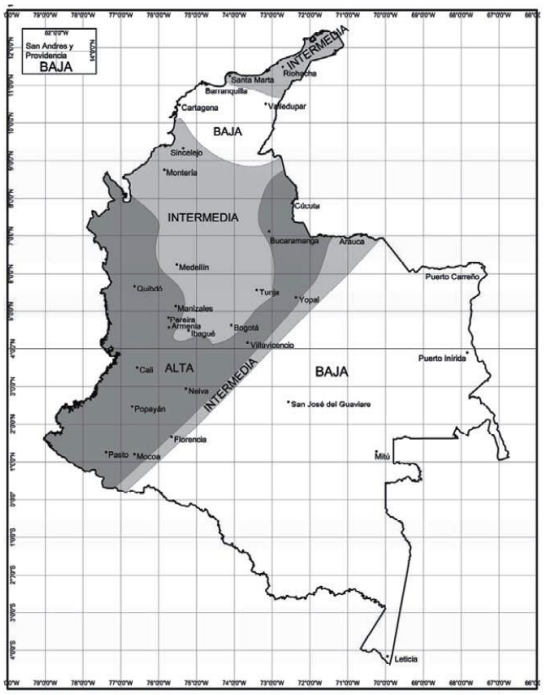


Figura 58. *Mapa de Amenaza Sísmica de Colombia. Fuente: AIS 2010*

Del estudio general de amenaza sísmica de Colombia (2009) se extraen las aceleraciones sísmicas en función del periodo de retorno sísmico. Extraídas para Duitama:

Tabla 41. *Aceleración sísmica como fracción de la gravedad, para distintos periodos de retorno, Para Duitama. Estudio general de amenaza sísmica de Colombia AIS (2009).*

Tr en años (Duitama)	***Magnitud de aceleraciones (g) (gallego)***
31	0.06
225	0.152
475	0.20
1000	0.232
2500	0.296

Tabla 42*. Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10).*

Zona de amenaza sísmica	Alta
Aa Coef. De aceleración pico efectiva (g)	0.20
Av Coef. De velocidad pico efectiva	0.25
Ae Aceleración pico reducida seguridad limitada (g)	0.16
Ad Aceleración pico efectiva al nivel de Umbral de daño (g)	0.08

11. DISEÑO DE OBRAS PARA MANEJO Y SOLUCIÓN GEOTÉCNICA

Con base en la caracterización geotécnica realizada y detallada en los capítulos anteriores, se plantean las obras para manejo y solución de la problemática encontrada en El Mirador de La Esperanza. La solución se fundamente en la reconformación geométrica de la pendiente que conforma el talud.

La **Figura 59** permite visualizar la reconformación realizada en el Mirador de La Esperanza teniendo en cuenta el tipo de materiales hallados en la zona (roca), se busca que la ladera reconformada se proteja con un sistema que impida tanto la caída de bloques como la erosión producto del intemperismo en la cara del talud, a través de la implementación de un sistema conjunto de manto de cobertura vegetal y malla pernada de alta resistencia y un manejo adecuado de aguas por medio de una sistema de evacuación de tipo CPD y en la **Figura 60** es posible observar un ejemplo de la conformación geométrica de excavación y estimación de cantidad de movimiento de tierras.

Los detalles de diseño geométrico, geotécnico e hidráulico se presentan en el Anexo No. 5.0 del presente Informe mediante planos de diseños de obras.

11.1 DISEÑO GEOMÉTRICO Y MOVIMIENTO DE TIERRAS

En las **Figura 59** es posible visualizar el diseño geométrico y de conformación del talud y las obras hidráulicas consideradas en la obra y en la **Figura 60** se observa una sección transversal ejemplo de la conformación del talud.

El diseño de la excavación geométrica consiste el movimiento de un volumen aproximado de 460m³ de materiales abarcando un área aproximada de 450 m², disponiéndose en una pendiente del 103% con una inclinación de 46° alcanzando un máximo de 2 metros en altura aproximada de 8m respecto a la base de la reconformación.

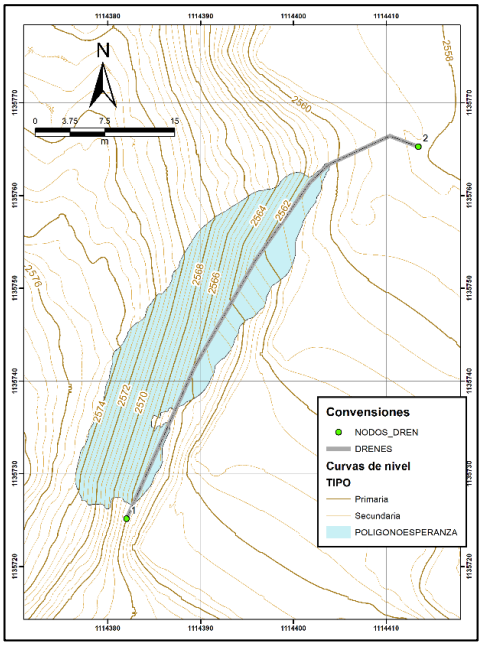


Figura 59. *Diseño geométrico y geotécnico de excavación para conformación del talud.*

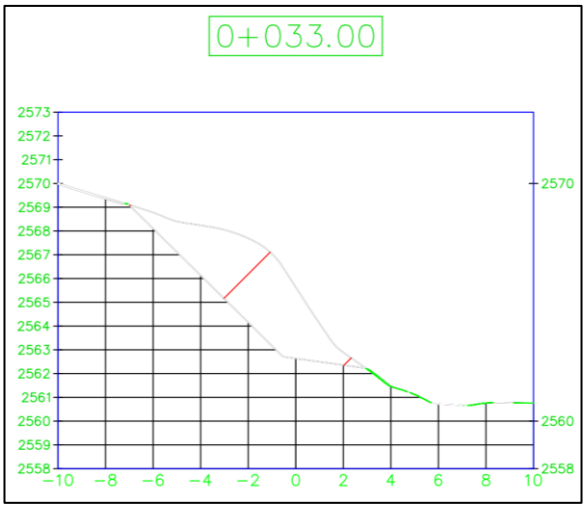


Figura 60*. Sección transversal de ejemplo para conformación geométrica de excavación y estimación de cantidad de movimiento de tierras.*

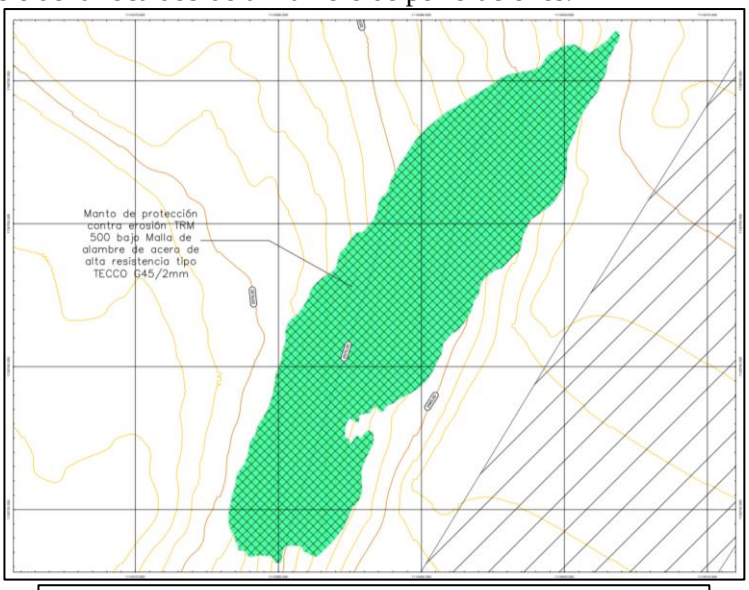
Los detalles de diseño, así como la cuantificación de las cantidades de obra, se presentan en el Anexo No. 5.0 y 6.0 respectivamente correspondiente a los planos de obras, y cantidades de obras y presupuesto.

11.2 OBRAS GEOTECNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES (MALLA DE CONFINAMIENTO Y PROTECCION)

11.2.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Los últimos avances en sistemas de protección contra deslizamientos o desprendimientos de rocas permiten detener movimientos de tierra o rocas con volúmenes considerables. Sin embargo, la determinación del sistema dependerá de la solución más favorable a implementar y los aspectos económicos ya que estos dos determinarán si un sistema de estabilización de taludes con malla es más apropiado que las barreras de protección contra desprendimientos.

Además de los aspectos económicos y de seguridad, se consideran también la durabilidad y el mantenimiento como factores determinantes en el diseño de la presente propuesta preliminar. La optimización en este sentido se alcanza mediante la selección de materiales de alta calidad con la protección contra la corrosión correspondiente, demostrando su funcionalidad y mediante un método de instalación que no debilite la superficie o la superficie de la roca debido al número de perforaciones.



Curva de nivel Primaria

Curva de nivel Secundaria

Casas y edificios

Manto de protección contra erosión TRM 500.

Malla de alambre de acero de alta resistencia tipo TECCO G45/2mm

ÁREA A CUBRIR	TIPO DE COBERTURA
450 m2	Cobertura con bloques de Cesped.

Figura 61. *Diseño final obras geotécnicas*

11.2.2. DIMENSIONAMIENTO

Para la evaluación de la estabilidad superficial y dimensionamiento de medidas idóneas, se realiza un análisis basado en el Concepto RUVOLUM®. Los resultados del análisis proporcionan información como la distancia entre pernos, el tipo de perno, tipo de malla y placas a emplear.

El análisis se realizó utilizando el software de dimensionamiento en línea RUVOLUM®. Los resultados de los cálculos figuran en los anexos.

11.2.3. PARÁMETROS DE ENTRADA

Teniendo en cuenta que el presente análisis pretende reflejar las condiciones en la superficie se adoptan los siguientes parámetros de resistencia para el material y peso unitario de la roca, de acuerdo con la información suministrada por SI Serinco:

- [1] Coeficiente sísmico horizontal: 0.16
- [2] Coeficiente sísmico vertical: 0.11
- [3] Inclinación del talud La Esperanza: 45°
- [4] Inclinación de los pernos La Esperanza: 30°

Tabla 43. *Parámetros adoptados para estabilidad superficial.*

Peso unitario (Kg/m3)	***Ángulo de fricción (°)***	***Cohesión c (kPa)***	***Adherencia suelo lechada (kN/m)***	***Fuente***
21.0	36	0	35	Asumida

Notas:

La adherencia se asume a partir de la descripción del material y bibliografía.

La cohesión se asume igual o cercana a cero debido a que esta resistencia se pierde en superficial con la acción de diversos factores. Con esto se tiene una condición más crítica y por lo tanto un diseño más conservador.

11.2.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El siguiente análisis de estabilidad superficial se hace uso de la herramienta de diseño RUVOLUM®.

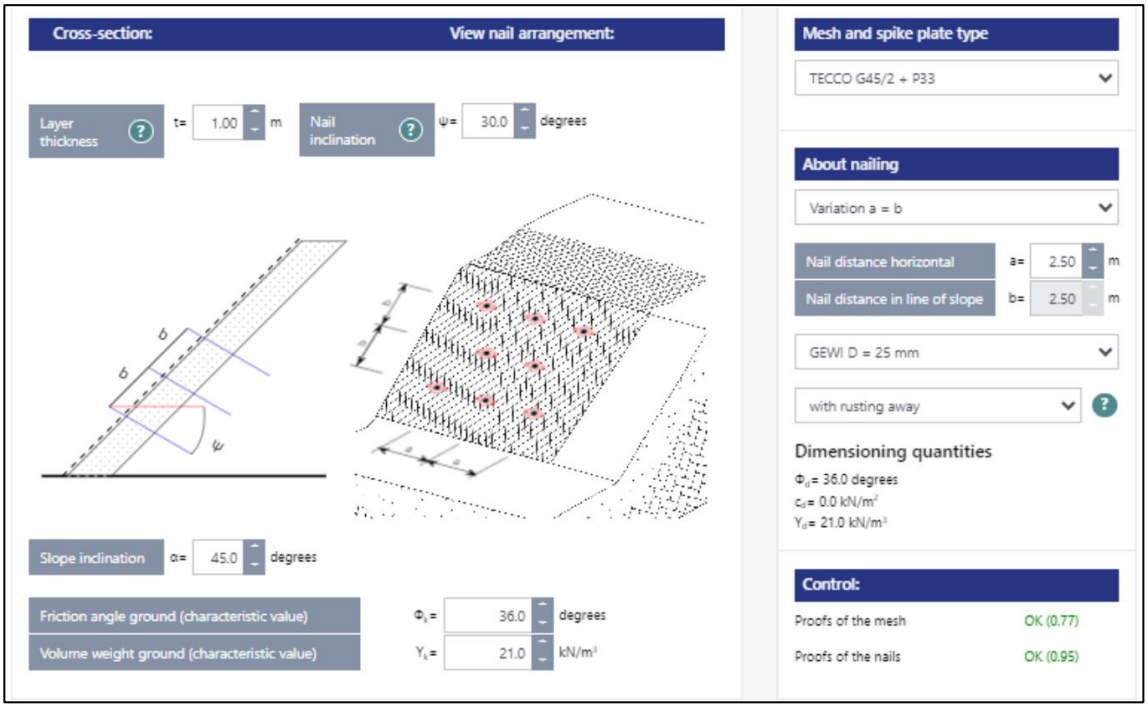


Figura 62. *Análisis estático de estabilidad superficial*

11.2.5. *LONGITUD DE PERNOS*

Para el cálculo de longitud de anclajes se ha asumido una adherencia de acuerdo con el material y la experiencia de Warco - Geobrugg, sin embargo, los valores referenciados en la siguiente tabla deberán ser evaluados por el ingeniero a cargo del proyecto. A partir de dicha adherencia y teniendo en cuenta las fuerzas de extracción obtenidas en el análisis de estabilidad superficial se realiza el cálculo de longitud de anclajes.

Tabla 44. *Longitud de pernos*

Tipo de perno	***Fuerza de extracción (KN)***	***Adherencia [KN/m]***	***Longitud empotrada [m]***	***Longitud libre [m]***	***Longitud total [m]***
25 mm G 75	84	35	3.6	1.0	5

11.2.6. PROPUESTA DE DISEÑO

Según el concepto de dimensionamiento RUVOLUM®, la distancia entre pernos individuales puede optimizarse hasta los patrones que se muestran en la siguiente tabla. Adicionalmente, para los anclajes del suelo se proponen pernos con un diámetro de 25 mm grado 75.

En la corona del talud se propone utilizar adicionalmente anclajes cortos (longitud 3 m, distancia 3 m) para fijar la malla en la cresta del talud. Adicionalmente, la malla TECCO® deberá adosarse en el perímetro con un cable metálico.

Tabla 45. *Propuesta de intervención*

Combinación malla y placa	***Patrón de pernos a x b (m)***	***Área [m2]***	***Tipo de pernos***	***Longitud de pernos (m)***
TECCO G45/2 + P33	2.5 x 2.5	468	D25 Grado 75	5.0

Si las condiciones del suelo en el momento de la excavación se desvían de los supuestos aquí expuestos y/o si es necesario abordar la inestabilidad global del talud, puede ser necesario reducir el patrón de pernado y aumentar la longitud de los pernos de acuerdo con la investigación de estabilidad global. Los pernos acá propuestos pueden ser sustituidos por barras helicoidales equivalentes o de mayor resistencia a las especificadas.

11.2.7. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA (MALLA DE CONFINAMIENTO Y PROTECCION)

Idealmente las superficies de estabilización parcialmente activas para taludes deben mantener el material en su lugar, evitando así el mantenimiento. Teniendo en cuenta que este tipo de instalaciones deben realizarse sobre todo en terrenos difíciles, escarpados y remotos, el diseño, la disposición y el pernado han sido optimizados en el sistema TECCO® para lograr una instalación rápida y sencilla. Lo anterior se ha logrado a través de piezas ligeras, minimización del número de pernos y la flexibilidad del sistema.

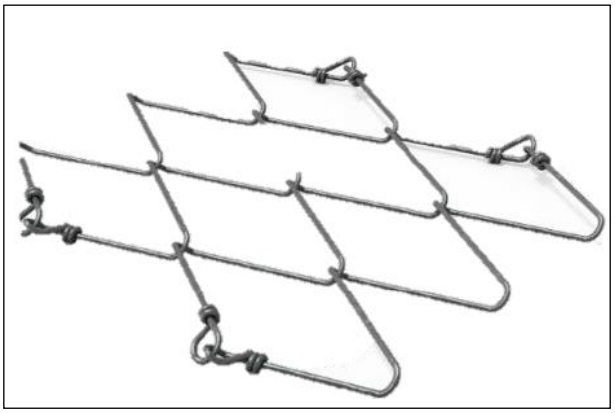


Figura 63. *Malla metálica del sistema.*

La malla metálica es el componente principal del sistema ya que transmite las cargas derivadas de las superficies inestables hacia las placas y los pernos. Gracias a su estructura tridimensional, la malla se adosa al suelo de forma ideal y asegura la revegetalización efectiva del talud. Estas mallas metálicas de abertura en forma de diamante y fabricadas con alambres de acero de alta resistencia.



Figura 64*. Perneado y placas.*

La función principal del pernado y de las placas es fijar la malla. Al presionar activamente contra la superficie, la cubierta de malla se tensa efectivamente y evita desprendimientos, eliminando el mantenimiento. Adicionalmente, los pernos transmiten las fuerzas al subsuelo, estabilizando la superficie por completo. El patrón de pernos adecuado se determina aplicando el concepto RUVOLUM® - para el dimensionamiento, considerando tanto los aspectos geotécnicos como la topografía.



Figura 65*. Perneado y placas.*

Los anclajes del cable de espiral están equipados con una cabeza flexible que aseguran la transmisión de las fuerzas que no trabajan directamente en la dirección de la tracción. Los dos tubos galvanizados sobre la cabeza del anclaje y de la cuerda espiral galvanizado proporcionan doble protección contra la corrosión.



Figura 66*. Cuerdas de apoyo.*

El trabajo de las cuerdas de apoyo es transmitir las fuerzas que se producen sobre la red a los anclajes. Estas mantienen la malla tensionada. Construcción de la cuerda es según EN 12385-4 (DIN 3060/3064). Los cables utilizados son de calidad GEOBRUGG SUPERCOATING®.



Figura 67. *Anclaje de cable en espiral.*

Los cables se fabrican con terminación en ojal en uno de sus costados de tal forma que se puedan fijar al anclaje de cable espiral. Posterior al tensionamiento, el extremo libre se sujeta con sujeta cables o perros de conformidad con EN 13411-5 (DIN 1142). Es muy importante utilizar la cantidad correcta de estos elementos e instalarlos de forma correcta para generar el par de torsión previsto. En caso de prever vandalismo se recomienda fijarlos con el pegamento (por ejemplo, con Loctite®) o soldadura.



Figura 68. *Grapas T3 y T1*

Grapas o clips T3 y T1 INOX cumplen con la funcionalidad de unir malla con malla, a su vez también son utilizados cuando se requiere hacer un corte en la malla para cocerla afectando en lo más mínimo la resistencia de esta.



Figura 69. *Grapa o clip tipo T2.*

Grapa o clip tipo T2, cumple con la funcionalidad de unir la malla con el cable perimetral y par tanto es indispensable que su uso exclusivo. Este puede ser con galvanizado convencional o INOX.

12. PLANOS DE DISEÑO DETALLADOS

Las **Figura 70** a la **Figura 75**, se presentan las imágenes esquemáticas indicativas de diseño, para fines del contexto y contenido de este informe. Los planos detallados del movimiento de tierras para reconformación geotécnica, el diseño de las obras geotécnicas de malla de confinamiento, barreras de protección dinámicas contra caída de rocas, el diseño estructural del muro de contención y las obras hidráulicas de drenaje; se presentan en forma detallada y explicita en el ANEXO 4.0 correspondiente a los *PLANOS DE DISEÑOS DE OBRAS.*

- ***Esquemas de planos de movimiento de tierras para conformación del talud.***

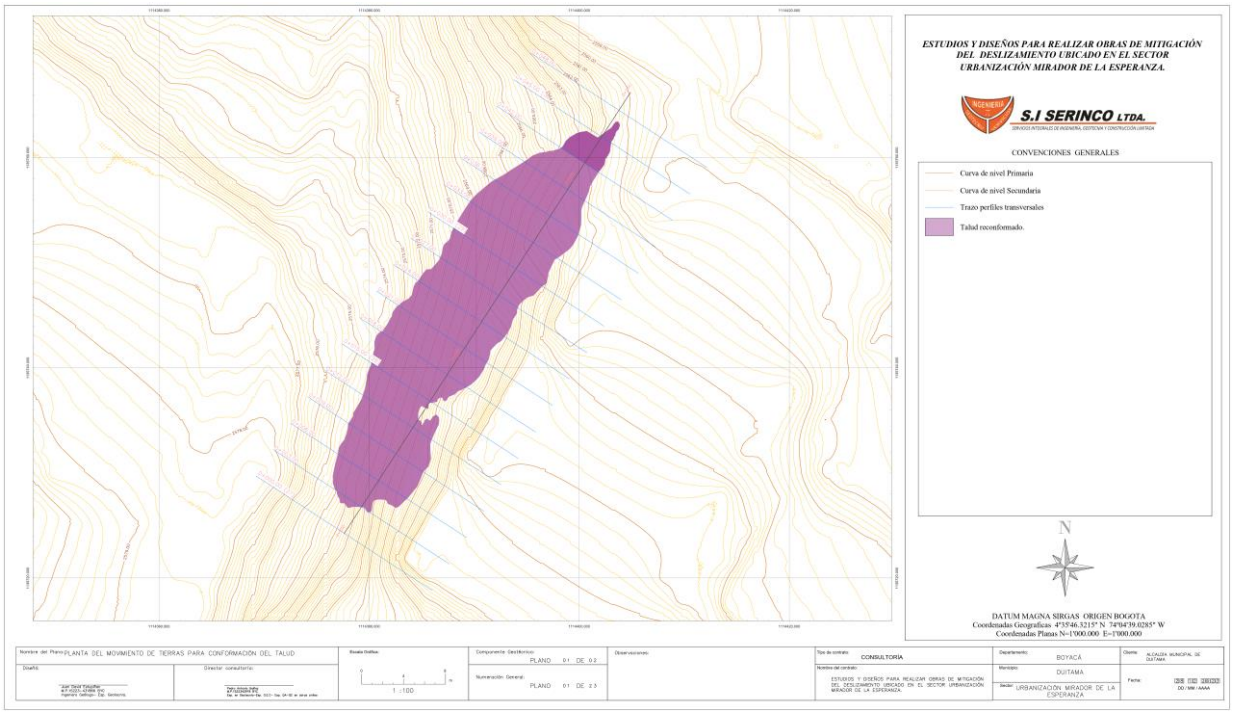


Figura 70: *Plano 01 de 02, planta del movimiento de tierras para conformación del talud.*

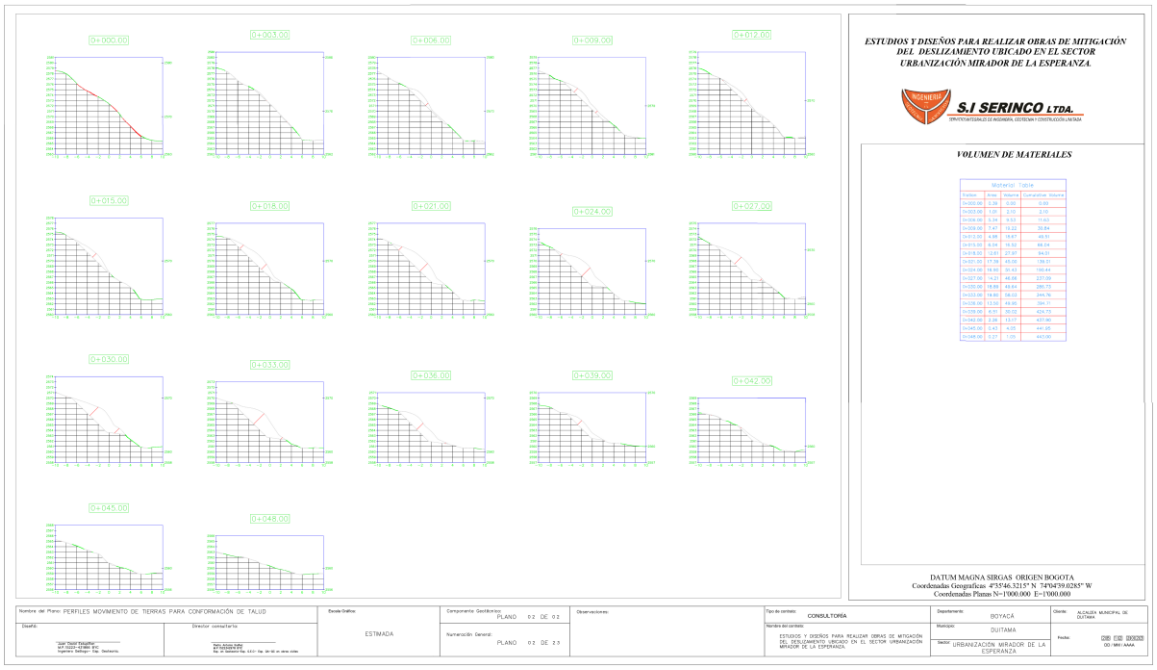


Figura 71: *Plano 02 de 02, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes*

- ***Esquemas de planos para obras de cobertura, protección de taludes y barrera dinámica de protección contra caída de rocas.***

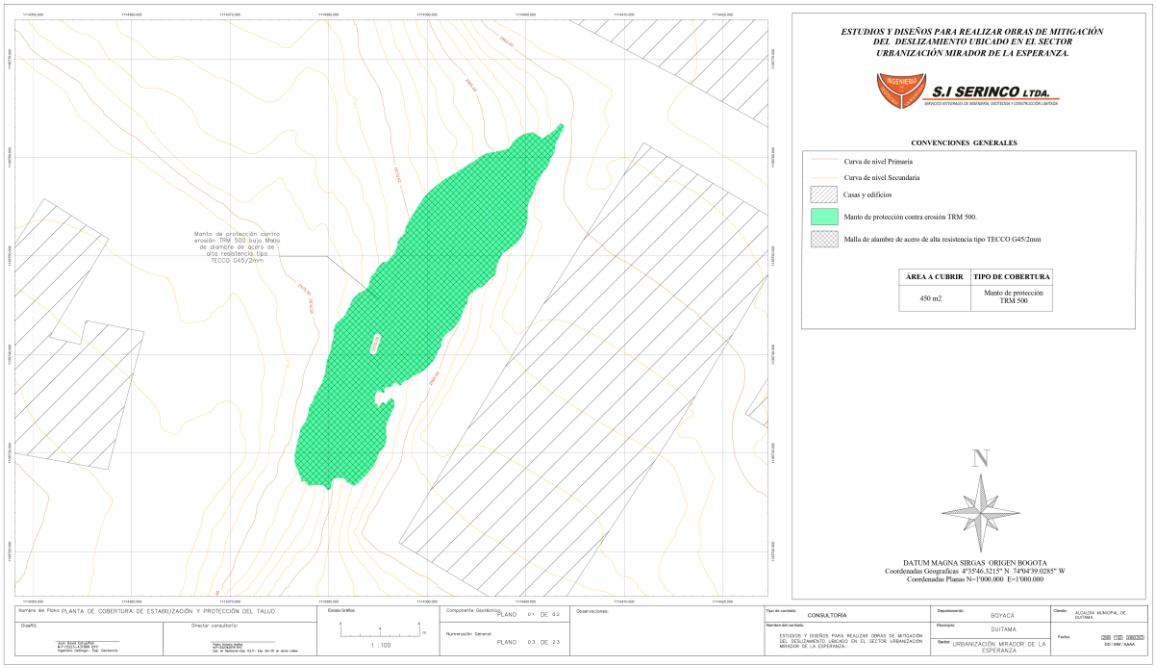


Figura 72: *Plano 01 de 02, planta para obras de cobertura, protección de taludes*

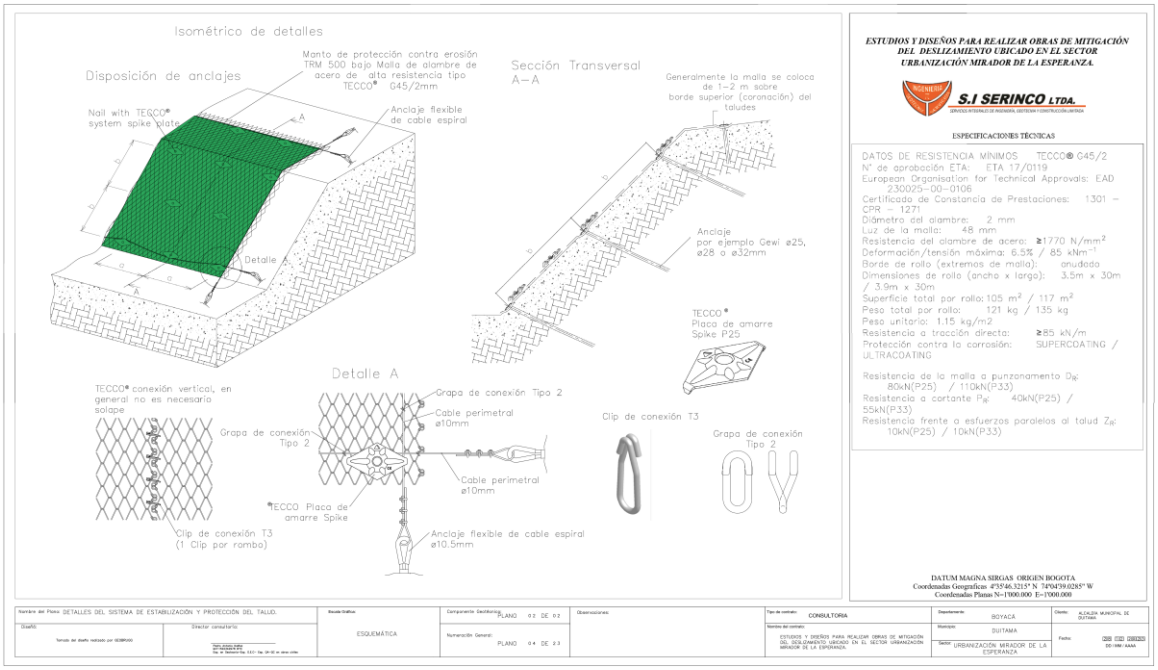


Figura 73: *Plano 02 de 02, detalles del sistema de estabilización y protección del talud.*

- ***Esquemas de planos de cunetas de drenaje superficial, detalles de cunetas, secciones transversales y longitudinales.***

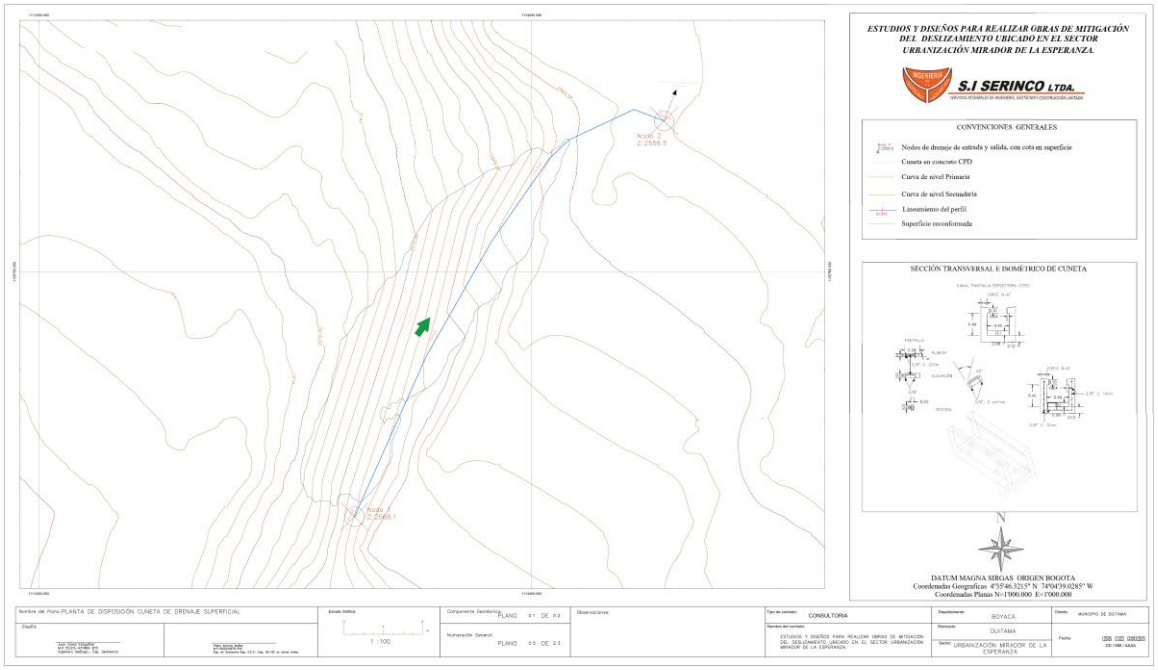


Figura 74: *Plano 01 de 02, planta de cunetas de drenaje superficial y secciones transversales.*

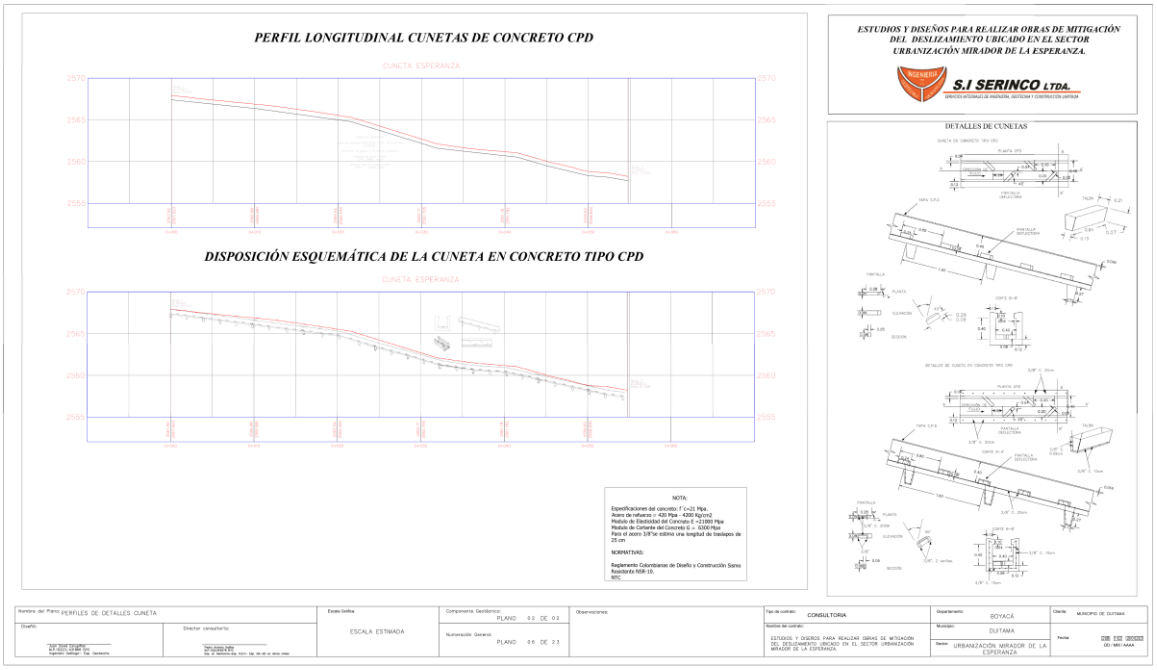


Figura 75: *Plano 02 de 02, perfiles y detalles de cunetas de drenaje superficial.*

13. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

A continuación, se describen las actividades que comprenden la realización de las obras de mitigación y estabilización del talud. Estas actividades y el orden en el que deben realizarse están en concordancia directa con el cronograma de ejecución de las obras.

Dentro de las actividades preliminares, incluido el replanteo, se debe realizar el corte de los árboles y arbustos, para la limpieza y despeje de la zona del talud intervenir y en el perímetro aferente de la misma; seguido por la construcción del cerramiento respectivo para reducir el impacto visual. Tras la conclusión de estas actividades, se debe proceder a la remoción superficial de materiales sueltos y la conformación del talud mediante el corte y movimiento de tierras respectivo, teniendo en cuenta la topografía y las condiciones estructurales de geología del terreno, particularmente en lo relacionado con el tipo de materiales interestratificados y su posición estructural de rumbo y buzamiento.

Para la conformación geométrica del talud primero se debe despejar y limpiar, para retirar la vegetación, rocas sueltas y otros materiales del área de trabajo. Para el corte y/o excavación, el cual debe ser con herramientas manuales ayudadas con elementos mecánicos tipo martillo neumático, eléctrico o hidráulico; por las condiciones del terreno, es necesario seguir a cabalidad las cotas contempladas en los diseños de movimiento de tierras; para fines del cumplimiento cabal del diseño.

Para la excavación y construcción de la cuneta con elementos disipadores de energía (Pantallas deflectoras), es importante haber finiquitado la conformación del talud teniendo en cuenta el diseño y las directrices derivadas de la revisión y replanteo topográfico para la construcción de las cunetas de drenaje. Estas actividades pueden llevarse a cabo simultáneamente con la instalación de las obras de protección del talud diseñadas.

La instalación de los mantos permanentes para protección del talud, permiten que el terreno recupere la vegetación para la protección ante los procesos de erosión y meteorización, y en conjunto con el sistema de malla anclada de confinamiento y protección; para controlar el desprendimiento y caída de bloques y fragmentos de rocas. Para estas actividades de obra, primero se debe ejecutar la perforación para la instalación de los pernos de anclaje de la malla, los cuales funcionan también como anclaje o fijación del manto de protección contra la erosión. Una vez realizada se debe proceder con la instalación del manto, la construcción de los elementos de anclajes y luego la instalación del sistema de malla de confinamiento y protección a nivel de superficie.

Los procesos de instalación de mantos y mallas de protección están sujetos a las indicaciones y especificaciones del proveedor respectivo. Esta información detallada, suministrada directamente por los proveedores fabricantes, se presenta en el Anexo No. 5.0.

Las actividades de construcción de la cuneta de drenaje de aguas de escorrentía superficial, se pueden realizar simultáneamente o posteriormente con la instalación del sistema de protección combinado mediante el manto tipo TRM 500 y la malla acalda de confinamiento.

Para la construcción de la cuneta de drenaje en concreto tipo CPD, se llevan a cabo las actividades de excavación, preparar la base granular de apoyo donde se considere necesaria o aplique, colocación de las formaletas o encofrados, instalación del refuerzo, fundida, compactación y nivelar del concreto; realizando posteriormente las labores de acabado, curado y desencofrado.

14. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

14.1. CANTIDADES DE OBRA

A continuación, se presenta el análisis detallado de precios unitarios (Anexo No. 6.0) relacionados con el presupuesto de las obras geotécnicas e hidráulicas. Este análisis está vinculado a las cantidades de obra y el presupuesto general, que se presentan en las siguientes tablas:

***Tabla 46**. Cantidades de obra a ejecutar*

ACTIVIDAD/ ITEM	***DESCRIPCION***	***UNIDAD***	***CANTIDAD***
1.0	***PRELIMINARES***		
1.01	*Localización, replanteo y control topográfico.*	*día*	*12*
1.02	*Cerramiento en vara rolliza y lona h=1.50 m. Distancia entre postes 2 m.*	*ml*	*200*
1.03	*Corte de árboles (incl. Raíces) h>3.0.*	*und*	*10*
2.0	***CONFORMACIÓN GEOMÉTRICA DE TALUD***		
2.01	*Excavación manual en roca con retiro de sobrantes y traslado a 5 km, y disposición final.*	*m3*	*230*
3.0	***OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES***		
3.01	*Protección de talud con manto permanente TRM500.*	*m2*	*500*
3.02	*Recubrimiento del talud con malla en material flexible TECCO G45/2 o equivalente con resistencia a la tracción ≥ 85kN/m, a cortante ≥ 40/50 kN, a punzonamiento ≥ 80/110 kN, a esfuerzos paralelos al talud 10 kN.*	*m2*	*500*
3.03	*Perforación e instalación de pernos helicoidales pasivos D= 25mm para instalación del sistema TECCO.*	*ml*	*230*
5.0	***CONSTRUCCIÓN DE CUNETA DE DRENAJE***		
4.01	*Excavación manual en roca con retiro de sobrantes y traslado a 5 km, y disposición final.*	*m3*	*22*
4.02	*Cuneta revestida en concreto de 21mpa (3000psi). Incluye sello de juntas. Tipo canal pantalla deflectora (CPD). Dimensiones: 0.4m x 0.4m.*	*m3*	*10*
4.03	*Acero de refuerzo de 3/8" fy=420 Mpa ASTM A 706.*	*kg*	*850*

14.2. PRESUPUESTO DE OBRAS

Tabla 47. *Presupuesto de obras geotécnicas e hidráulicas a ejecutar.*

ACTIVIDAD/ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1.0	PRELIMINARES				
1.01	Localización, replanteo y control topográfico.	día	12	437,289	5,247,469
1.02	Cerramiento en vara rolliza y lona h=1.50 m. Distancia entre postes 2 m.	ml	200	48,379	9,675,868
1.03	Corte de árboles (incl. Raíces) h>3.0.	und	10	97,376	973,763
VALOR PARCIAL					$15,897,099
2.0	CONFORMACIÓN GEOMÉTRICA DE TALUD				
2.01	Excavación manual en roca con retiro de sobrantes y traslado a 5 km, y disposición final.	m3	230	149,646	34,418,637
VALOR PARCIAL					$34,418,637
3.0	OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES				
3.01	Protección de talud con manto permanente TRM500.	m2	500	20,568	10,284,091
3.02	Recubrimiento del talud con malla en material flexible TECCO G45/2 o equivalente con resistencia a la tracción ≥ 85kN/m, a cortante ≥ 40/50 kN, a punzonamiento ≥ 80/110 kN, a esfuerzos paralelos al talud 10 kN.	m2	500	252,529	126,264,500

3.03	Perforación e instalación de pernos helicoidales pasivos D= 25mm para instalación del sistema TECCO.	ml	230	230,181	52,941,630
VALOR PARCIAL					$189,490,221
4.00	CONSTRUCCIÓN DE CUNETA DE DRENAJE				
4.01	Excavación manual en roca con retiro de sobrantes y traslado a 5 km, y disposición final.	m3	22	149,646	3,292,217
4.02	Cuneta revestida en concreto de 21mpa (3000psi). Incluye sello de juntas. Tipo canal pantalla deflectora (CPD). Dimensiones: 0.4m x 0.4m.	m3	10	711,542	7,115,417
4.03	Acero de refuerzo de 3/8" fy=420 Mpa ASTM A 706.	kg	850	7,002	5,951,700
VALOR PARCIAL					$16,359,335

SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS				$256,165,292
COSTOS INDIRECTOS				
ADMINISTRACION	%	12%	30,739,835	
IMPREVISTOS	%	5%	12,808,265	
UTILIDAD	%	8%	20,493,223	
SUBTOTAL COSTOS INDIRECTOS				$64,041,323
VALOR TOTAL				$320,206,616

15. ESPECÍFICACIONES TÉCNICAS

Con base en el tipo de obras y/o medidas correctivas y preventivas diseñadas para la estabilización del área o zona inestable, las especificaciones técnicas aplican específicamente al sistema de malla de confinamiento y protección para caída de rocas tipo TECCO® G80/4, el manto complementario de cubrimiento y protección contra los procesos de erosión tipo TRM 500 de PAVCO y las obras del sistema de drenaje de aguas de escorrentía superficial mediante cuneta en concreto tipo CPD.

En las tablas siguientes se presentan la tabla de las especificaciones técnicas del manto de cubrimiento y protección TRM 500 y la malla de confinamiento y protección para caída de rocas TECCO® G80/4, respectivamente; suministradas directamente por los proveedores y fabricantes. Todos los procedimientos y especificaciones de instalación de los sistemas, se presentan amplia y detalladamente en el Anexo No 5.0.

Tabla 48. *Especificaciones técnicas del manto de protección TRM 500 PAVCO*

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Resistencia a la tensión (1)						
Elongación longitudinal	ASTM D6818	%	19.8	19.0	40.0	40.0
Elongación transversal	ASTM D6818	%	26.7	26.0	40.0	40.0
Sentido longitudinal	ASTM D6818	kN/m	3.3	5.3	45.0	60.0
Sentido transversal	ASTM D6818	kN/m	2.6	4.4	30.0	45.0
Resiliencia (1)	ASTM D6524	%	-	-	60.0	60.0
PROPIEDADES FÍSICAS	**NORMA**	**UNIDAD**	**TRM 500**	**TRM 550**	**TRM 700**	**TRM 1000**
Masa por unidad de área (1)	ASTM D6566	g/m²	310 ± 5%	320 ± 5%	270	340
Espesor (1)	ASTM D6525	mm	6.81	6.82	7.0	10.0
Penetración de la luz (1)	ASTM D6567	%	27.6	27.6	35.0	30.0
Estructura	-	-	-	-	3D Rectangular	3D Rectangular
Color	-	-	Verde	Verde	Verde	Verde
PROPIEDADES DE DESEMPEÑO	**NORMA**	**UNIDAD**	**TRM 500**	**TRM 550**	**TRM 700**	**TRM 1000**
Esfuerzo cortante (2-3)	Gran escala	Pa	386	480	575	766
Velocidad admisible (2-3)	Gran escala	m/s	4.5	5.0	6,1	7.6
"n" de Manning profundidad de flujo entre 0.15 -0.6	Calculado	-	0.03-0.018	0.03-0.018	0.028	0.028
Germinación de las semillas (3)	ASTM D 7322	-	470	470	200-220	255-296
DURABILIDAD	**NORMA**	**VALOR**	**TRM 500**	**TRM 550**	**TRM 700**	**TRM 1000**
Resistencia UV (% Retenido @ 1000hr) (2)	ASTM D4355	%	90	90	90	-
Resistencia UV (% Retenido @ 3000hr) (2)	ASTM D4355	%	-	-	90	90
Resistencia UV (% Retenido @ 6000hr) (2)	ASTM D4355	%	-	-	-	90
PRESENTACIÓN DEL ROLLO	**NORMA**	**UNIDAD**	**TRM 500**	**TRM 550**	**TRM 700**	**TRM 1000**
Ancho	Medido	m	2.0	2.0	3.4	3.4
Largo	Medido	m	25	25	50	50
Área	Calculado	m²	50	50	170	170

Notas:

1. Ficha en Valores Típicos
2. La velocidad máxima admisible y el esfuerzo cortante ha sido obtenido a través de ensayos programados con tipos de suelos específicos, clases de vegetación, condiciones de flujo y criterios de falla. Estas condiciones pueden ser no relevantes para cada proyecto, y no son replicables para otros proveedores.
3. Calculado como porcentaje del incremento en la biomasa media de la planta con la semilla de pasto fetuca sembrado en tierra orgánica luego de 21 días de siembra.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • **N. A.:** No aplica.

Tabla 49. *Especificaciones técnicas del sistema de malla de protección y confinamiento, sistema TECCO® G45/2. GEOBRUGG.*

SISTEMA TECCO® G45/2 Spike Plate P33/40		
TECCO® G45/2		
PROPIEDAD / PARÁMETRO	**VALOR**	**SIMBOLO**
Resistencia a tracción longitudinal	≥ 85 kN/m*	z_k
Resistencia a la tracción transversal	≥ 47 kN/m*	z_j
Resistencia de la malla a punzonamiento	110 kN	D_R
Capacidad de soporte a cortante	55 kN	P_R
Capacidad de soporte frente a esfuerzos paralelos al talud	10 kN	Z_R
Deformación unitaria para la carga de rotura a tracción directa en la dirección longitudinal	<6%*	δ
Diámetro del alambre	2 mm	d
Resistencia del alambre de acero	≥ 1 770 N/mm2	f_t
Peso unitario	1.15 kg/m2	g
Protección contra la corrosión	95% Zn / 5 Al	-
Grosor de cobertura	min 125 g/m2	-
EAD	230025-00-0106	-
ETA-Dictamen Técnico Europeo	ETA-17/0119	-
CE- Certificado de Conformidad	1301 - CPR - 1271	-
ACCESORIOS SISTEMA		
Spike Plate P33/40		
Grosor de la placa	7 mm	-
Resistencia longitudinal a flexión	≥2.5 kNm	-
Anclaje cabeza flexible		
Diámetro cable	10.5 mm	-
Carga de trabajo	100 kN	-
Cable perimetral		
Tipo de cable	12 mm Supercoating	-
Diámetro cable	12 mm	-
Carga mínima de rotura	90.7 kN	-
Elemento de Unión		
Tipo	T3	-
Diámetro Alambre / Vástago	4.0 mm	-
Barras de anclaje 1		
Diámetro / Grado	25 mm G 75	-
Resistencia Fluencia [Kgf/mm² [MPa]]	50 [500]	-

Las especificaciones técnicas de construcción de la cuneta en concreto tipo CPD, tienen como objetivo garantizar la eficiencia y durabilidad de las mismas. En este caso, las especificaciones técnicas están amplia y explícitamente detallas en los planos de diseño, en cuanto calidad del concreto, refuerzo, dimensiones pendientes y detalles constructivos; las cuales deben ser aplicados a cabalidad e integralmente en la etapa de construcción, para garantizar la calidad de la obra. En los planos de diseño hidráulico del sistema de drenaje, mostrados en el Anexo No 4, se presentan detalladamente las especificaciones técnicas de la obra respectiva, en el contexto descrito anteriormente.

16. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

El cronograma detallado dela ejecución de las obras se presenta en el anexo No. 7, denominado Anexo cronograma de construcción de las obras.

17. ASPECTOS TÉCNICOS PRODUCTO DE LA CONSULTORIA DE ESTUDIOS Y DISEÑOS APLICADOS A LA METODOLOGÍA GENERAL AJUSTADA

17.1. IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En el talud o ladera superior al área de implantación del conjunto residencial Mirador de La Esperanza, ubicado en el municipio de Duitama, se ha presentado inconvenientes de caída de bloques de roca y desprendimientos locales de la masa de materiales térreos; debido a que el talud fue impactado mediante sobre empinamiento en la pata de mismo, por el corte y movimiento de tierras realizado para la implantación de parte de las viviendas de la urbanización.
La ocurrencia de la inestabilidad del talud, por la causa inicial de impacto descrita anteriormente, se ha visto incrementada desfavorablemente por diversos factores, siendo los principales la meteorización y erosión de los taludes formados por los estratos expuestos durante la fase del corte durante la construcción de la urbanización. La interacción de estos procesos geodinámicos ha dado lugar a una situación aún más crítica de inestabilidad.

La complejidad de la situación se intensifica debido a la interacción entre condiciones climáticas desfavorables y la ausencia de medidas efectivas y/o adecuadas para mitigar la erosión. Las actividades antrópicas y la presencia de aguas superficiales durante la temporada de invierno y la exposición de los materiales del talud, contribuyen de manera significativa a la saturación del macizo rocoso. La falta de planificación e implementación de medidas correctivas y/o preventivas, implica una alteración continua del entorno natural, generando una serie de impactos negativos que afectan la estabilidad del área del talud expuesto y afectado. La necesidad de abordar medidas de intervención integral para el manejo geotécnico de la problemática existente, se vuelve urgente, ya que la combinación de estos factores incrementa los riesgos asociados con la inestabilidad del terreno, manifestados en el desprendimiento de bloques y fragmentos de roca al igual que el desplome local de masas de la mezcla de materiales tipo suelos y rocas.
La preocupación principal se centra no solo en la caída de rocas y materiales como tal, sino también en las posibles consecuencias para la seguridad de los residentes y la infraestructura de ese sector o área de la urbanización.

La falta de una cobertura vegetal adecuada, combinada con la erosión acelerada, crea un ambiente muy desfavorable que requiere una atención inmediata y soluciones integrales para preservar la estabilidad del terreno y garantizar la seguridad de la comunidad.

17.2. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN Y MANEJO GEOTECNICO

Como resultado de los estudios geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos realizados, la modelación y análisis geotécnico de estabilidad; se diseñaron las obras de medidas correctivas y preventivas y/o de mitigación más optimas, las cuales consisten integralmente en la remoción del material desprendido y la conformación parcial del talud con el fin de disminuir la pendiente y la tendencia al desprendimiento de las rocas en la zona o área más crítica. La instalación de un manto geo sintético permanente tipo TRM 500- PAVCO, para la protección del talud ante los procesos erosivos y la instalación de un sistema de malla de protección y confinamiento del talud para la protección y corrección contra el desprendimiento de bloques y fragmentos de rocas que puedan desprenderse producto del corte de movimiento de tierras de la conformación y

fundamentalmente por las condiciones de la dinámica del movimiento cinemático existente dentro del macizo rocoso del talud, debido a la interacción desfavorable de las discontinuidades con la geometría y pendiente del talud. Complementariamente se debe implementar un sistema de drenaje de las aguas de escorrentía superficial en la parte inferior de la zona inestable y su entorno aferente para el manejo, conducción y descarga adecuada de las aguas dentro del sistema pluvial municipal del sector.

17.3. ESTADO ACTUAL

Durante el proceso de construcción, producto del corte en el macizo para la adecuación del terreno para la implantación de una parte de la urbanización se produjo la exposición de capas y/o estratos de materiales arcillosos altamente vulnerables y degradables ante a la acción de la meteorización y los procesos erosivos. Como resultado, los bloques de roca más resistente como la arenisca, influenciados por su disposición estructural y la pérdida de soporte a través de las capas arcillosas, quedan suspendidos en la cara del talud con posibilidad de desprenderse a través de la ladera, favorecidos por la interacción entre los planos de las discontinuidades.

La combinación de la meteorización diferencial y la disposición estructural de los estratos expuestos crea un escenario crítico para la estabilidad del talud. Se observa que los bloques de la roca más resistente tipo arenisca, al perder su soporte natural, se encuentran en riesgo de colapso y desprendimiento. Este proceso se manifiesta en una variación en el tamaño de las rocas desprendidas, lo que aumenta el peligro potencial para la seguridad tanto de la infraestructura física de las viviendas ubicadas contra el pie o borde del talud, y consecuentemente sobre los moradores.

Contra el borde del corte del movimiento de tierras realizado en la pata del talud para la implantación de la parte superior de la urbanización, se construyó una barrera de confinamiento tipo muro de contención, cuyas características técnicas no son posibles de identificar. Por su tamaño y dimensiones aparentemente corresponde a un gavión. Sin embargo, aunque ese tipo de estructura actúa como elemento de confinamiento de la pata del talud, no suple el resto de los requerimientos integrales necesarios para la estabilización con base en el comportamiento geotécnico y dinámica del movimiento y/o caída de bloques y fragmentos de roca.

Sogamoso, diciembre de 2.023



Ing. PEDRO ANTONIO IBAÑEZ GOMEZ
Esp. en Geotecnia - Esp. en Gerencia y Construcción de Obras Civiles
Esp. QA – QC en obras civiles
T.P. No 15223-42978 COPNIA

LISTA DE ANEXOS

ANEXO No 0: *LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO*

ANEXO No 1: *MAPA DE UNIDADES GEOLOGICAS*

ANEXO No 2: *MAPAS DE COBERTURA Y USO DEL SUELO*

ANEXO No 3: *EXPLORACION GEOTECNICA Y ENSAYOS DE LABORATORIO*

ANEXO No 4: *MEMORIAS GENERALES DE CÁLCULO*

ANEXO No 5: *PLANOS DE DISEÑOS DE OBRAS CORRECTIVAS Y PREVENTIVAS*

ANEXO No 6: *CANTIDADES DE OBRA, APU Y PRESUPUESTO*

ANEXO No 7: *CRONOGRAMA DE EJECUCION DE OBRAS*

S.I. SERINCO LTDA.

SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERÍA, GEOTECNIA Y CONSTRUCCIÓN LIMITADA

MAS DE 30 AÑOS CIMENTANDO EL DESARROLLO DE LOS PROYECTOS Y OBRAS DE INGENIERIA

SOLUCIONES GEOTECNICAS Y DE INGENIERIA CONFIABLES

PROYECTO

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA REALIZAR OBRAS DE MITIGACIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS UBICADOS EN EL SECTOR BARRIO LA FUENTE

DICIEMBRE DE 2023

AVENIDA SAN MARTÍN (TRANSVERSAL 17) N° 20 - 21 Celulares: 3132846468 - 3125139693
e-mail: *siserinco@gmail.com - admonsiserinco@gmail.com*
SOGAMOSO - COLOMBIA

PROYECTO
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA REALIZAR OBRAS DE MITIGACIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS UBICADOS EN EL SECTOR BARRIO LA FUENTE

S.I. SERINCO LTDA

SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERÍA, GEOTECNIA Y CONSTRUCCIÓN LIMITADA

ÁREA: GEOTECNIA E INGENIERIA

SOLUCIONES GEOTECNICAS Y DE INGENIERIA CONFIABLES

MAS DE 30 AÑOS CIMENTANDO EL DESARROLLO DE LOS PROYECTOS Y OBRAS DE INGENIERIA

CLIENTE SOLICITANTE: ALCALDÍA MUNICIPAL DE DUITAMA

DUITAMA - BOYACÁ

DICIEMBRE DE 2023

AVENIDA SAN MARTÍN (TRANSVERSAL 17) N° 20 - 21 Celulares: 3132846468 - 3125139693

e-mail: *siserinco@gmail.com - admonsiserinco@gmail.com*

SOGAMOSO - COLOMBIA

TABLA DE CONTENIDO

1 LOCALIZACIÓN 13

2 ESTUDIO GEOLÓGICO DEL AREA INESTABLE Y ZONAS AFERENTES AL PROYECTO 13

2.1 LITOLOGÍAS Y FORMACIONES GEOLÓGICAS AFLORANTES EN EL SECTOR 14
2.1.1 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL 16

3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL DEL AREA DE ESTUDIO 18

4 COBERTURA Y USO DEL SUELO 21

5 ESTUDIO HIDROLOGICO 24

5.1. SERIES DE PARAMETROS HIDROCLIMATOLOGICOS. 25
5.1.1. ANÁLISIS DE FRECUENCIA EN SERIES DE PARÁMETROS HIDRO CLIMÁTICOS EXTREMOS. .25

5.2. RÉGIMEN HIDROLÓGICO 30
5.2.1 PRECIPITACIÓN. 30
5.2.2 NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIÓN 32
5.2.3 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS. 34
5.2.4 PRECIPITACIONES MÁXIMAS ACUMULADAS EN 5 DÍAS 38
5.2.5 PRECIPITACIONES MÁXIMAS MENSUALES. 40
5.2.6 DISEÑO DE EVENTOS DE PRECIPITACION EXTREMA PARA EL ANÁLISIS DE ESCORRENTIA 42

6 EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 44

6.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DETALLADAS DEL ÁREA 44

6.2 EXPLORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE SONDEOS Y APIQUES 47

6.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE ENSAYOS EN LABORATORIO 51

6.4 RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL PERFIL DEL SUELO 52
6.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DEL MACIZO ROCOSO 52

6.5 NIVEL PIEZOMÉTRICO Y DE AGUAS FREÁTICAS 52

6.6 ESTUDIO GEO-MECÁNICO DEL MACIZO ROCOSO 53
6.6.1 PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MATRIZ ROCOSA 53
6.6.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MATRIZ ROCOSA 53
6.6.3 ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL 54
6.6.4 ENSAYOS DE ÍNDICE MANUAL DE RESISTENCIA DEL MATERIAL ROCOSO EN CAMPO (ISRM, 1981): 55
6.6.5 ENSAYO DE CARGA POR PUNTA 56
6.6.6 ENSAYO DE RESISTENCIA CON MARTILLO DE SCHMIDT 58
6.6.7 CARACTERIZACIÓN DE DISCONTINUIDADES 60
6.6.8 CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO SMR 68
6.6.9 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR 71
6.6.10 SMR Y FACTORES (F1, F2, F3 Y F4) – ANÁLISIS PARA PERFIL A -A' 73
6.6.11 GSI (GEOLOGICAL STRENGTH ÍNDEX) ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA, HOEK ET AL (1995). 74

6.7 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO 75

7 MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO 77

8 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD 80

8.1 CRITERIOS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD GENERAL DEL TALUD 80
8.1.1 CONSIDERACIONES SOBRE EL NIVEL FREÁTICO O TABLA DE AGUA 83
8.1.2 PARÁMETROS SÍSMICOS: 83

8.2 MODELAMIENTO EN SOFTWARE 84
8.2.1 MODELAMIENTO DEL ESTADO ACTUAL DEL TALUD 84

8.3 ANÁLISIS CINEMÁTICO DEL MACIZO ROCOSO 87
8.3.1 DESLIZAMIENTO POR FALLA PLANAR 88
8.3.2 DESLIZAMIENTO POR CUÑAS 89
8.3.3 VOLCAMIENTO DIRECTO 90
8.3.4 VOLCAMIENTO POR FLEXURA 91

9 CALCULOS Y DISEÑOS HIDRAULICOS SISTEMA DE DRENAJE 92

9.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA CONTROL DE AGUAS DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL 92

9.2 DISEÑO DE HIETOGRAMAS DE TORMENTA DE PRECIPITACIÓN PARA EL AREA A INTERVENIR. 92

10. EVALUACIÓN SISMOLÓGICA 102

10.1 CONSIDERACIONES REGIONALES 102

11 DISEÑO DE OBRAS PARA MANEJO Y SOLUCIÓN GEOTECNICA 104

11.1 DISEÑO GEOMÉTRICO Y MOVIMIENTO DE TIERRAS 104

11.2 OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES (MALLA ANCLADA DE CONFINAMIENTO) 106
11.2.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO 106
11.2.2 DIMENSIONAMIENTO 106
11.2.3 PARÁMETROS DE ENTRADA 106
11.2.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD 107
11.2.5 LONGITUD DE PERNOS 107
11.2.6 PROPUESTA DE DISEÑO 108
11.2.7 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA 108

11.3 OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN (BARRERAS DINAMICAS) 112
11.3.1. RESULTADOS DE MODELACIONES 114
11.3.2. LONGITUD DE ANCLAJE 117
11.3.3. SOLUCIÓN PROPUESTA 117
11.3.4. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE BARRERA DINAMICA . 118

12 PLANOS DE DISEÑO DETALLADOS 120

13 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 126

14 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO GENERAL 128

14.1 CANTIDADES DE OBRA 128

14.2 PRESUPUESTO GENERAL 129

15 ESPECÍFICACIONES TÉCNICAS.....133

16 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRAS.....137

17 ASPECTOS TÉCNICOS PRODUCTO DE LA CONSULTORIA DE ESTUDIOS Y DISEÑOS APLICADOS A LA METODOLOGIA MGA.....138

17.1. IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....138

17.2. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.....139

17.3. ESTADO ACTUAL.....139

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización de la zona del deslizamiento y el área de influencia. 13
Figura 2. Mapa de unidades geológicas a nivel regional, a escala 1:25.000. Tomado de la plancha 171-Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá). 14
Figura 3. Perfil geológico, sección A-A'. Fuente: Autor 14
Figura 4: Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio. Tomado de la plancha 171- Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá). 16
Figura 5: Interpretación de la estructura dúplex por combinación de movimientos verticales y transcurrentes. Tomado de Interpretación de transcurrencia de las fallas Soapaga y Boyacá a partir de imágenes Landsat TM-2005 17
Figura 6. Mapa de unidades geomorfológicas, Sector "La Fuente" Cartografía a escala 1:25.000. Tomado del Atlas Geomorfológico del departamento de Boyacá. 18
Figura 7. Nomenclatura de cobertura nivel 4 para el macizo rocoso a tratar en el sector La Fuente. Cuadro tomado de: IDEAM, 2010. Leyenda Nacional de Coberturas de la Tierra. Metodología Corine Land Cover adaptada para Colombia Escala 1:100.000. 21
Figura 8. Mapa local de coberturas del suelo adyacentes al macizo rocoso situado en el sector La fuente. ...22
Figura 9. Mapa local de uso del suelo en áreas adyacentes al macizo rocoso situado en el sector La Fuente. 23
Figura 10 Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo. 28
Figura 11 Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo. 29
Figura 12 Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo. 29
Figura 13 Serie multianual de precipitación total (mm) Estación Duitama. 30
Figura 14 Diagrama de cajas y bigotes precipitación mensual (mm) Estación Duitama. 32
Figura 15: Serie multianual de número de días con precipitación - Estación Duitama. 33
Figura 16 Diagrama de cajas y bigotes número de días con precipitación estación Duitama. 34
Figura 17 Serie multianual de máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama. ..35
Figura 18 Diagrama de cajas y bigotes para máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama. 36
Figura 19 Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Gumbel tipo I) Estación Duitama. 37
Figura 20 Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Pearson TIII) Estación Duitama mejor bondad de ajuste, D=0.09451 37
Figura 21 Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Log – Pearson TIII) Estación Duitama. 38
Figura 22: Serie multianual de máximos acumulados de precipitación en 5 días (mm) Estación Duitama. ...39
Figura 23 Curva de frecuencia de precipitación máxima acumulados en 5 días (mm) para los periodos de retorno definidos (Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama. 40
Figura 24: Serie multianual de máximos mensuales de precipitación (mm) Estación Duitama. 41
Figura 25: Curva de frecuencia de máximos mensuales de precipitación (mm) para los periodos de retorno definidos (Log Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama. 42
Figura 26 Curva IDF sintética Estación San Pablo 43
Figura 27. Ubicación de los apiques de exploración geotécnica en el área del proyecto. 48
Figura 28. Correlación estratigráfica de apiques realizados en campo. 51
Figura 29. Perfil promedio del macizo rocoso ubicado en el sector La fuente. 51

Figura 30. Martillo Schmidt o esclerómetro, empleado para toma de datos indirectos de resistencia a la compresión 58
Figura 31. Resultados gráficos de ensayo con martillo de Schmidt en labores de campo. 59
Figura 32. Tipos de rugosidades en discontinuidades. 61
Figura 33. Representación de datos en software Dips. Distribución de concentración de polos 64
Figura 34. Familias de discontinuidades identificadas. 65
Figura 35. Identificación en campo de las propiedades físicas de las discontinuidades 66
Figura 36. Rugosidad de las discontinuidades analizadas, valor promedio de JRC = 11 67
Figura 37. Parámetros de resistencia de juntas para análisis de deslizamiento Planar (planos de estratificación) Realizado en el software RockPlane de Rocscience. 68
Figura 38. Clases de estabilidad mediante la metodología SMR. Tomado de Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. 70
Figura 39. Relación de índice SMR con el tipo de falla para taludes. Tomado de guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. 70
Figura 40. Corte para el análisis cinemático del talud y clasificación SMR del macizo. 71
Figura 41. Clasificación del macizo rocoso GSI 75
Figura 42. Mapa en planta del modelo geológico geotécnico del sector "La Fuente". 77
Figura 43. Corte A – A'. Perfil del Modelo geológico geotécnico del sector "La Fuente". 78
Figura 44. Vista en planta del talud en su condición actual. 81
Figura 45. Perfil geológico - geotécnico del talud en su condición actual 82
Figura 46. Análisis de estabilidad del talud general, condición actual, análisis estático. 84
Figura 47. Análisis de estabilidad del talud general, condición actual, análisis pseudoestático. 85
Figura 48. Análisis de estabilidad de bloques por deslizamiento Planar (planos críticos) bajo condiciones estáticas. 86
Figura 49. Análisis de estabilidad de bloques por deslizamiento planar (Planos críticos) bajo condiciones sísmicas (análisis pseudoestático). 86
Figura 50. Análisis cinemático, deslizamiento por falla planar. 88
Figura 51. Análisis cinemático, deslizamiento por cuñas. 89
Figura 52. Análisis cinemático, deslizamiento por volcamiento directo. 90
Figura 53. Análisis cinemático, deslizamiento por volcamiento flexural. 91
Figura 54 curvas IDF sintéticas estación Duitama (24030350) 93
Figura 55. Dimensiones mínimas para zanjas de coronación (INVIAS, 2009). 95
Figura 56. Diseño de sección de cuneta y detalles geométricos cunetas CPD. 97
Figura 57: Planta de disposición y distribución del sistema de drenaje superficial 98
Figura 58. Mapa de Amenaza Sísmica de Colombia. Fuente: AIS 2010 103
Figura 59. Diseño geométrico y geotécnico de excavación para conformación de talud. 105
Figura 60. Sección transversal de ejemplo para conformación geométrica de excavación y estimación de cantidad de volúmenes de movimiento de tierras. 105
Figura 61. Análisis estático de estabilidad superficial. La Fuente 107
Figura 62. Malla metálica del sistema. 109
Figura 63. Pernado y placas. 109
Figura 64. Pernado y placas. 110
Figura 65. Cuerdas de apoyo. 110
Figura 66. Anclaje de cable en espiral. 110
Figura 67. Grapas T3 y T1 111
Figura 68. Grapa o clip tipo T2. 111
Figura 69. Secciones transversales por analizar. 113
Figura 70. Parámetros de entrada 113
Figura 71. Tipos de rocas 114

Figura 72. Trayectoria de los bloques en el Perfil 1.....114
Figura 73. Diagrama de frecuencias acumuladas para la energía de impacto Perfil 1.....115
Figura 74. Diagrama de frecuencias acumuladas para la altura de impacto Perfil 1.....115
Figura 75. Trayectoria de los bloques en el Perfil 2.....116
Figura 76. Diagrama de frecuencias acumuladas para la energía de impacto Perfil 2.....116
Figura 77. Diagrama de frecuencias acumuladas para la altura de impacto Perfil 2.....117
Figura 78. Longitud de anclajes. 117
Figura 79. Ubicación de las barreras dinámicas propuestas.....118
Figura 80. Características de las soluciones propuestas. 118
Figura 81: Plano 01 de 03, planta del movimiento de tierras para conformación del talud. 120
Figura 82: Plano 02 de 03, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes 121
Figura 83: Plano 03 de 03, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes 121
Figura 84: Plano 01 de 03, planta para obras de cobertura, protección de taludes y barrera dinámica contra caída de rocas. 122
Figura 85: Plano 02 de 03, detalles del sistema de estabilización y protección del talud. 122
Figura 86: Plano 03 de 03, sistema de barreras dinámicas de protección contra caída de bloques de roca..123
Figura 87: Plano 01 de 02, planta de cunetas de drenaje superficial y secciones transversales.....123
Figura 88: Plano 02 de 02, perfiles y detalles de cunetas de drenaje superficial. 124
Figura 89: Plano 01 de 03, planta y perfil de ubicación e implantación de muros de contención y cuneta de drenaje. 124
Figura 90: Plano 02 de 03, planos estructurales de detalles generales muro de contención HT=5,50m 125
Figura 91: Plano 03 de 03, planos estructurales de detalles generales muro de contención HT=5,50m.....125

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Ubicación del área inestable. 13
Fotografía 2. Formación Churuvita (Ksch) y la afectación de los árboles. 15
Fotografía 3. Unidades geomorfológicas del área de estudio. Fuente: Autor. 19
Fotografía 4. Vista lateral del área a intervenir. 20
Fotografía 5: Zona con presencia de caída de bloques debido a meteorización biológica generada por raíces de árboles de especie eucalyptus. 45
Fotografía 6: Zona con presencia de caída de bloques debido a meteorización biológica generada por raíces de árboles de especie eucalyptus. 45
Fotografía 7: Evidencia de meteorización biológica y fracturación del macizo por raíces. 46
Fotografía 8: Evidencia de meteorización biológica y fracturación del macizo por raíces. 46
Fotografía 9: Deslizamiento, caída de rocas y daños producidos por el movimiento. 46
Fotografía 10: Deslizamiento, caída de rocas y daños producidos por el movimiento. 46
Fotografía 11: A la izquierda, exploración y reconocimiento de zona donde se presentó caída de bloques, a la derecha, pie del talud que presenta humedad media. 47
Fotografía 12: A la izquierda, exploración y reconocimiento de zona donde se presentó caída de bloques, a la derecha, pie del talud que presenta humedad media. 47
Fotografías 13, 14, 15, 16. Registro fotográfico de pruebas de exploración del macizo rocoso utilizando equipo por el método de percusión en el área del proyecto. 49
Fotografía 17, 18, 19 y 20. Fotografías de las muestras del material rocoso y ensayo de resistencia a la compresión uniaxial 54
Fotografías 21 y 22. Fotografías de caracterización manual de muestras para determinar rango de resistencia de la roca en campo. 56
Fotografía 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30 y 31. Ensayo de carga por punta en muestras de roca. 57

Fotografía 32 y 33. Toma de datos de resistencia a la compresión indirecta en campo, empleando el martillo de Schmidt o esclerómetro. 59

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1: Relación de Estaciones IDEAM. 25
Tabla 2 Parámetros calculados para la distribución Gumbel TI 26
Tabla 3 Parámetros calculados para la distribución Pearson TIII. 27
Tabla 4 Parámetros calculados para la distribución Log Pearson TIII. 27
Tabla 5 Resultado prueba de bondad de ajuste Komolgorov – Smirnov. 28
Tabla 6 Parámetros curva IDF (Vargas M. & Diaz Granados, 1998). 42
Tabla 7 Variables IDF por microcuenca metodología (Vargas M. & Díaz Granados, 1998). 43
Tabla 8: Aspectos generales, drenajes e inconvenientes geotécnicos en el área. 44
Tabla 9: Programa de exploración. 49
Tabla 10: Grado de variabilidad 52
Tabla 11: Nivel freático 52
Tabla 12. Resultado de laboratorio. Ensayo de propiedades físicas compresión simple 53
Tabla 13. Resultado de laboratorio. Ensayo de compresión uniaxial 54
Tabla 14.Valores de resistencia para Ensayos de Índice manual de resistencia de roca en campo (ISRM, 1981) 55
Tabla 15. Valores de resistencia de las muestras, de acuerdo a la caracterización manual (ISRM, 1981) 56
Tabla 16. Relación de resultados de resistencia de la roca. 59
Tabla 17. Valores para clasificación de discontinuidades según el espaciado. 60
Tabla 18. Valores de longitud de discontinuidades para clasificación en RMR. 60
Tabla 19. Descripción de las filtraciones en las discontinuidades. 62
Tabla 20. Parámetros de caracterización de las diaclasas. 62
Tabla 21. Datos tomados en campo. Características de discontinuidades. 63
Tabla 22. Factor de ajuste de clasificación SMR (Romana, 1985). 69
Tabla 23. Clasificación del macizo rocoso RMR. 71
Tabla 24. Clasificación de macizo rocoso RMR, parámetros mecánicos sugeridos. 73
Tabla 25:Caracterización del informe 73
Tabla 26. Consolidado para determinar el SMR de la ladera representada por el perfil A – A'. (El SMR se hace para las condiciones de falla planar y falla por volcamiento) 73
Tabla 27. Clases de estabilidad SMR (Romana, 1985). 74
Tabla 28. Clases de estabilidad SMR (Romana, 1985). 74
Tabla 29. Determinación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso 76
Tabla 30. Parámetros geomecánicos del talud 82
Tabla 31. Factores de seguridad básicos mínimos para estabilidad de taludes 82
Tabla 32. Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10) 83
Tabla 33. Clasificación del tipo de suelo y obras civiles según NSR 10. 83
Tabla 34. Parámetros sísmicos calculados para análisis pseudo estático del talud. 83
Tabla 35. Resultados del análisis de equilibrio límite para los perfiles analizados. 84
Tabla 36 Curvas sintéticas Estación San Pablo 23060160 – IDF IDEAM. 92
Tabla 37 Planteamiento del sistema de drenaje superficial. 95
Tabla 38. Velocidades máximas para diferentes materiales de revestimiento en canales artificiales (INVIAS, 2009) 99
Tabla 39.Cálculo de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para Cunetas normales en concreto y tramos con CPD. 100

Tabla 40. Aceleración sísmica como fracción de la gravedad, para distintos periodos de retorno, para Duitama. Estudio general de amenaza sísmica de Colombia AIS (2009).....103
Tabla 41 Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10).....103
Tabla 42. Parámetros adoptados para estabilidad superficial.....106
Tabla 43. Longitud de pernos.....108
Tabla 44. Propuesta de intervención 108
Tabla 45. Cantidades de obra sector la Fuente 128
Tabla 46. Presupuesto general de obras en el sector de la Fuente.....129
Tabla 47. Especificaciones técnicas del manto de protección TRM500 PAVCO.....133
Tabla 48. Especificaciones técnicas de la malla de confinamiento y protección, sistema TECCO C65/3. ..134
Tabla 49. Especificaciones técnicas para la barrera dinámica de protección, sistema GBE-100, para caída de bloques y fragmentos de roca.....135

INTRODUCCIÓN

Este documento contiene los resultados y memorias de la consultoría cuyo objeto corresponde a los "*ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA REALIZAR OBRAS DE MITIGACIÓN DEL DESLIZAMIENTO UBICADO EN EL SECTOR BARRIO LA FUENTE",* en el municipio de Duitama, sector noreste del casco urbano.

El alcance del estudio incluye la evaluación geológica hidrológica y geotécnica necesaria para la modelación y el análisis de estabilidad, la planeación y diseño integral de las obras correctivas y preventivas o de mitigación necesarias para la estabilización de la zona inestable, a nivel de solución y manejo geotécnico; incluyendo el análisis de las características geológicas, geomorfológicas, hidrológicas e hidráulicas en el área y perímetro circundante a la zona inestable. La evaluación de la información producto del levantamiento geológico consistió en identificar las condiciones geológicas y geomorfológicas del sector, con el fin de establecer las características preliminares a nivel de geotecnia y así mismo considerar los factores de intervención antrópica extraídos de los mapas de cobertura y uso del suelo.

Los componentes integrales y específicos abordados en esta consultoría de estudios y diseños, e incluidos en este informe, son los siguientes: Levantamiento topográfico, geología, evaluación de la cobertura y uso del suelo, exploración y caracterización geotécnica, estudio de estabilidad de taludes y análisis cinemático del macizo rocoso, análisis hidrológico e hidráulico, diseño integral de las obras correctivas y preventivas o de mitigación a nivel de solución y manejo geotécnico para la estabilización del área o zona inestable, la estimación detallada de las cantidades de obra para los distintos componentes integrales de las mismas, el presupuesto detallado de las obras y el programa para la ejecución de las mismas.

La exploración y caracterización geotécnica, se llevó a cabo mediante un programa de exploración del perfil del macizo rocoso mediante apiques con ensayos de resistencia a la penetración con cono dinámico, con enfoque de caracterización del macizo rocoso. Se realizó igualmente el muestreo representativo de los materiales que conforman el macizo rocoso, junto con la medición directa en campo de la resistencia mediante el martillo Schmidt o esclerómetro. A nivel de laboratorio, sobre las muestras representativas recuperadas, se realizaron los ensayos requeridos para obtener las propiedades geomecánicas de los materiales rocosos, entre ellas la compresión uniaxial y carga por punta.

En el contenido del informe se presenta detalladamente los resultados del estudio, los cuales se basan en los parámetros o lineamientos establecidos por la norma *N.S.R-10* títulos H y Título A, así como las características hidrológicas, geológicas y geomorfológicas del terreno, y las condiciones geotécnicas del área de estudio y las zonas perimetrales de entorno. Se incluyen también las memorias de investigación (Registros de sondeos en campo y de caracterización en laboratorio), resultados de la evaluación geológica y geotécnica del área o zona deslizada, las características geotécnicas del talud inestable y su entorno, los parámetros de sismicidad aplicados al análisis de estabilidad y diseño geotécnico de los cortes de movimiento de tierras diseñado para la reconformación geométrica local y estabilización del talud. Se incluyen los resultados del estudio hidrológico y análisis hidráulico necesario para el diseño del sistema de drenaje y sub drenaje de la zona inestable y su entorno.

Se incluyen los planos y memorias de diseño de las obras geotécnicas, estructurales e hidráulicas correctivas y preventivas y de mitigación, establecidas como resultado de los estudios integrales realizados. Se presenta también la consolidación de las cantidades de obra propuestas, tanto en los aspectos o componentes geotécnico, estructural e hidráulico; así como el presupuesto parcial y general de las obras, las especificaciones técnicas correspondientes a los diseños, el proceso constructivo de las obras y el cronograma de ejecución de las mismas.

El alcance a nivel de diseño incluye las medidas u obras de tipo geotécnico en cuanto a la reconformación geométrica del talud, estructuras de contención y/o confinamiento, el diseño del drenaje de las aguas de escorrentía superficial y sub drenaje de las aguas freáticas e infiltradas y también las medidas de sistemas de protección del área o zona reconformada y el sistema de barrera dinámica para protección de caída de bloques y fragmentos de material rocoso.

El estudio se realizó a solicitud de la *ALCALDÍA MUNICIPAL DE DUITAMA.*

1 LOCALIZACIÓN

Departamento	Boyacá	Ciudad/Municipio	Duitama
Dirección	Barrio La Fuente		
Posición respecto al área urbana	Sector noreste del casco urbano.		
Detalle de la ubicación.	Esquema de ubicación, **Figura 1** y **Fotografía 1**.		



Figura 1. *Localización de la zona del deslizamiento y el área de influencia.*



Fotografía 1*. Ubicación del área inestable.*

2 ESTUDIO GEOLÓGICO DEL AREA INESTABLE Y ZONAS AFERENTES AL PROYECTO

2.1 LITOLOGÍAS Y FORMACIONES GEOLÓGICAS AFLORANTES EN EL SECTOR

La secuencia estratigráfica ***regional***, está caracterizada por rocas sedimentarias de origen marino y de transición marino- continental, ubicadas en los períodos Cretácico Superior y Neógeno. La distribución de litologías en el municipio de Duitama está dada por las formaciones: La Rusia, Labor y tierna, Plaeners, ANEGrupo Churuvita, Conejo, Guaduas, Une, Tilatá y depósitos aluviales. (***Figura 2)***

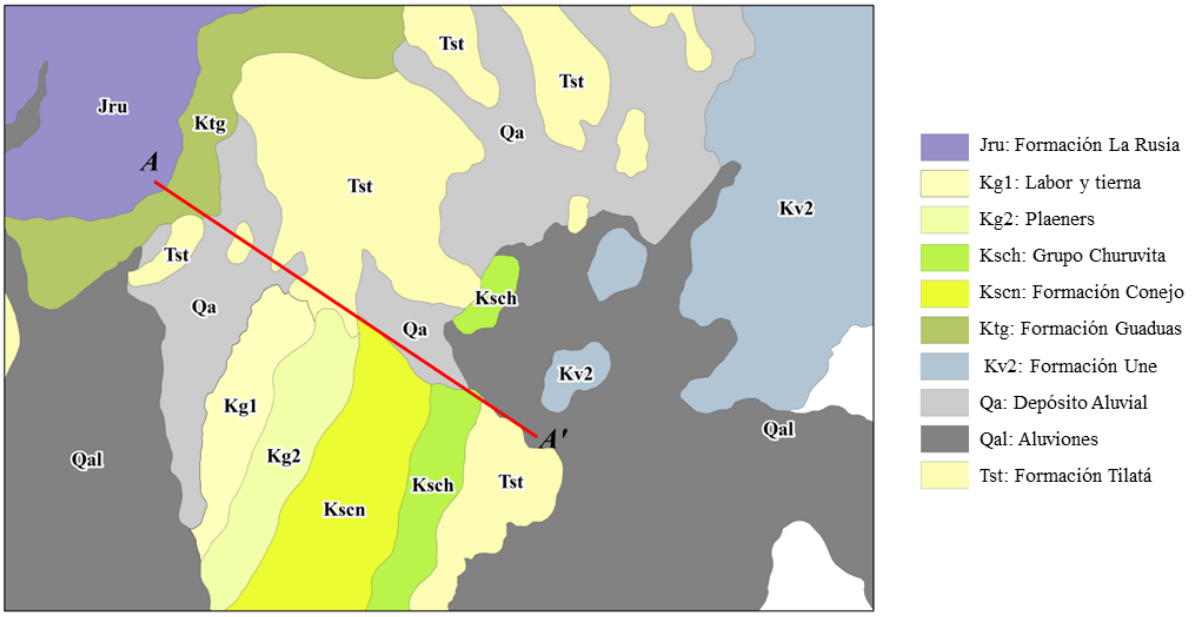


Figura 2. *Mapa de unidades geológicas a nivel regional, a escala 1:25.000. Tomado de la plancha 171-Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá).*

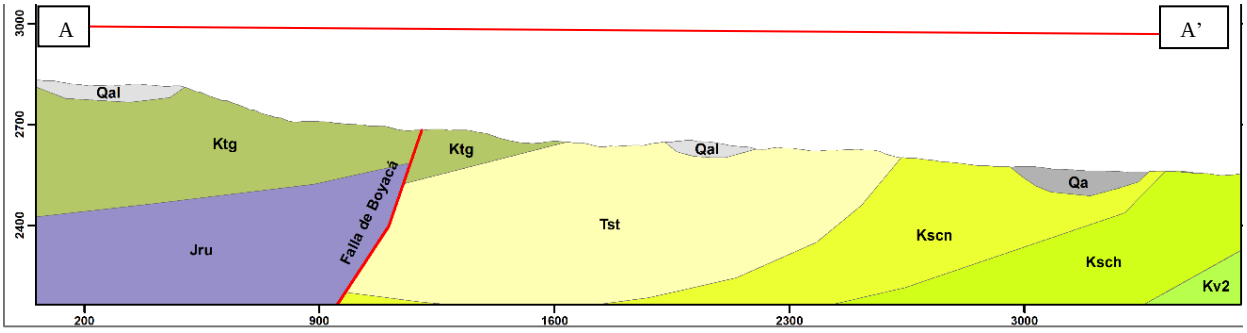


Figura 3. *Perfil geológico, sección A-A'. Fuente: Autor*

La unidad que aflora ***localmente*** en el área a intervenir corresponde a la Formación Grupo Chuvurita (Ksch).

El ***Grupo Churuvita (Ksch)*** está descrito litológicamente como areniscas, arcillolitas, calizas, shales grises y limolitas. En el sector se observan bancos de arenisca compacta de color beige de 3-4 metros e intercalaciones de arcillolitas de 30cm de espesor, frágiles y meteorizadas. Se presenta un alto grado de diaclasamiento influido por la acción de raíces de árboles grandes de eucalipto que intervienen y debilitan las rocas. Se visualiza vegetación arbustiva, y el horizonte orgánico es de 5-10 cm. La Figura 4 permite visualizar la geología de la zona analizada y del área que la circunda.



Fotografía 2. *Formación Churuvita (Ksch) y la afectación de los árboles.*

En el contexto local del predio, se identificaron estratos rocosos aflorantes como pertenecientes a esta formación. El macizo rocoso, desde el punto de vista geomecánico, presenta discontinuidades asociadas a procesos tectónicos compresivos, los cuales han generado una serie de patrones o familias de diaclasas, las cuales se encuentran orientadas perpendicular y oblicuamente a la estratificación, con datos estructurales 143/82, 213/12 y 49/78. Estas fracturas hacia superficie, han generado una serie de patrones por los cuales el agua de escorrentía ha tomado curso, generando meteorización moderada.

Ha sido evidente que no se han presentado movimientos en masa de la ladera, sin embargo, dadas las características litológicas de los materiales, se han presentado desprendimiento de bloques, los cuales se han constituido en amenazas para la zona residencial aledaña. La topografía no obedece a una configuración de alta pendiente, en términos generales está constituido por materiales tipo arenisca; la cual presenta resistencia al cortante alta y densidad alta hacia profundidad, parámetros que le confieren una alta competencia. Sumado a esto, el macizo presenta condiciones de deformabilidad y expansión volumétrica muy bajas, dada la naturaleza rígida y del macizo rocoso. Estos aspectos permiten definir el macizo rocoso como estable geotécnicamente.

En cuanto a la incidencia del agua en los factores de inestabilidad, se definió una circulación rápida del agua con base en el comportamiento hidrológico de la zona, en función de la inclinación del macizo en el sentido del buzamiento de los estratos, hacia el costado Nor-Oeste, y también, a la baja taza de infiltración que presenta el macizo rocoso. Esto viene dado principalmente por dos aspectos: La cementación que presenta la roca, no permite una comunicación efectiva de los poros y por ende una baja permeabilidad; y por las discontinuidades del macizo rocoso, las cuales se encuentran muy cerradas, y en algunos casos rellenas de

material arcilloso, actuando como un sello para el flujo libre del agua. Estas consideraciones están basadas en datos obtenidos en campo mediante pruebas de percolación, y posterior análisis, cuyos resultados se encuentran más adelante en el presente informe.

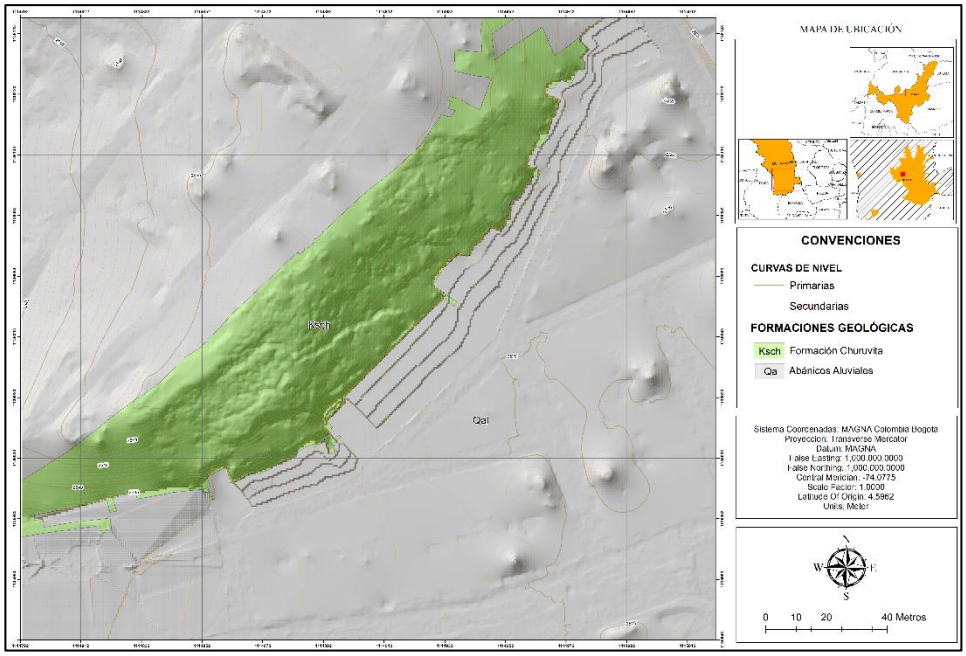


Figura 4: *Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio. Tomado de la plancha 171- Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá).*

2.1.1 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL

Estructuralmente la región se ubica en el altiplano cundiboyacense, inmerso en la cordillera oriental, donde resultan expuestas rocas sedimentarias del periodo cretácico superior y paleógeno, las cuales presentan estructuras principales producto de actividad tectónica y los correspondientes esfuerzos compresionales y tensionales a los cuales han sido sometidas a lo largo de la historia geológica.

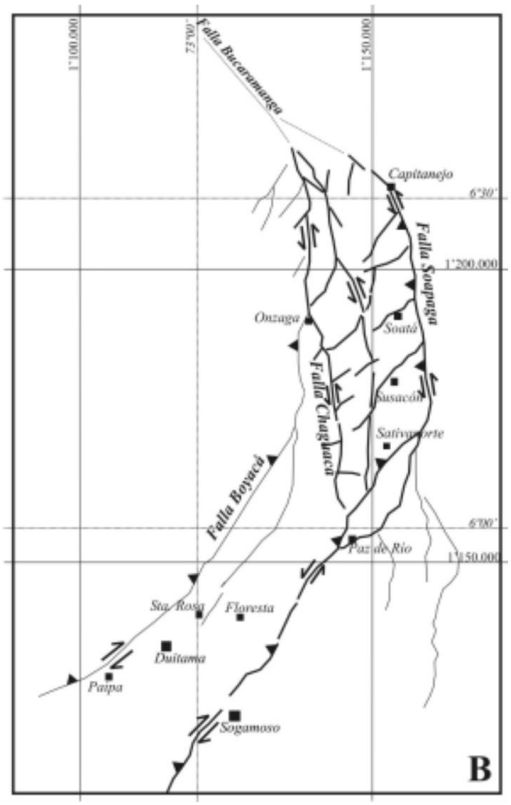


***Figura 5**: Interpretación de la estructura dúplex por combinación de movimientos verticales y transcurrentes. Tomado de Interpretación de transcurrencia de las fallas Soapaga y Boyacá a partir de imágenes Landsat TM-2005*

A consecuencia de estos eventos, se han generado una serie de plegamientos con estilos estructurales preferenciales NE-SW, y en los sectores donde los esfuerzos excedieron la resistencia de los materiales, se originaron fallas de tipo inverso, paralelas a las estructuras. La falla más cercana del área involucrada en el estudio se encuentra la falla de Boyacá y la falla de Chivatá:

La falla de Boyacá se localiza en la zona axial de la Cordillera Oriental de Colombia y se han considerado como una falla de cabalgamiento, relacionadas con la amortiguación al sur de la Falla Bucaramanga (Boinet et al., 1989).

3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL DEL AREA DE ESTUDIO

El municipio de Duitama está ubicado en el sistema morfo estructural orogénico andino, en el cinturón montañoso plegado y fallado correspondiente a la cordillera oriental colombiana. Este sector, ubicado en la parte central de Boyacá, hace parte principalmente del pie de monte cordillerano contra el valle del Río Magdalena, el cual discurre en sentido SW – NE subsecuentemente al sistema de plegamiento y fallamiento principal de la región, sobre rocas sedimentarias Paleógenas y cretácicas, bajo un fuerte control estructural. El relieve de la región y las geoformas existentes, a manera general, corresponde a un ambiente montañoso estructural denudacional y en segundo grado, algunas geoformas propias de un ambiente aluvial de montaña, ligadas a los cursos de los ríos principales y quebradas del sector.

Ambiente	Código	Descripción
DENUDACIONAL	Dldebl	Lomo denudado bajo de longitug larga
FLUVIAL	Ftae	Escarpe de terraza de acumulación.
	Fpla	Planicie y delta lacustrino
	Ftan	Terraza de acumulación antigua
ESTRUCTURAL	Sl	Lomos
	Slcps	Ladera de contrapendiente suave



Figura 6. *Mapa de unidades geomorfológicas, Sector "La Fuente" Cartografía a escala 1:25.000. Tomado del Atlas Geomorfológico del departamento de Boyacá.*

La geomorfología local está dada por un lomo denudado, relicto producto de la meteorización e intervención antrópica de un macizo rocoso, las rocas se caracterizan por ser competentes que se reflejan como pendientes pronunciadas en las laderas.

En los factores morfodinámicos la influencia de la vegetación promueve la infiltración de agua, que favorece procesos activos de meteorización física- química, se observa materiales desgastados y rodados, algunos elementos se resbalan sobre la pendiente de la ladera en forma de caída de rocas, formando escarpes que se inestabilizan también por la acción antrópica de cortes para la construcción de viviendas.



Fotografía 3. *Unidades geomorfológicas del área de estudio. Fuente: Autor.*



Fotografía 4. *Vista lateral del área a intervenir.*

4 COBERTURA Y USO DEL SUELO

Con el fin de identificar la incidencia e intensidad de los procesos que afectan los taludes y zonas aledañas, se realizaron los mapas de cobertura y uso del suelo para poder con base en los mismos, analizar los efectos de cobertura vegetal en la estabilidad del macizo rocoso y su incidencia en la generación de movimientos en masa. Ver **Figura 8** y **Figura 9**.

La cobertura y el uso del suelo es un condicionante de gran importancia para tener en cuenta para la estabilidad del talud y la ocurrencia de movimientos en masa. El macizo rocoso ubicado en el sector de La Fuente está cubierto por vegetación correspondiente a pastos, arbustos nativos de bajo espesor, y en algunas zonas, árboles de considerable altura. La nomenclatura que corresponde a la cobertura del macizo rocoso de nivel 4, con base en la Metodología Corine Land Cover adaptada para Colombia, IDEAM, 2010, se definió como "Vegetación secundaria o en transición", tanto secundaria baja como secundaria alta. Ver **Figura 7**. El uso del suelo corresponde a "Protección". Funcionalmente, el macizo rocoso es una reserva forestal, por una parte, del mismo, se generó un sendero de tránsito para los residentes de la zona.

3. BOSQ	3.2. Áreas con vegetación herbácea			3.2.1.1.2. Herbazal denso inundable	3.2.1.1.2.1. Herbazal denso inundable no arbolado
					3.2.1.1.2.2. Herbazal denso inundable arbolado
					3.2.1.1.2.3. Arracachal
					3.2.1.1.2.4. Helechal
			3.2.1.2. Herbazal abierto	3.2.1.2.1. Herbazal abierto arenoso	
				3.2.1.2.2. Herbazal abierto rocoso	
		3.2.2. Arbustal	3.2.2.1. Arbustal denso		
			3.2.2.2. Arbustal abierto	3.2.2.2.1. Arbustal abierto esclerófilo	
				3.2.2.2.2. Arbustal abierto mesófilo	
		3.2.3. Vegetación secundaria o en transición	3.2.3.1. Vegetación secundaria alta		
			3.2.3.2. Vegetación secundaria baja		
	3.3. Áreas abiertas, sin o con poca vegetación	3.3.1. Zonas arenosas naturales	3.3.1.1. Playas		
			3.3.1.2. Arenales		
			3.3.1.3. Campos de dunas		
		3.3.2. Afloramientos rocosos			
		3.3.3. Tierras desnudas y degradadas			
		3.3.4. Zonas quemadas			
		3.3.5. Zonas glaciares y nivales	3.3.5.1. Zonas glaciares		
			3.3.5.2. Zonas nivales		

Figura 7*. Nomenclatura de cobertura nivel 4 para el macizo rocoso a tratar en el sector La Fuente. Cuadro tomado de: IDEAM, 2010. Leyenda Nacional de Coberturas de la Tierra. Metodología Corine Land Cover adaptada para Colombia Escala 1:100.000.*

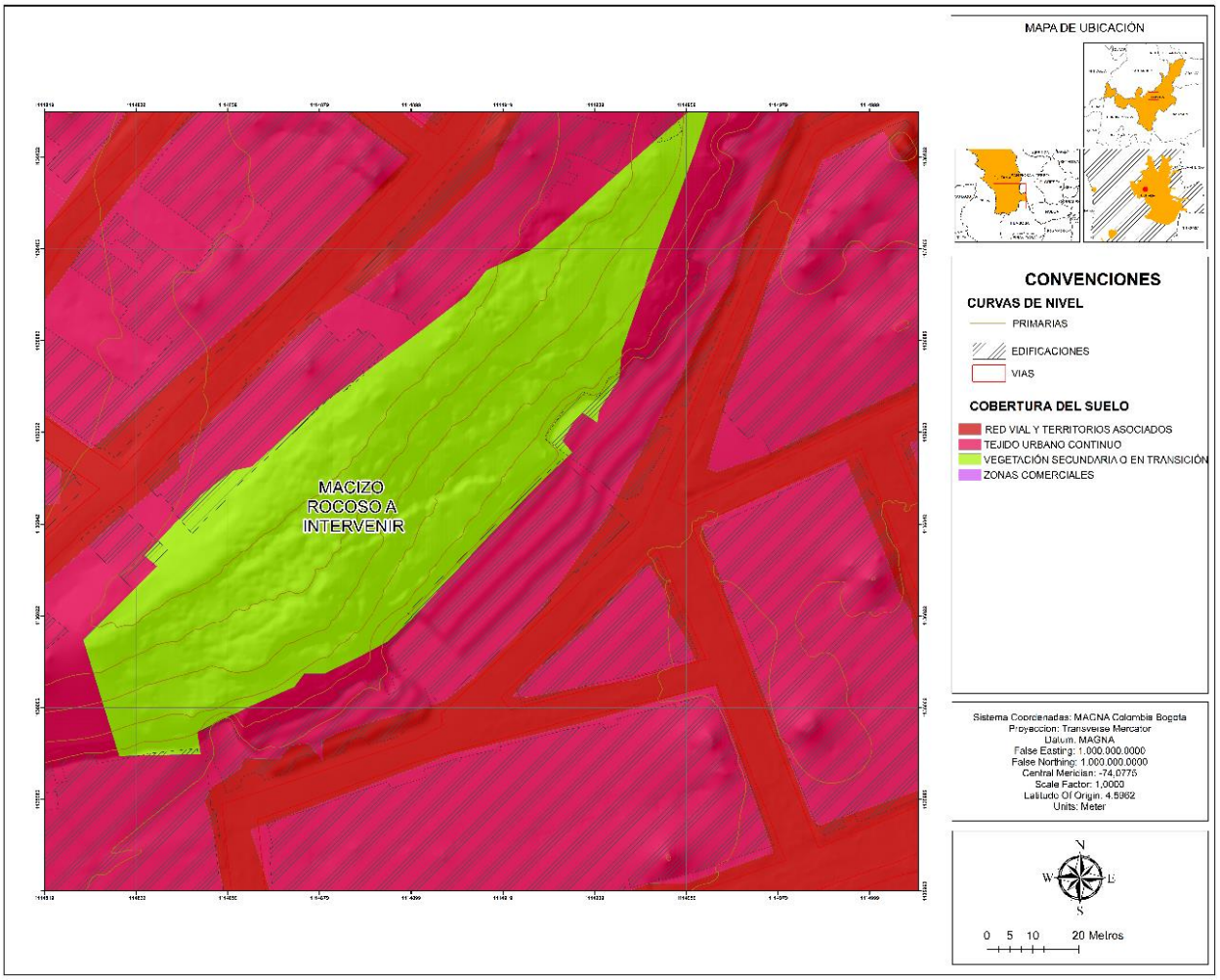


Figura 8. *Mapa local de coberturas del suelo adyacentes al macizo rocoso situado en el sector La fuente.*

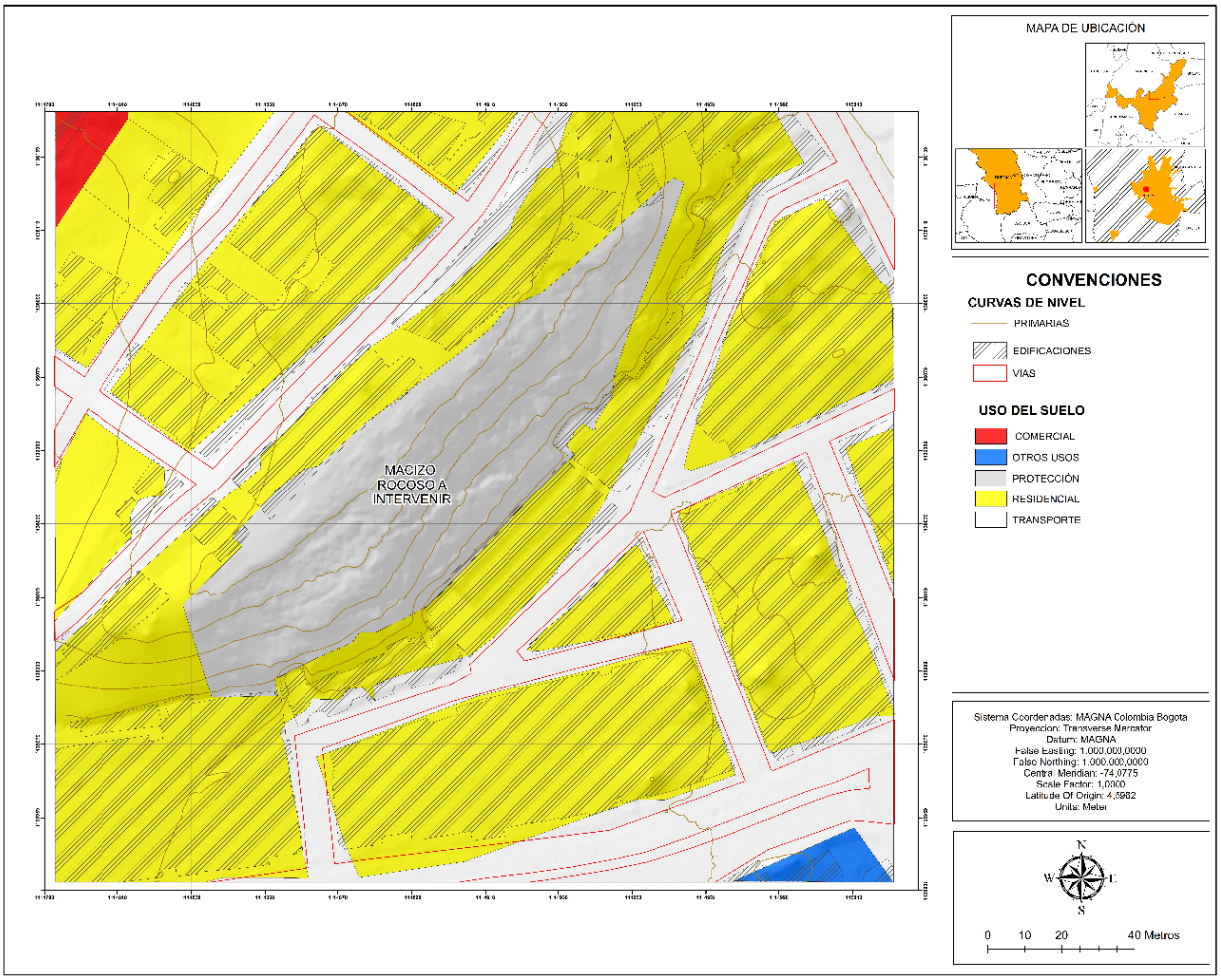


Figura 9. *Mapa local de uso del suelo en áreas adyacentes al macizo rocoso situado en el sector La Fuente.*

En el talud, la presencia de arbustos y pastos como cobertura vegetal ayuda a disminuir la erosión al prevenir la infiltración y el deslizamiento o la tendencia a la movilización de la masa. La capacidad de infiltración reducida conlleva a presiones intersticiales más bajas en el fluido subyacente, disminuyendo así el riesgo de deslizamientos. No obstante, los árboles de género *eucalyptus*, a pesar de absorber cantidades significativas de agua, representan un inconveniente debido a que sus raíces pueden provocar descomposición biológica en la roca, lo que resulta en fracturas de la masa rocosa y posiblemente en la caída de bloques debido a la pérdida de confinamiento. La región de la cual se desprendió el material rocoso y que causó daños se expuso a la intemperie debido a la intervención antrópica con la realización de un corte en el pie del talud. Esta exposición produjo la erosión del material, el posterior desconfinamiento y la caída de este.

Localmente, el uso de los suelos es de tipo residencial, comercial y de infraestructura y transporte, con cobertura de tipo red vial y tejido urbano continuo; la cobertura y el uso de estos suelos adyacentes no pueden contribuir a la generación de deslizamientos, las vías tienen su respectivo drenaje y no se presenta infiltración alguna hacia el macizo rocoso que provenga de estas; el agua que recibe el talud proviene netamente de precipitaciones que caen sobre la cobertura vegetal del mismo. La infiltración es baja y en función de esto, no se presenta una situación crítica de erosión en la mayor parte del macizo rocoso.

5 ESTUDIO HIDROLOGICO

En la zona para la cual se lleva a cabo el presente estudio, el comportamiento hidrológico se estudia con el fin de comprender el régimen de precipitaciones tanto con la recurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos, como con el régimen hidrológico promedio, ya que es necesario identificar qué eventos generan el mayor estrés en los taludes evaluados y los mayores incrementos de nivel freático que pueden generar inestabilidad en los taludes, así como en manejo de la escorrentía superficial en el área de influencia de los taludes. Por tanto, es conveniente realizar un modelamiento hidrológico enfocado en estimar el comportamiento de la precipitación, ya sea a partir de información de parámetros hidrológicos para eventos (curvas IDF) extremos aportados por el IDEAM o con curvas IDF sintéticas a partir de modelos paramétricos locales y nacionales, así como eventos extremos de lluvias mensuales, y lluvias antecedentes en ventanas temporales de 5 días. Los datos obtenidos estarán relacionados a un periodo de retorno en los que se realizara el análisis y por lo tanto una probabilidad de ocurrencia. Esta información es vital para estimar los caudales de diseño para el manejo de aguas superficial, y el dimensionamiento de la red de drenaje superficial.

Para tal fin se consultó la información disponible en cuanto a series de parámetros hidrometeorológicos en la base de datos del IDEAM, para su posterior análisis.

5.1. SERIES DE PARAMETROS HIDROCLIMATOLOGICOS.

El estudio detallado a continuación busca analizar y evaluar el comportamiento de las diferentes variables hidro climatológicas con influencia sobre el área de estudio, con el fin de determinar el régimen hidrológico preponderante en el área, lo que servirá como insumo fundamental.

Para tal fin se contó con información de parámetros hidrometeorológicos de las estaciones meteorológicas del IDEAM presentes en la zona:

En la ***Tabla* 1** se relacionan las estaciones para las que se solicitó información, tanto para análisis como para correlación y estimación de datos faltantes en las series temporales de los parámetros hidro climatológicos requeridos, la selección se llevó a cabo considerando criterios de proximidad a la zona de estudio, representatividad del régimen hidrológico, extensión de los registros y numero de parámetros disponibles para el análisis, de manera que en algunos casos se despreciaron los datos asociados a otras estaciones próximas al sitio de estudio:

Tabla 1*: Relación de Estaciones IDEAM.*

DESCRIPCION DE LA ESTACION							
ID	CODIGO	NOMBRE	TIPO	RESP	COTA m.s.n.m.	LATITUD	LONGITUD
1	24030350	DUITAMA [24030350]	PTM	IDEAM	2540	5.830083	-73.0446

Para la estación climatológica se solicitó la información correspondiente a los siguientes parámetros:

PT es serie precipitación total diaria (mm), con la cual se derivó:

No. D.P. es serie No. días precipitación mensual.
PMAX24H es serie mensual precipitación máxima en 24h mensual (mm).
P promedio mensual (mm).
P máxima mensual Multianual (mm).
P máxima acumulada 5 días, multianual (mm).

A la información suministrada, en forma de series mensuales y anuales de los diferentes parámetros hidro climatológicos por estación, se les realizaron diferentes análisis estadísticos, entre los que cabe mencionar:

- Análisis de frecuencia: Estimación de valores extremos disponibles para los diferentes parámetros mediante ajuste a distribuciones de probabilidad de valores extremos.

- Construcción de curvas IDF: Diseño de tormentas de precipitación.

En el anexo No. 4 se presentan los cálculos realizados, así como los datos empleados.

5.1.1. ANÁLISIS DE FRECUENCIA EN SERIES DE PARÁMETROS HIDRO CLIMÁTICOS EXTREMOS.

El análisis de frecuencia es el tipo de enfoque más usual empleado en el modelamiento de fenómenos estocásticos para predecir la magnitud de eventos hidrometeorológicos extremos relacionados a un periodo

de retorno seleccionado de acuerdo con los requerimientos del estudio en curso. Para el caso se seleccionaron periodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 20, 50, 100 años con el objetivo de contar con un amplio abanico de información a emplear en los diferentes análisis.

Para este fin es necesario ajustar los datos de las series hidrometeorológicas anuales de interés a una distribución de probabilidad de valor extremo, en este análisis se emplearon tres de las distribuciones de probabilidad más utilizadas en hidrología para estimación estadística inferencial (Ven Te, Maidment, & Mays, 1994):

Distribución de valor extremo tipo I (Gumbel)
Distribución de valor extremo tipo III (Pearson)
Distribución de valor extremo tipo III (Log - Pearson)

Las distribuciones se programaron en una hoja de cálculo y se aplicaron a cada una de las series de parámetros hidrometeorológicos anuales considerados en el análisis.

- Distribución Gumbel Tipo I:

La función de densidad de probabilidad de esta distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$f(x,\alpha,u)=\frac{1}{\alpha}e^{\left(-\frac{x-u}{\alpha}-e^{-\frac{x-u}{\alpha}}\right)} \quad para \quad -\infty<x<\infty$$

Con parámetros:

$$\alpha=\frac{\sqrt{6}S}{\pi} \quad ; \quad u=\bar{X}-0.5772\alpha$$

Donde: $\bar{X}$ es promedio de los datos de la serie anual y S es la varianza de los datos de la serie anual.

En la ***Tabla 2*** se presentan los valores de promedio, varianza y parámetros de la distribución Gumbel TI, calculados para cada una de las series anuales de valores extremos:

Tabla 2 *Parámetros calculados para la distribución Gumbel TI*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			*MOMENTOS EST. MUESTRA*				*GUMBEL TI*	
ESTACIÓN	CODIGO	PARÁMETRO	X	S	Cs	n	α	u
DUITAMA	[24030350]	P24H	40.23	9.33	0.12	38	7.27	36.04

- Distribución Pearson Tipo III:

La función de densidad de probabilidad de esta distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$f(x,\alpha,\beta)=\begin{cases}\frac{1}{\beta^{\alpha}\Gamma(\alpha)}(x-\epsilon)^{\alpha-1}e^{-\frac{x-\epsilon}{\beta}} & para\ x>\epsilon;\ \alpha,\beta>0\\ 0 & para\ x\le\epsilon\end{cases}$$

Con parámetros:

$$\alpha=\left(\frac{\bar{X}}{S}\right)^2 \quad ; \quad \beta=\frac{S^2}{\bar{X}} \quad ; \quad \epsilon=\bar{X}-S\sqrt{\alpha}$$

Donde: $\bar{X}$ es promedio de los datos de la serie anual y S es la varianza de los datos de la serie anual.

En la ***Tabla 3*** se presentan los valores de promedio, varianza y parámetros de la distribución Pearson TIII calculados para cada una de las series anuales de valores extremos:

Tabla 3 *Parámetros calculados para la distribución Pearson TIII.*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***MOMENTOS EST. MUESTRA***				***PEARSON TIII***		
ESTACIÓN	CODIGO	PARÁMETRO	X	S	Cs	n	α	β	ϵ
DUITAMA	[24030350]	P24H	40.23	9.33	0.11	38	286.44	0.55	-117.67

- Distribución Log - Pearson Tipo III:

La función de densidad de probabilidad de esta distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$f(x,\alpha,\beta) = \begin{cases} \dfrac{1}{\beta^{\alpha}\Gamma(\alpha)}(y-\epsilon)^{\alpha-1}e^{-\frac{y-\epsilon}{\beta}} & para\ x > \epsilon;\ \alpha,\beta > 0 \\ 0 & para\ x \le \epsilon \end{cases}$$

Con parámetros:

$$\alpha = \left(\frac{\overline{Y}}{S_y}\right)^2 \quad ; \quad \beta = \frac{S_y^2}{\overline{Y}} \quad ; \quad \epsilon = \overline{Y} - S_y\sqrt{\alpha} \quad ; \quad y = \ln x$$

Donde: $\overline{X}$ es promedio de los datos de la serie anual y S es la varianza de los datos de la serie anual.

En la ***Tabla 4*** se presentan los valores de promedio, varianza y parámetros de la distribución Log-Pearson TIII calculados para cada una de las series anuales de valores extremos:

Tabla 4 *Parámetros calculados para la distribución Log Pearson TIII.*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***MOMENTOS EST. MUESTRA***				***LOG - PEARSON TIII***		
ESTACIÓN	CODIGO	PARÁMETRO	X	S	Cs	n	α	β	ϵ
DUITAMA	[24030350]	P24H	3.66	0.239	-0.25	38	63.30	0.03	1.76

- **Prueba de bondad de ajuste a las distribuciones de valores extremos.**

Para determinar el grado de ajuste de los datos de las series hidrometeorológica a las distribuciones de probabilidad usadas, se empleó el método de Komolgorov – Smirnov, el cual consiste en obtener la distribución de probabilidad acumulada de la muestra y compararla con la función de distribución acumulada teórica calculada a partir de los momentos de la muestra; para un cierto número de datos de la serie, el valor absoluto máximo de la diferencia entre la distribución acumulada teórica y de la muestra, no debe exceder el valor fijado por el Test para un nivel de significación elegido previamente, en este caso a=0.2 o 20%, de lo contrario se rechaza la hipótesis nula, es decir, se acepta que los datos de la serie no se ajustan a la distribución de probabilidad escogida. En la ***Tabla 5Tabla 5*** se presenta en forma resumida el resultado de la prueba para cada serie analizada:

Tabla 5 *Resultado prueba de bondad de ajuste Komolgorov – Smirnov.*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE K-S a=0.2***			
ESTACIÓN	CODIGO	PARÁMETRO	Dt-NIVEL DE SIGNIFICACION a=0.2	Dmax-GUMBEL TI	Dmax-PEARSON TIII	Dmax-LOG PEARSON TIII
DUITAMA	[24030350]	P24H	0.1735	0.13	0.09	0.11

Aunque los datos se ajustan de forma satisfactoria a las tres distribuciones propuestas, se observa que la serie anual de precipitación máxima en 24 horas presenta el mejor ajuste a la distribución Pearson Tipo III, sin embargo, todas cumplieron la prueba de bondad de ajuste, por lo tanto, todas son útiles para la obtención de curvas de frecuencia de los parámetros analizados; (ver ***Tabla 5***).

El ajuste de los datos de las series hidrológicas se puede observar en forma gráfica al superponer el histograma de frecuencia acumulada de los datos de las series a la curva de distribución acumulada teórica, en las ***Figura 10*** a ***Figura 12*** se muestra el ajuste grafico de las distribuciones acumuladas de los datos de las series de valores extremos anuales (rojo) analizadas, comparadas con las diferentes distribuciones de valores extremos (línea verde):

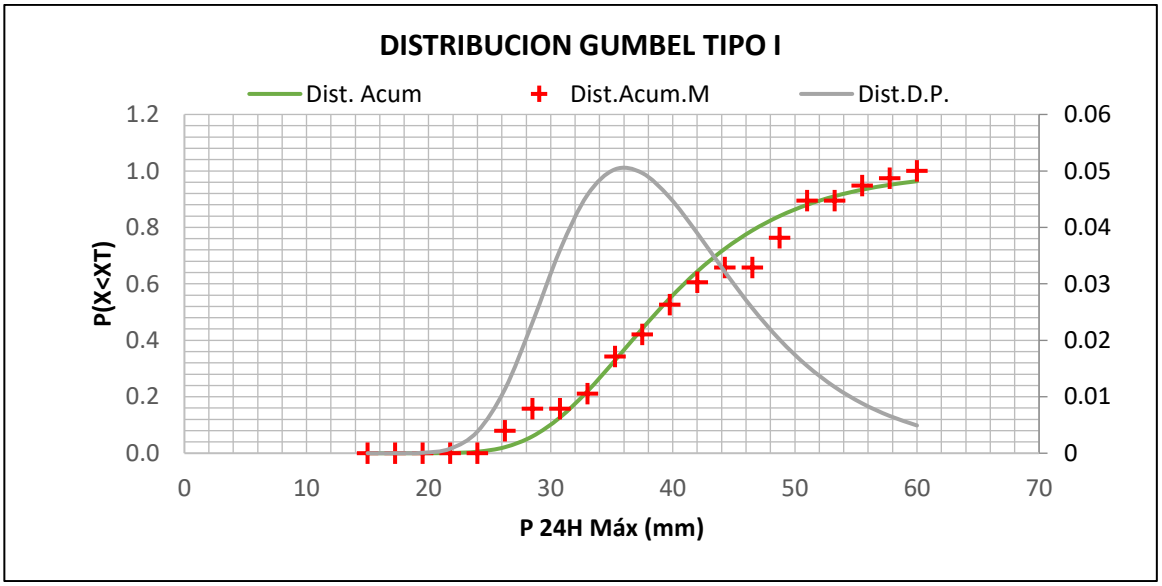


Figura 10 *Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.*

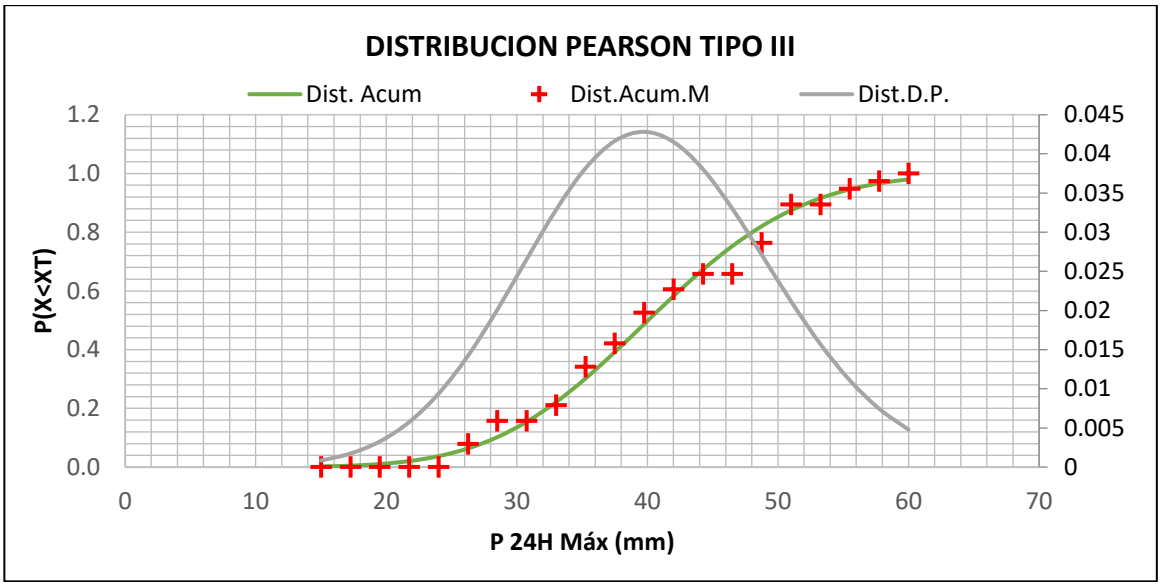


Figura 11 *Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.*

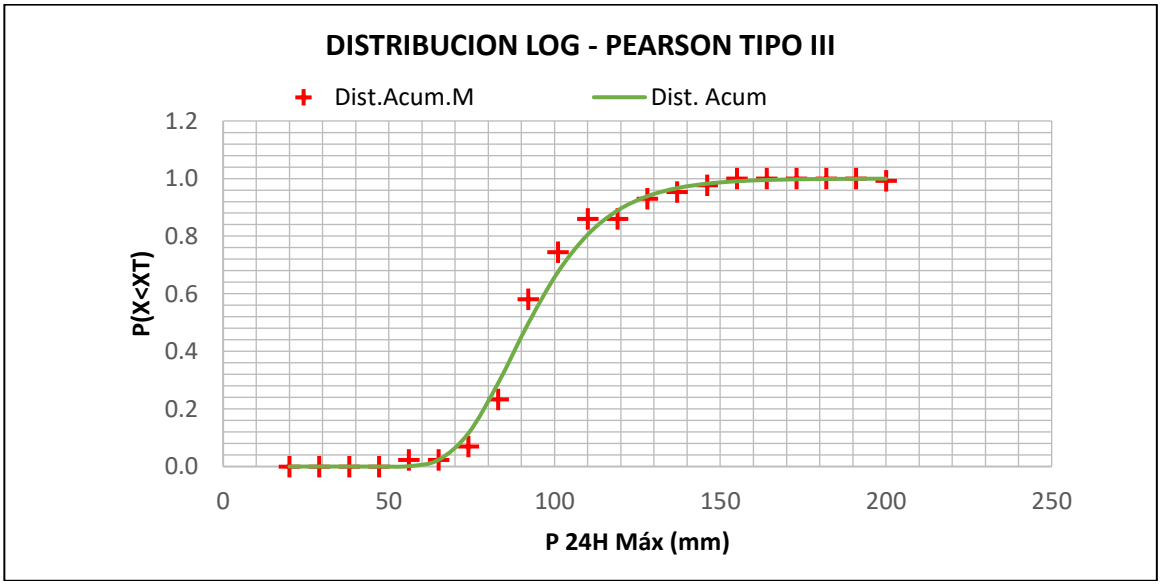


Figura 12 *Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.*

5.2. RÉGIMEN HIDROLÓGICO

Con el fin de caracterizar el régimen hidrológico del área de estudio, se analiza el comportamiento temporal de las variables hidrometeorológicas, lo que involucra la identificación de tendencias en las series multianuales de precipitación total, número de días con precipitación, precipitación máxima en 24 horas; así como el comportamiento de las series mensuales multianuales mediante el uso de los diagramas de cajas y bigotes.

5.2.1 PRECIPITACIÓN.

En la ***Figura 13***, se presentan los datos de precipitación total anual para cada uno de los años del registro (1983 -2022), de forma general se evidencia un comportamiento cíclico caracterizado por alternancia entre años menos húmedos y años más húmedos, con una recurrencia aproximada de 6 a 7 años, que se puede asociar a la ocurrencia del fenómeno de la niña y el niño. En el registro es posible observar de igual manera algunos años marcados por precipitaciones inusualmente altas como los fenómenos ocurridos en (2011). En promedio para la zona de estudio, la precipitación promedio anual multianual es de 929.3mm.

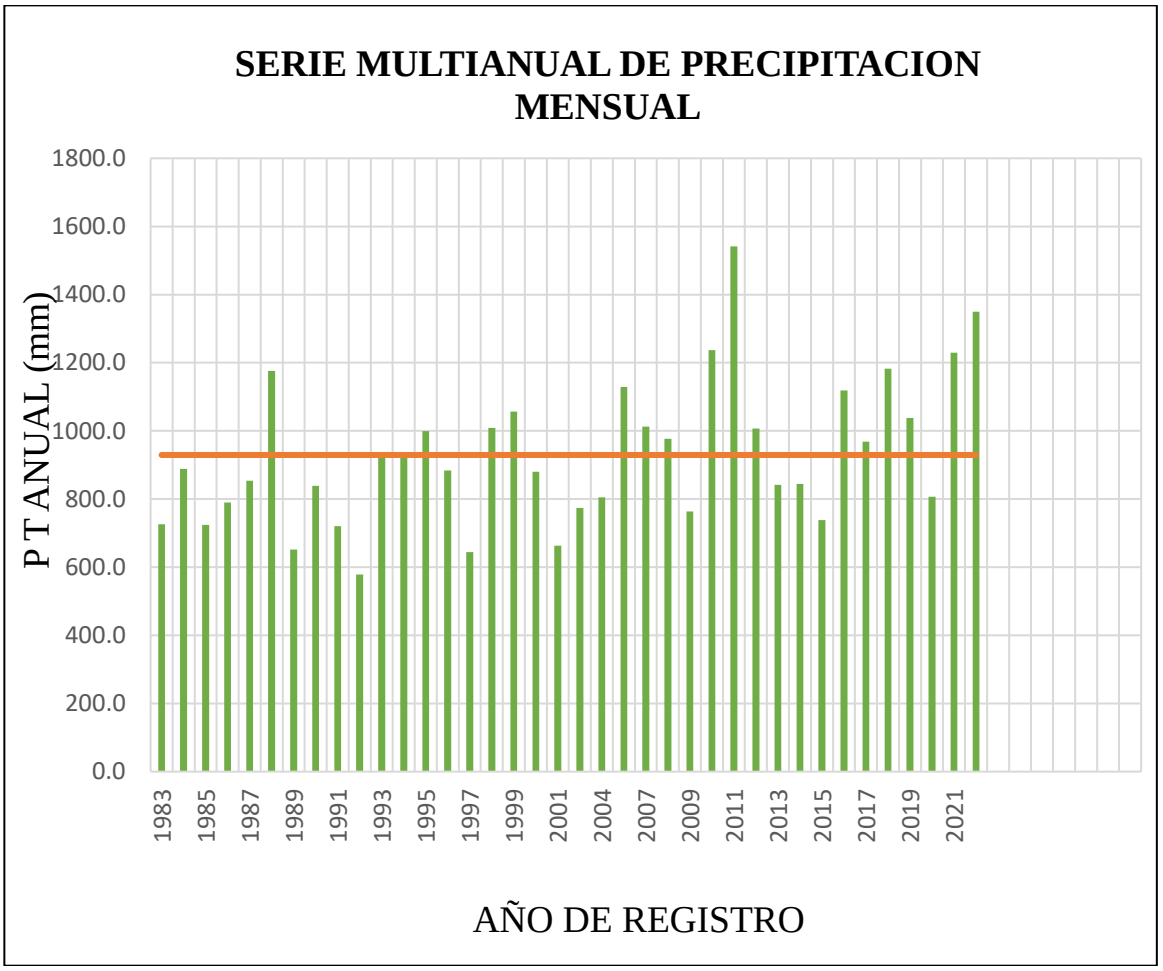
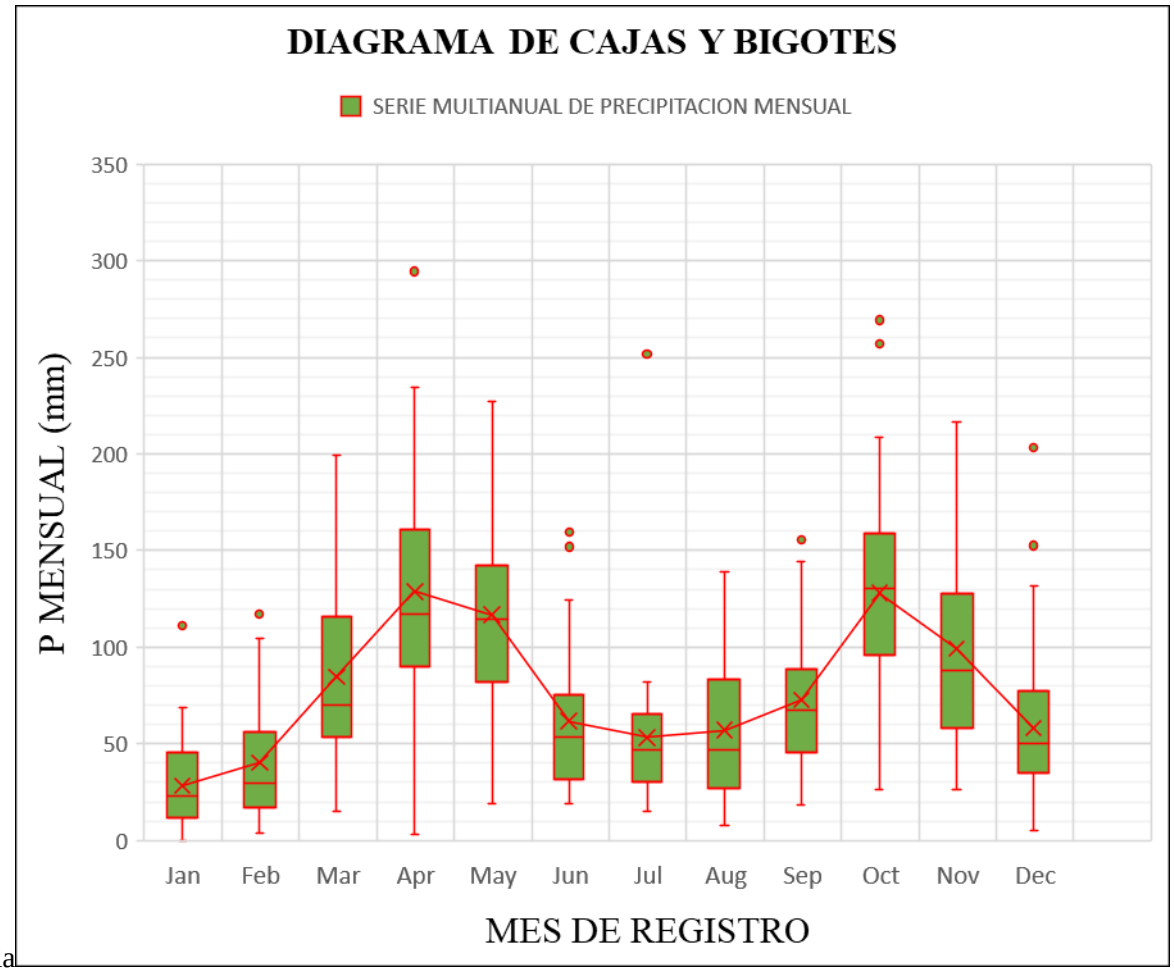


Figura 13 *Serie multianual de precipitación total (mm) Estación Duitama.*



En la **Figura *14*** se presenta del diagrama de cajas y bigotes para la serie mensual promedio multianual para la estación analizada, se observa un comportamiento bimodal en la precipitación total mensual a lo largo del año, con los meses de marzo, abril y mayo, así como octubre y noviembre, como los meses de mayores precipitaciones; alternados con julio, agosto, y enero, febrero como los meses con menores precipitaciones. Los meses de abril y octubre se caracterizan por presentar la mayor variación en los valores de precipitación lo cual se relaciona con la variación entre periodos húmedos y secos, reportando datos inusualmente altos con más frecuencia en los meses de octubre y noviembre.

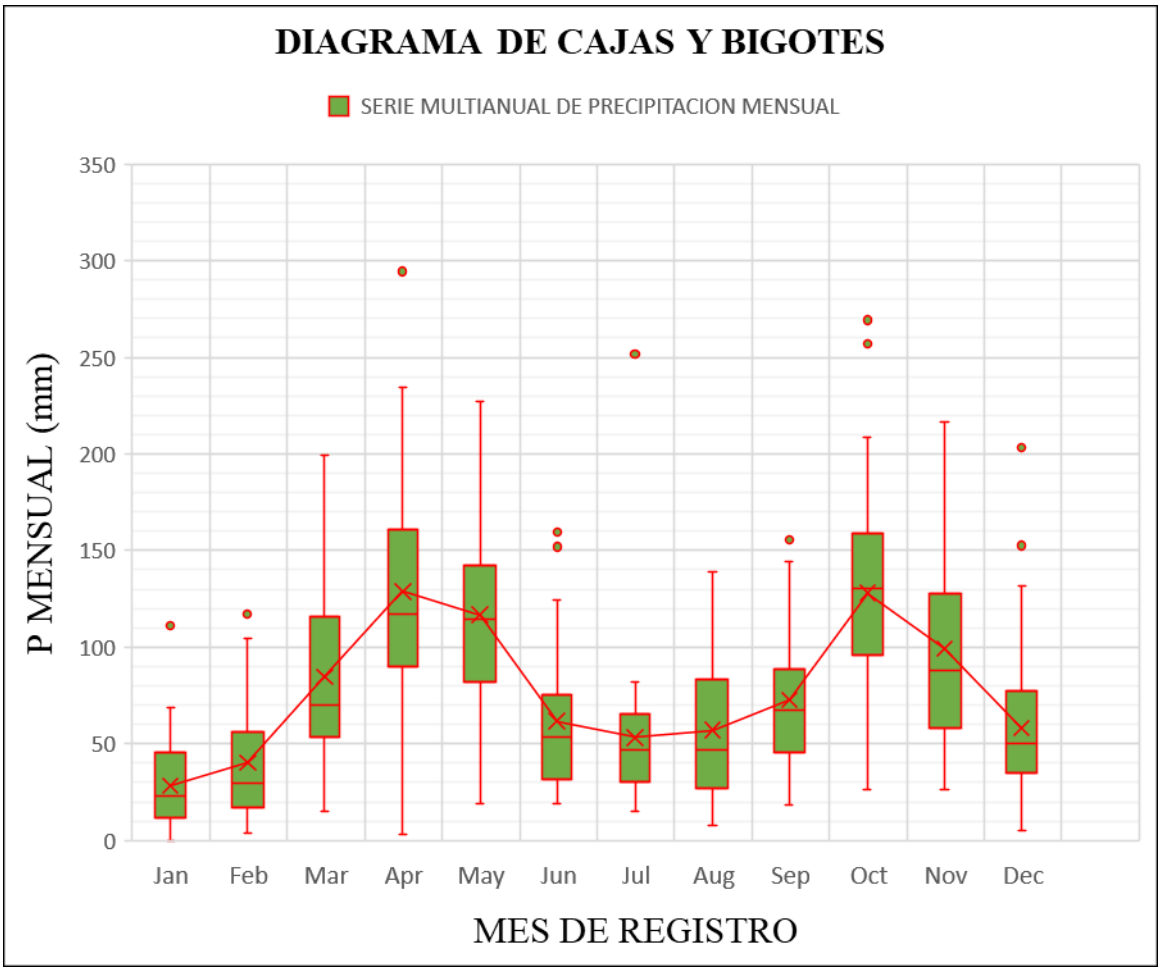


Figura 14 *Diagrama de cajas y bigotes precipitación mensual (mm) Estación Duitama.*

5.2.2 NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIÓN

La serie multianual de número de días con precipitación presentada en la Figura 15 revela un comportamiento homogéneo en el número de días con precipitación, desde donde se ve una tendencia más o menos constante alrededor de 182 días con precipitación al año para el periodo de 1983 a 2022. No se observan cambios evidentes en la tendencia de la serie, atribuibles al cambio climático en este parámetro hidrometeorológico.

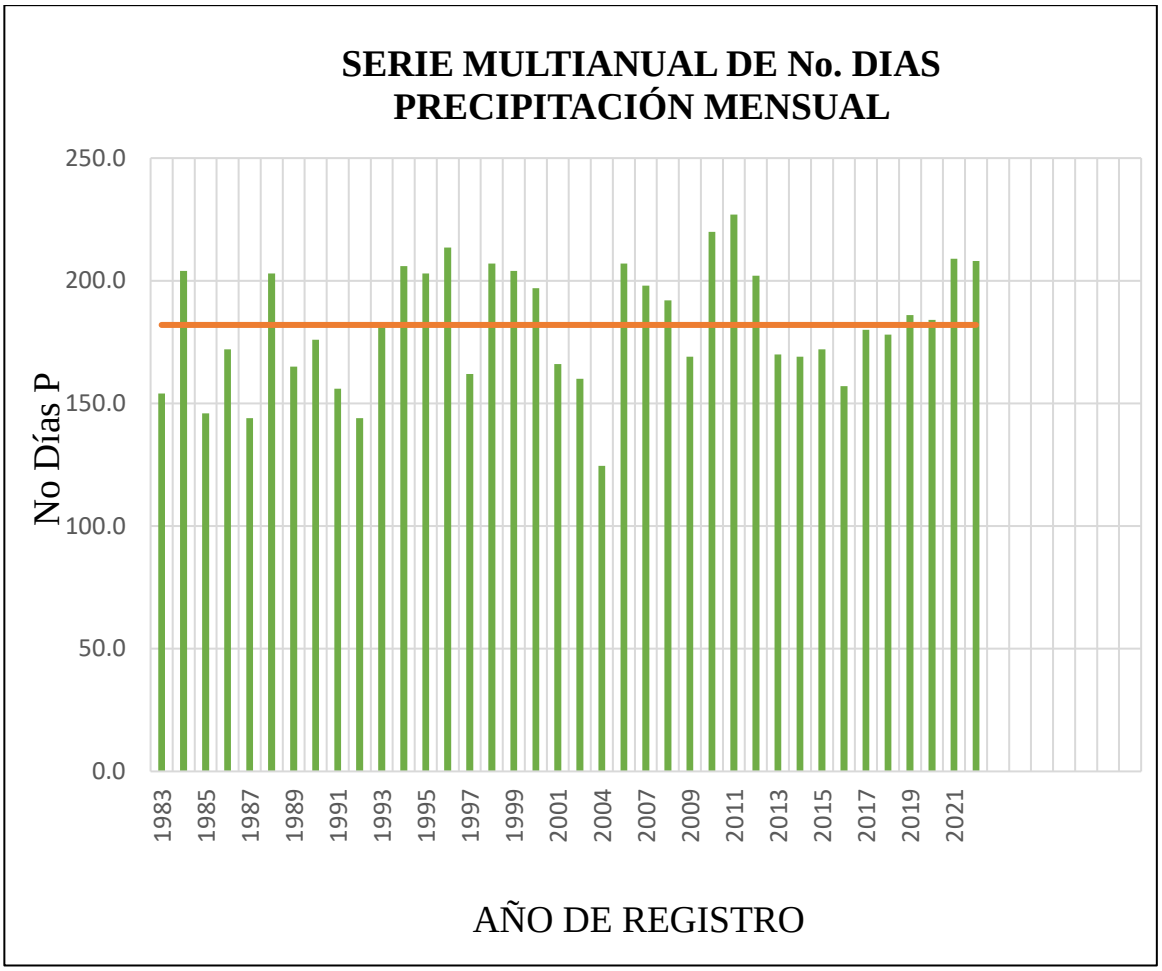


Figura 15: *Serie multianual de número de días con precipitación - Estación Duitama.*

En cuanto los valores de la serie mensual multianual, se observa un comportamiento Bimodal presentando un valor máximo en los meses lluviosos de marzo, abril, mayo, octubre y noviembre, con 19 días (/mes, mientras que, en los meses secos, el promedio de días es de 9dias/mes.

Se observa a su vez que los meses con mayor dispersión en los datos de esta variable corresponden a los meses de transición entre periodos secos e invernales del año presentando menor regularidad (ver ***Figura 16***).

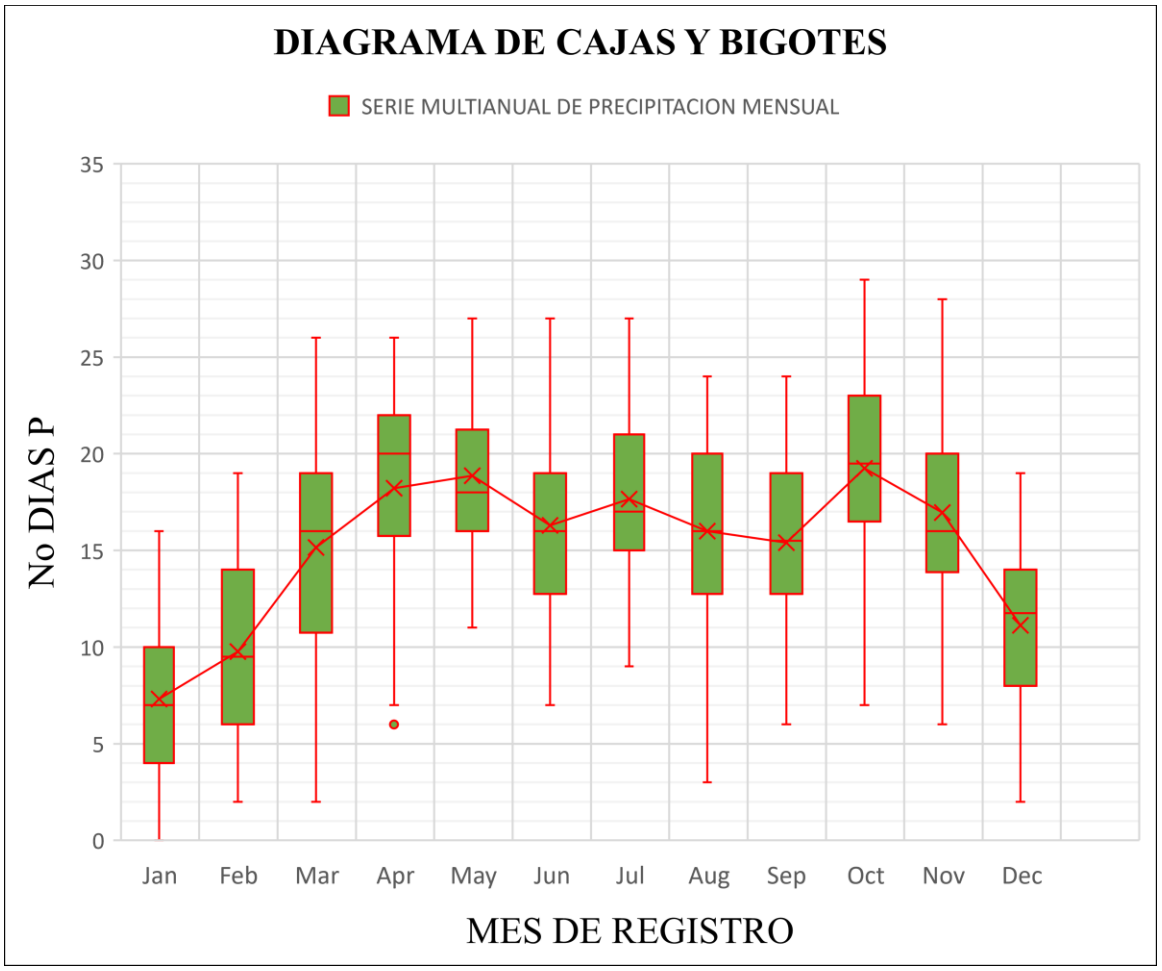


Figura 16 *Diagrama de cajas y bigotes número de días con precipitación estación Duitama.*

5.2.3 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS.

En la serie multianual de valores máximos de precipitación en 24 horas presentada en la ***Figura 17*** se observa un comportamiento altamente aleatorio y homogéneo a lo largo del registro. Para la extensión del registro se obtuvo un valor promedio multianual de 40.2mm.

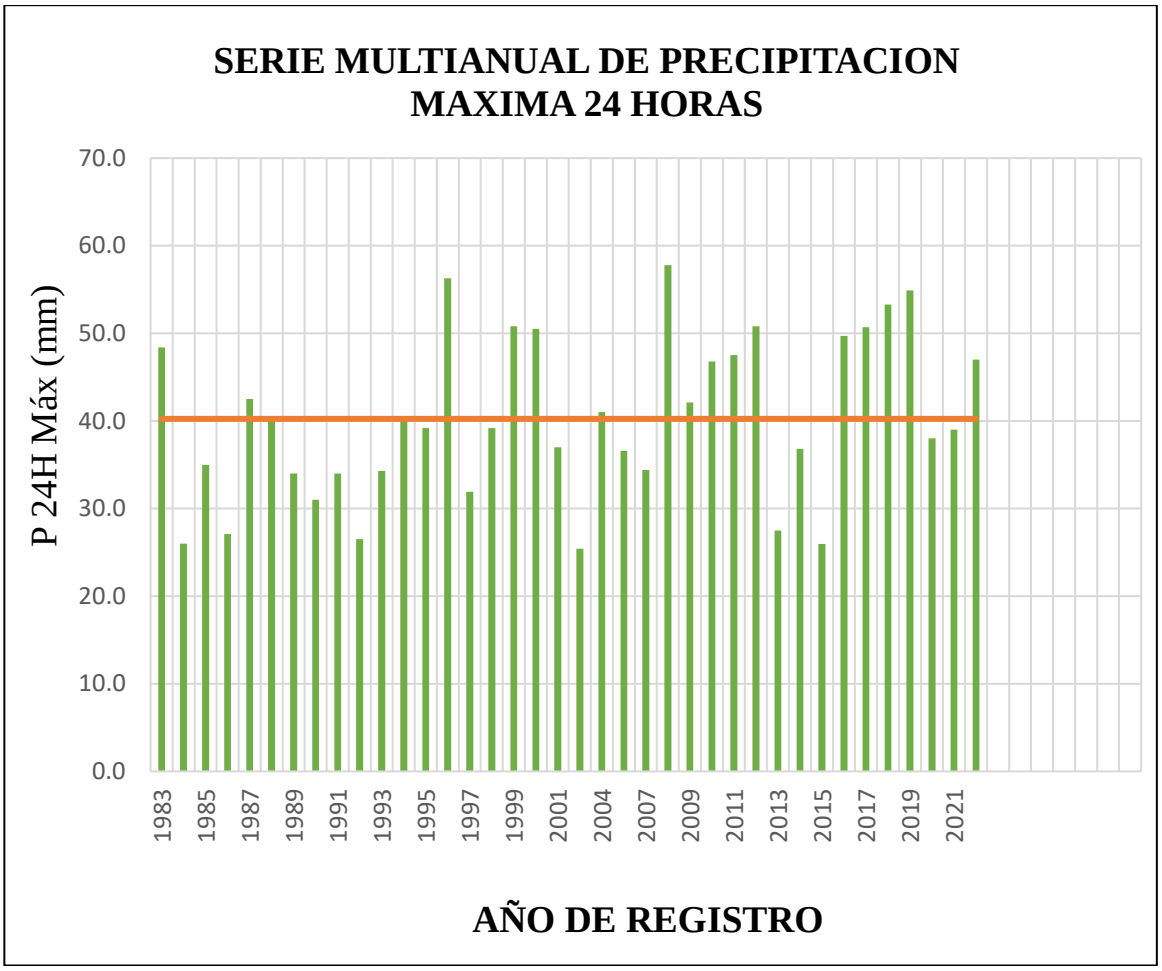


Figura 17 *Serie multianual de máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama.*

Los valores de máximos de precipitación en 24 horas serie mensual presentados en la ***Figura 18,*** se correlacionan con los meses más lluviosos, en una tendencia bimodal; los meses donde se presentan los valores mayores registrados son abril y noviembre, por lo tanto, en estos meses es más probable la ocurrencia de aguaceros extraordinarios.

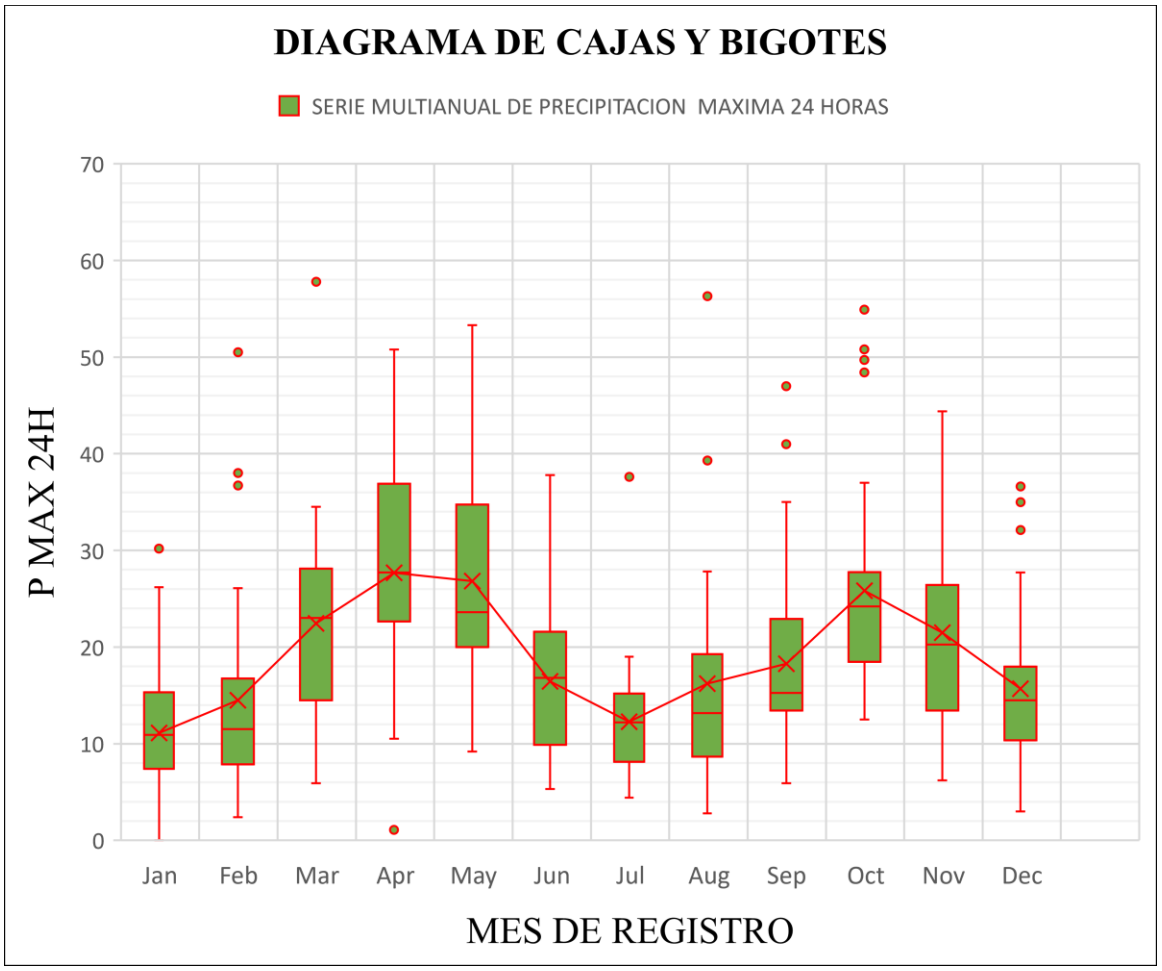


Figura 18 *Diagrama de cajas y bigotes para máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama.*

A continuación, se presentan gráficas resumen con los valores estimados de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno seleccionados con probabilidad de excedencia del 5% (nivel significancia) para la estación seleccionada (Estación San Pablo) y las distribuciones de valor extremo empleadas (ver **Figura 19, Figura 20** ***y*** **Figura 21***):*

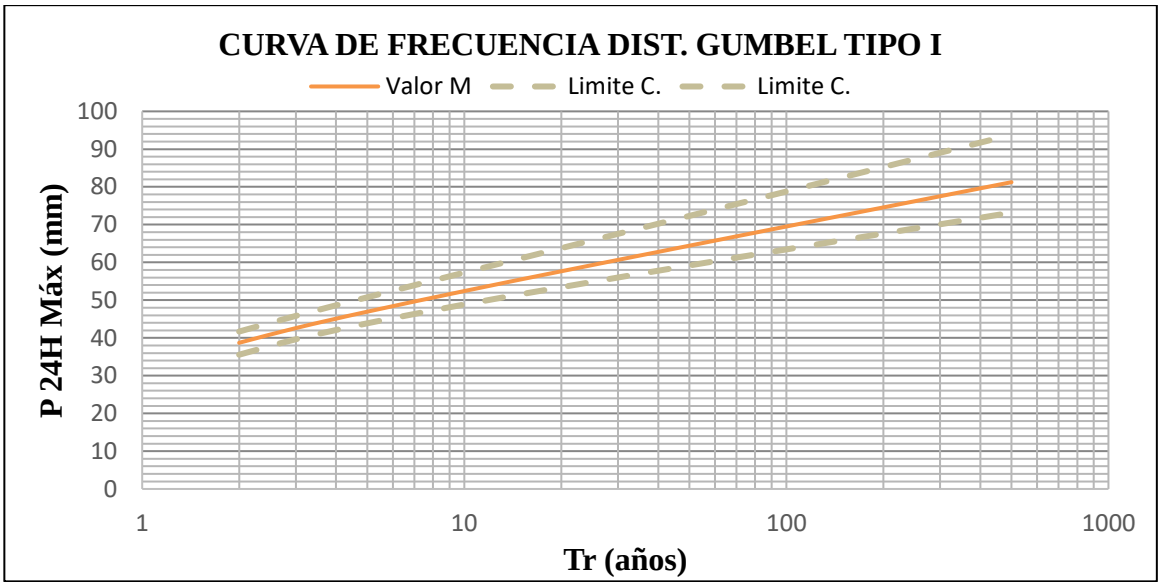


Figura 19 *Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Gumbel tipo I) Estación Duitama.*

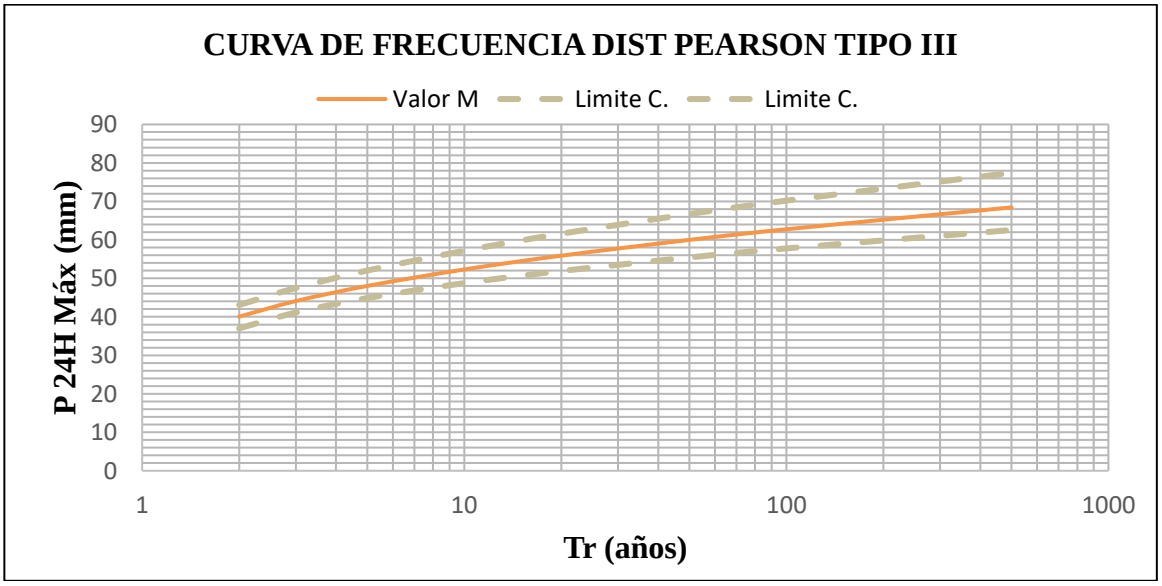


Figura 20 *Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Pearson TIII) Estación Duitama mejor bondad de ajuste, D=0.09451.*

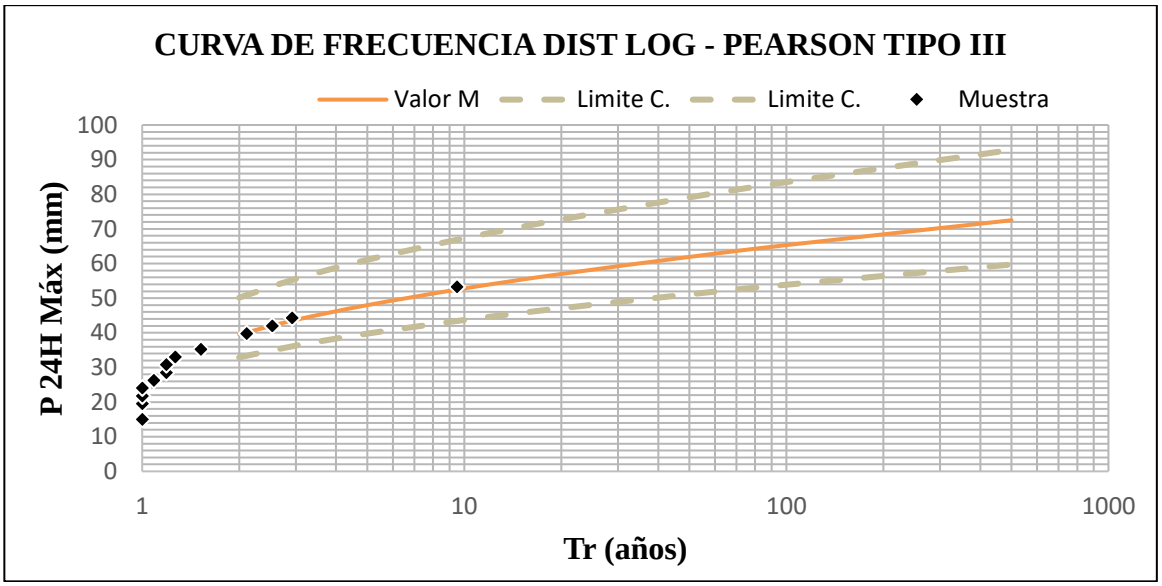


Figura 21 *Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Log – Pearson TIII) Estación Duitama.*

5.2.4 PRECIPITACIONES MÁXIMAS ACUMULADAS EN 5 DÍAS

En la serie multianual de valores máximos de precipitación acumulada en 5 días presentada en la ***Figura 22*** se observa un comportamiento altamente aleatorio y homogéneo a lo largo del registro, el cual se ve levemente afectado por los procesos macro climáticos de calentamiento global, como se puede observar en la que se presenta una tendencia incremental en la media móvil de los datos de la variable analizada. Para la extensión del registro se obtuvo un valor promedio multianual de 85.3mm.

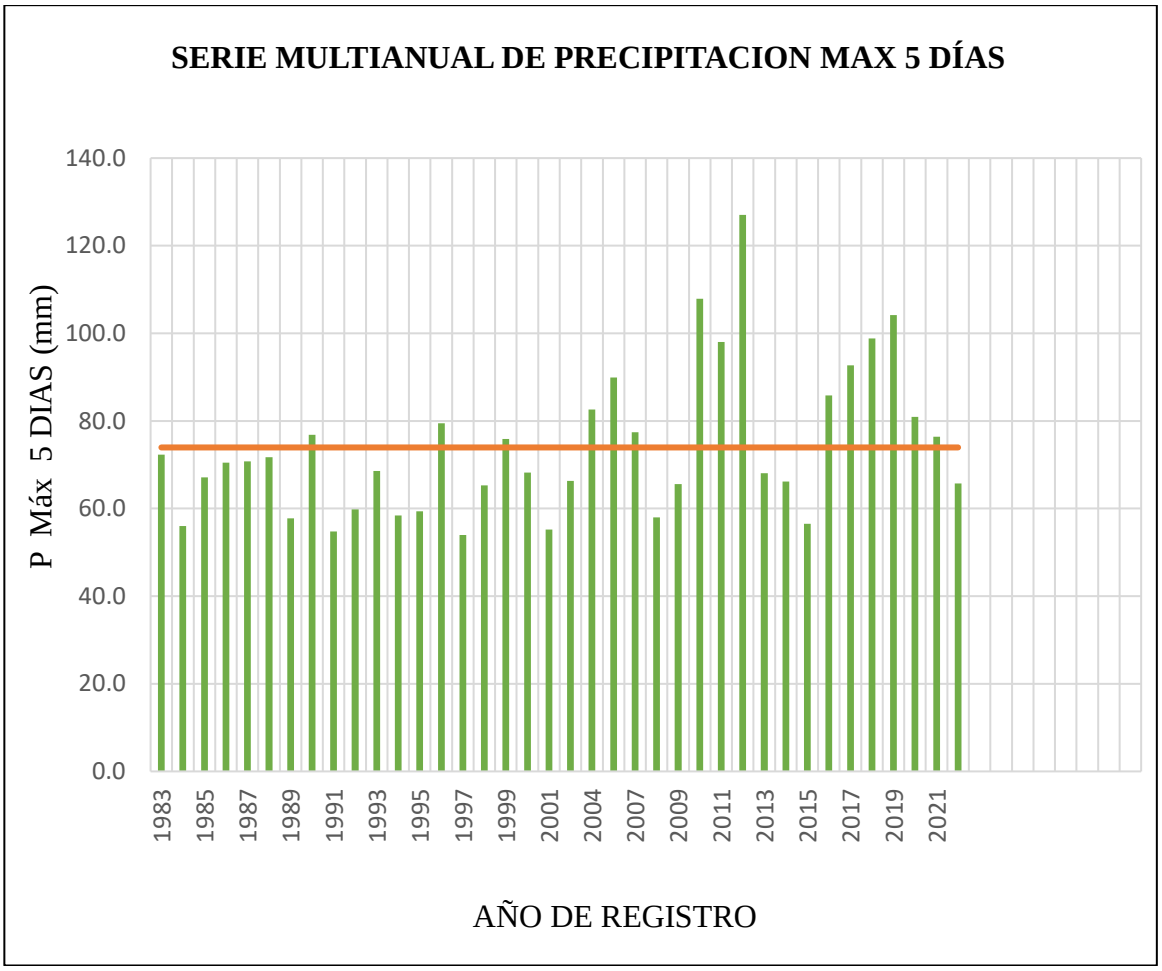


***Figura 22**: Serie multianual de máximos acumulados de precipitación en 5 días (mm) Estación Duitama.*

A continuación, se presentan gráficas resumen con los valores estimados de precipitación máxima acumulada en 5 días para los periodos de retorno seleccionados con probabilidad de excedencia del 5% (nivel significancia) para la estación seleccionada (Duitama) y las distribuciones de valor extremo empleadas (ver ***Figura 23***)

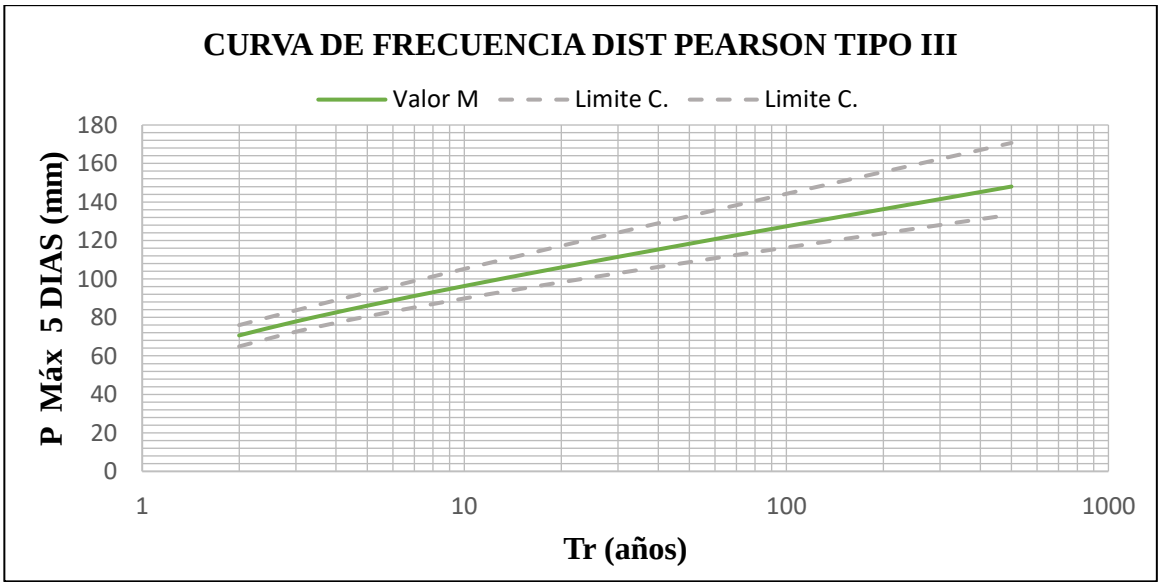


Figura 23 *Curva de frecuencia de precipitación máxima acumulados en 5 días (mm) para los periodos de retorno definidos (Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama.*

5.2.5 PRECIPITACIONES MÁXIMAS MENSUALES.

En la serie multianual de valores máximos de precipitación mensual presentada en la Figura 24: Serie multianual de máximos ***mensuales*** de *precipitación (mm) Estación Duitama.* se observa un comportamiento altamente aleatorio y homogéneo a lo largo del registro, con un valor promedio de 176.8mm.

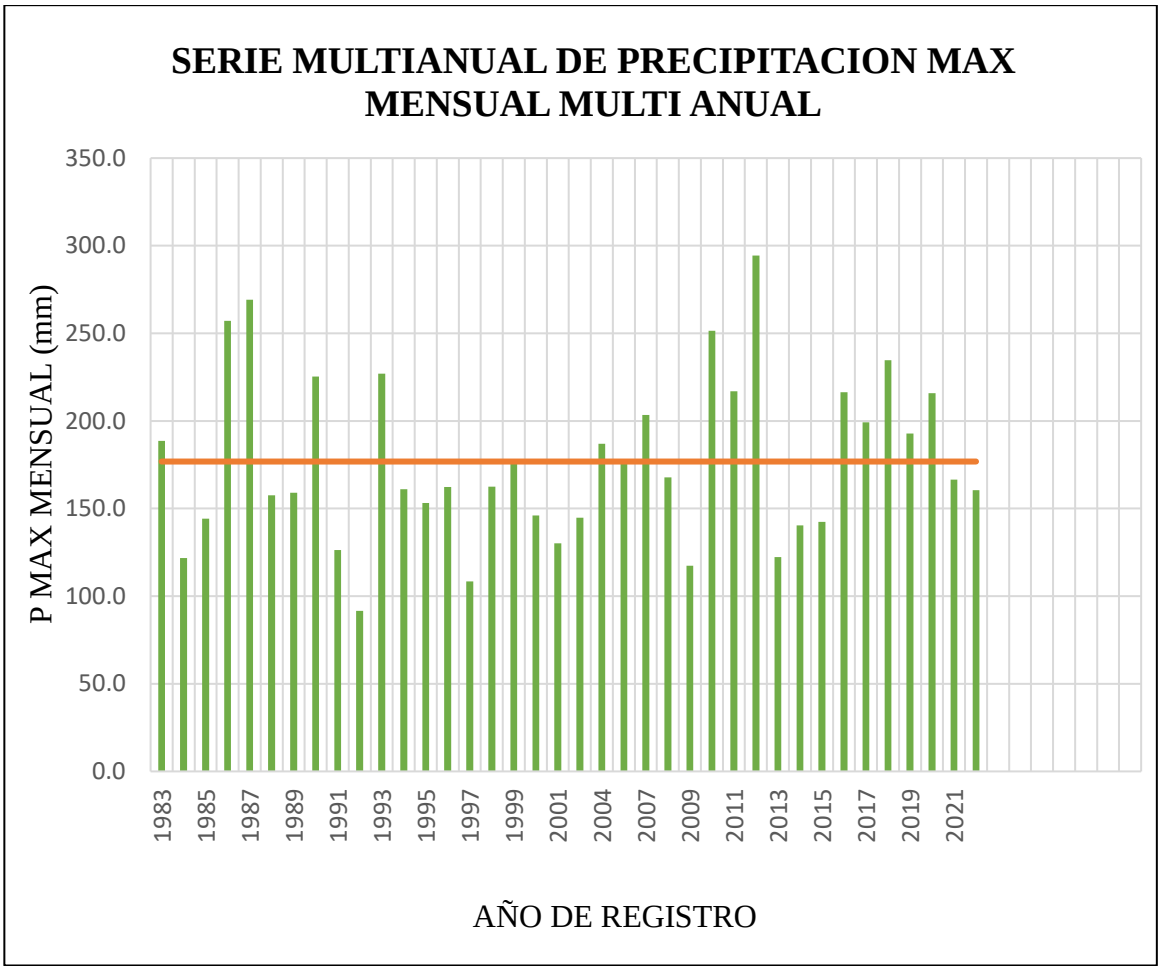


***Figura 24**: Serie multianual de máximos mensuales de precipitación (mm) Estación Duitama.*

A continuación, se presentan gráficas resumen con los valores estimados de precipitación máxima mensual para los periodos de retorno seleccionados con probabilidad de excedencia del 5% (nivel significancia) para la estación seleccionada (Duitama) y las distribuciones de valor extremo empleadas (ver ***Figura 25***).

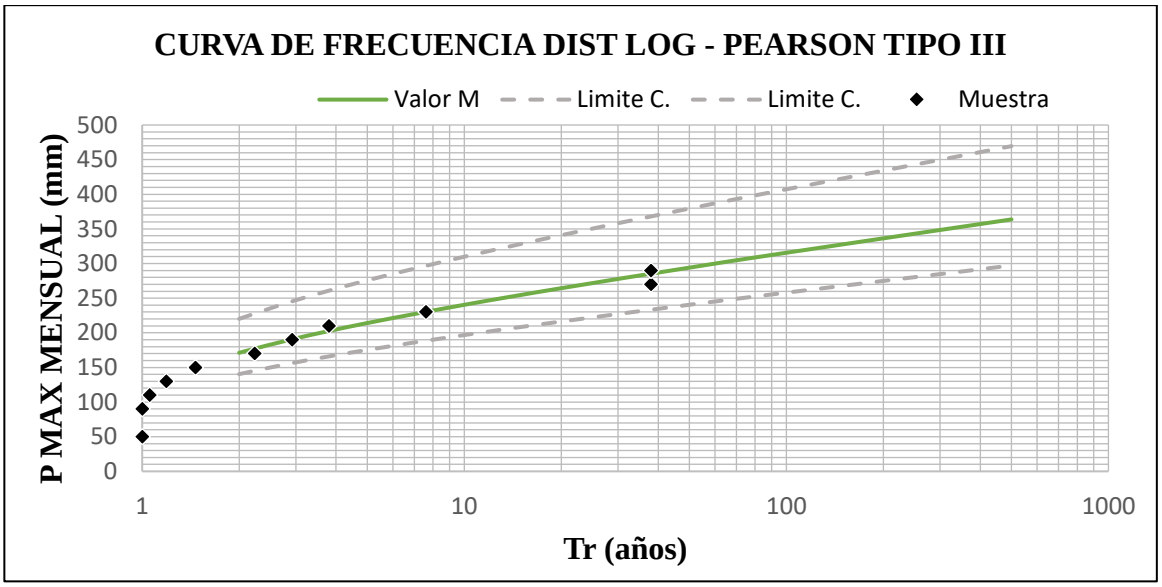


***Figura 25**: Curva de frecuencia de máximos mensuales de precipitación (mm) para los periodos de retorno definidos (Log Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama.*

5.2.6 DISEÑO DE EVENTOS DE PRECIPITACION EXTREMA PARA EL ANÁLISIS DE ESCORRENTIA

5.2.6.1 Construcción de curvas sintéticas de intensidad, duración y frecuencia.

Debido a que ninguna de las estaciones de las que se solicitó información cuenta con los parámetros de curva IDF, fue necesario emplear la metodología propuesta por (Vargas M. & Diaz Granados, 1998) para construir el conjunto de curvas IDF sintéticas para la estación (La Florida) bajo análisis. De acuerdo con esta metodología la relación entre intensidad I, Duración t y frecuencia T, está dada por la siguiente ecuación:

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

Con parámetros (ver Tabla 6):

***Tabla 6** Parámetros curva IDF* (Vargas M. & Diaz Granados, 1998).

PARAMETROS REGIONALIZADOS (VARGAS, DIAZ & GRANADOS,1998)					
a	b	c	d	e	f
1.61	0.19	0.65	0.75	-0.15	0.08

Los parámetros fueron obtenidos por los autores mediante regresión múltiple con datos de 116 estaciones y con Variables:

M= Precipitación máxima en 24 horas (promedio anual)
N= Número de días con precipitación (promedio anual)
PT= Precipitación total anual promedio.

Las variables M, N y PT la microcuenca se obtiene de la serie anual de cada parámetro, en la ***Tabla 7*** se resumen los valores determinados de los parámetros:

Tabla 7 *Variables IDF por microcuenca metodología (Vargas M. & Díaz Granados, 1998).*

PARÁMETROS HIDROMETEOROLÓGICOS		
M (mm)	N	PT (mm)
40.02	182	929.30

A continuación, se presenta en forma gráfica el comportamiento de las curvas IDF calculadas para el área urbana de Duitama y zonas aferentes (ver **Figura 26**):

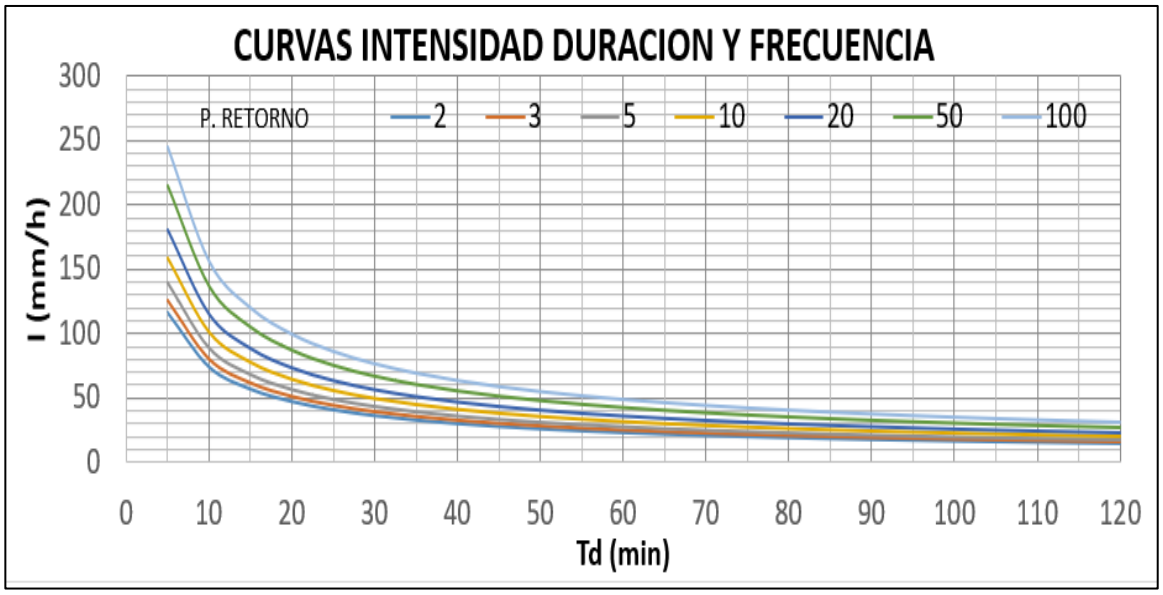


Figura 26 *Curva IDF sintética Estación San Pablo*

6 EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

El perfil del macizo rocoso de construcción del proyecto se caracterizó con base en los tres pilares de investigación en geotecnia; mediante la exploración directa con apiques o perforaciones, la experimentación o caracterización a través de pruebas o ensayos en campo y laboratorio y el análisis de los resultados obtenidos; para establecer el modelo geológico – geotécnico del macizo rocoso.

6.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DETALLADAS DEL ÁREA

Tabla 8: *Aspectos generales, drenajes e inconvenientes geotécnicos en el área.*

Aspectos generales			
Topografía:	Inclinada escarpada.	*Formación geológica/Suelos*	Churuvita (Ksch)
Cobertura:	Pastos, arbustos enanos y árboles de considerable altura.		
Descripción Suelo o roca:	Arenisca de grano medio con coloraciones amarillas y naranjas crema, de resistencia media y permeabilidad baja. También se presentan estratos de bajo espesor de roca menos competente de arcillolitas en estado de fracturamiento.	*Descripción del macizo rocoso:*	Competente.
Drenaje			
Drenajes permanentes cercanos	--	*Distancia/Posición*	--
Drenajes intermitentes cercanos	--	*Distancia/Posición*	--
Observaciones	Por la zona de estudio no se presentan drenajes o quebradas que puedan generar un impacto en la estabilidad o el comportamiento geomecánico del talud.		
Inconvenientes geotécnicos existentes en el área			
Fenómenos erosivos o de meteorización	Se evidencia meteorización de bloques y juntas superficiales del macizo rocoso. En algunas partes, en específico hacia la parte suroeste del talud, se presenta meteorización biológica debido a las raíces de los árboles. Ver **Fotografía 5** y **Fotografía 6**. y 2	*Estado / Ubicación*	Los procesos erosivos y de meteorización que se identificaron, presentan condición activa con severidad media en superficie.

Movimientos en masa	Caída de bloques, deslizamiento de material poco competente.	*Estado / Ubicación*	Los movimientos que se identificaron, presentan condición activa con severidad alta.
Taludes o cortes	Talud antrópico con inclinación promedio de aproximadamente 50° a excepción de la parte de los movimientos más activos en donde se presentan inclinaciones de 80º – 90º e incluso contrapendientes.	*Distancia/Posición*	General.

Hacia la parte suroeste del talud, se presenta meteorización biológica debido a las raíces de los árboles. Ver.**Fotografía 7** y **Fotografía 8**. Estas raíces han aumentado el diaclasamiento y fracturamiento del macizo rocoso y muchos de estos bloques han caído en predios causando daños físicos a bienes materiales de los habitantes del sector. Otra problemática que se evidenció en la zona, es el crecimiento de los árboles de género eucalyptus que tienden a alcanzar grandes alturas y son proclives a caer por volcamiento, riesgo que debe ser tratado con la mayor celeridad posible.



Fotografía 5: *Zona con presencia de caída de bloques debido a meteorización biológica generada por raíces de árboles de especie eucalyptus.*



Fotografía 6: *Zona con presencia de caída de bloques debido a meteorización biológica generada por raíces de árboles de especie eucalyptus.*



Fotografía 7: *Evidencia de meteorización biológica y fracturación del macizo por raíces.*



Fotografía 8: *Evidencia de meteorización biológica y fracturación del macizo por raíces.*



Fotografía 9: *Deslizamiento, caída de rocas y daños producidos por el movimiento.*



Fotografía 10: *Deslizamiento, caída de rocas y daños producidos por el movimiento.*

Durante la exploración, se observó el talud a contrapendiente que se encuentra en la zona donde una gran cuña de material rocoso se desprendió y causó grandes daños a bienes materiales de habitantes del sector; la altura que presenta el talud en esta zona es de aproximadamente 8 metros. Por otro lado, tanto por exploración

de campo como por testimonio de residentes de la zona, se evidenció que, hacia el pie del talud del lado suroeste del mismo, llegan las aguas captadas superficialmente del macizo por escorrentía moderada y el material rocoso presenta humedad media a diferencia del resto del macizo (ver **Fotografía 9** y **Fotografía 10**) A la par, hubo testimonio por parte de habitantes sobre medianos bloques que rodaron desde zonas más altas del talud y que llegaron a la parte más baja del mismo.



Fotografía 11: *A la izquierda, exploración y reconocimiento de zona donde se presentó caída de bloques, a la derecha, pie del talud que presenta humedad media.*



Fotografía 12: *A la izquierda, exploración y reconocimiento de zona donde se presentó caída de bloques, a la derecha, pie del talud que presenta humedad media.*

6.2 EXPLORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE SONDEOS Y APIQUES

Los criterios establecidos para definir el número y profundidad de los apiques de exploración del macizo fueron la tipología y estructura del proyecto, los lineamientos dados en el *título H* de la norma *NSR-10* y la experiencia del consultor. Se efectuaron simultáneamente los ensayos de resistencia a la penetración dinámica en campo tipo DCPT. En la **Figura 27** se presenta la ubicación de los apiques de exploración sobre la planta topográfica del área de proyecto.



Figura 27. *Ubicación de los apiques de exploración geotécnica en el área del proyecto.*



Fotografías 13, 14, 15, 16. *Registro fotográfico de pruebas de exploración del macizo rocoso utilizando equipo por el método de percusión en el área del proyecto.*

En la tabla siguiente se resume el programa de exploración y ensayos dinámicos de campo ejecutados:

Tabla 9*: Programa de exploración.*

Numero de sondeos	0.0 (Cero)	*Profundidad promedio de investigación*	2.0 m
Numero de apiques	4.0 (Cuatro)		
Método de perforación	Percusión con ensayos de penetración dinámica	*Equipo*	Mecánico combinado

Ensayo SPT	No	*Ensayo DCPT*	Sí
Recuperación de muestras alteradas	No	*Recuperación de muestras inalteradas o testigos de roca, (núcleos) y rocas superficiales*	Sí
Recuperación de muestras semi - alteradas con Split Spoon	No	*Motivo del fin de la perforación o exploración en profundidad*	Rechazo a la penetración dinámica DCPT en el macizo rocoso.

Con base en la exploración realizada fue posible conocer las características estratigráficas y composicionales detalladas del perfil del macizo, además se ejecutaron ensayos directos de resistencia del macizo en campo y se realizó un muestreo representativo del mismo, el cual permitió conocer las propiedades índices, de resistencia al corte y parámetros geomecánicos mediante ensayos de caracterización geotécnica en laboratorio.

Cada uno de los registros estratigráficos tomados en las perforaciones de exploración realizadas, se correlacionaron teniendo en cuenta las características litológicas y de propiedades geomecánicas.

En la Figura 29 se presenta el perfil promedio obtenido a partir de la correlación estratigráfica de los registros de los apiques 1 a 4. La figura sintetiza y resume la información extractada mediante ensayos en campo y laboratorio para cada uno de los apiques de exploración realizados y las capas estratigráficas determinadas o diferenciadas. Esta figura muestra de forma general, en escala, los valores de la resistencia a la compresión simple, a carga por punta, el peso unitario y la resistencia a la penetración dinámica en campo tipo DCPT; escalas que están relacionadas contra la profundidad de exploración. En el *anexo No 3* muestran los registros detallados de las perforaciones individuales para cada uno de los apiques de exploración.

El nivel de referencia para la elaboración de los perfiles descritos, corresponde al nivel superficial de la topografía actual del terreno, en cada uno de los sitios puntuales de perforación.

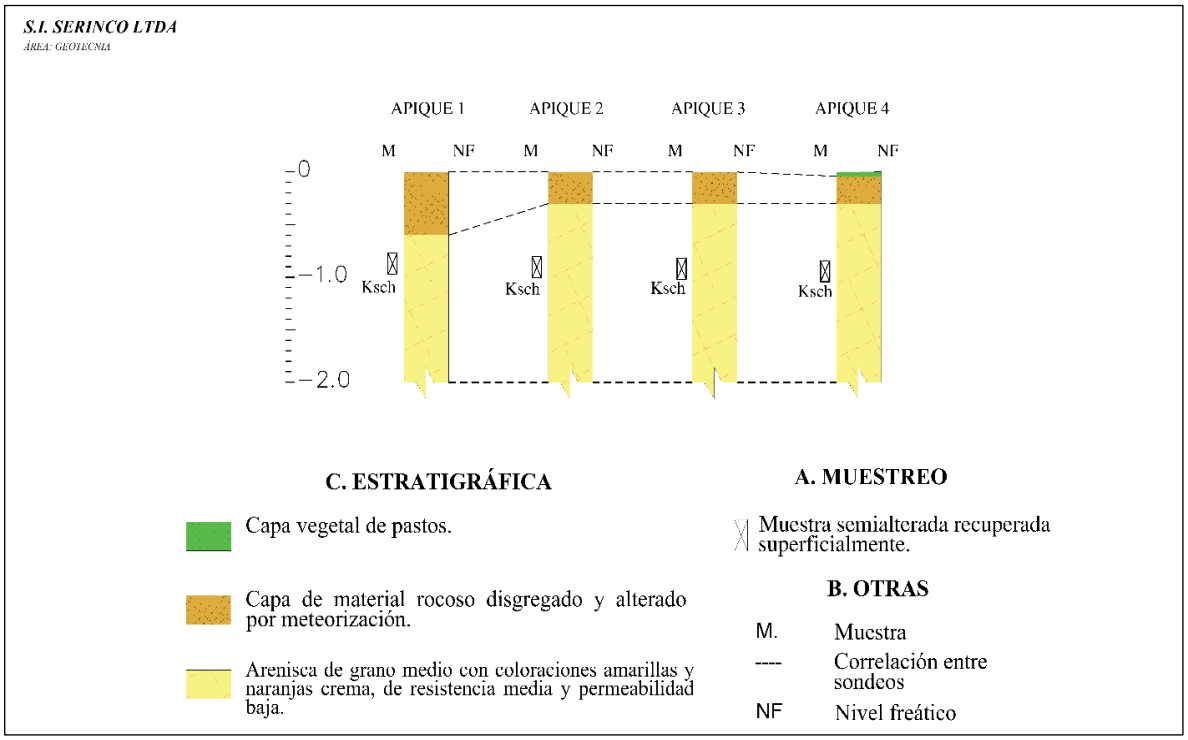


Figura 28. *Correlación estratigráfica de apiques realizados en campo.*

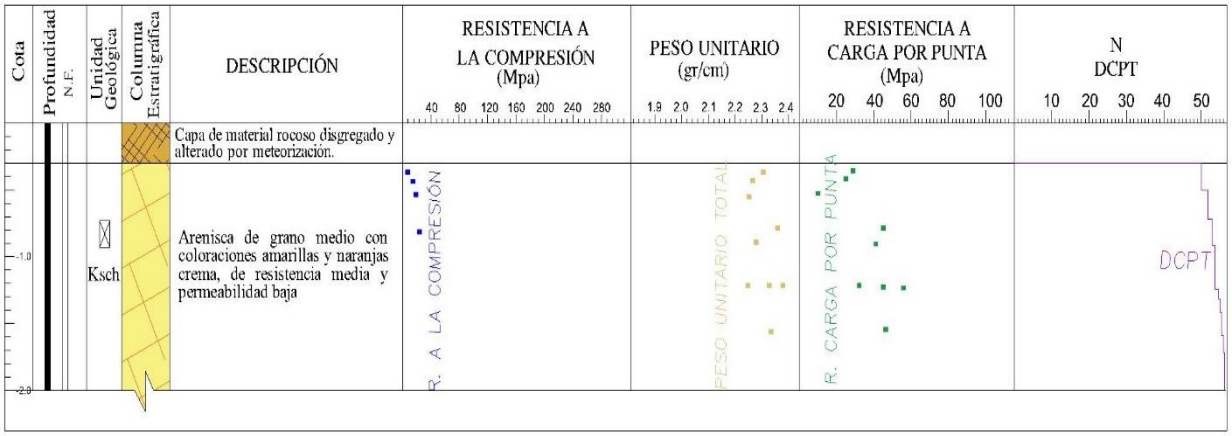


Figura 29. *Perfil promedio del macizo rocoso ubicado en el sector La fuente.*

6.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE ENSAYOS EN LABORATORIO

Sobre el muestreo representativo de las capas del macizo rocoso, se practicó el programa de ensayos para la caracterización geotécnica que se describe en la siguiente tabla.

Programa de ensayos de laboratorio			
Humedad Natural	Sí	Peso Unitario	Sí
Carga por punta	Sí	Tilt Test	Sí
Resistencia a la compresión	Sí	Otros	--

En el *anexo No.3* del presente informe, se muestran los resultados detallados de los ensayos de caracterización en laboratorio para las muestras recuperadas en campo durante la exploración del perfil del macizo rocoso en el área del proyecto.

6.4 RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL PERFIL DEL SUELO

6.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DEL MACIZO ROCOSO

El perfil del macizo rocoso está constituido por rocas areniscas con coloraciones amarillo y naranja crema de cementación alta, y meteorización alta para bloques superficiales; roca poco compresible y con potencial expansivo muy bajo, de resistencia alta y densidad alta hacia profundidad; manifestando incluso rechazo a los ensayos de penetración dinámica DCPT.

Tabla 10*: Grado de variabilidad*

Grado de variabilidad estratigráfica horizontal	*Grado de variabilidad estratigráfica vertical*
Muy baja: El perfil identificado es homogéneo en macizo rocoso sin cambios en litología y tendencias estructurales o cinemáticas en toda la extensión del predio.	*Baja:* El perfil identificado está compuesto de un macizo rocoso con cambios de litología hacia la parte inferior del talud con una capa de considerable espesor de arcillolitas fragmentadas.
Variabilidad en la coloración	*Variabilidad en la clasificación (ISRM)*
Baja: El perfil de suelo presenta coloración amarilla y naranja crema para las areniscas y tonalidades grises para las intercalaciones de arcillolitas, a la vista no hay un cambio fuerte de tonalidades. El material más superficial presenta tonalidades grisáceas y negras.	*Baja*: La totalidad de las muestras del macizo rocoso se clasifican como areniscas que presentan una resistencia de tipo R2.
Observaciones: --	

6.5 NIVEL PIEZOMÉTRICO Y DE AGUAS FREÁTICAS

Tabla 11: Nivel freático

Se identificó presencia de Nivel Freático	No	*Presenta Distribución uniforme en el predio*	N.A
Presenta tabla de agua estática	No	*Profundidad del Agua Freática*	N.A
Presenta tabla de agua confinada	No	*Pérdida de Confinamiento*	No
		Nivel Libre de aguas freáticas	No
Observaciones*:* Durante la exploración geotécnica no se identificó la presencia de aguas freáticas en ninguno los apiques ejecutados. Debido a la composición arenosa del macizo rocoso y su densa cobertura vegetal, su estratificación a contrapendiente y el grado de fracturamiento de las rocas que lo componen; no se presentan			

niveles libres de aguas freáticas.

6.6 ESTUDIO GEO-MECÁNICO DEL MACIZO ROCOSO

Los estudios geotécnicos, en este caso, la caracterización geomecánica, se realiza con el fin de determinar las propiedades físicas y mecánicas del macizo rocoso, su comportamiento ante los incrementos de esfuerzos aplicados sobre éste en un momento dado, ya sea por el apoyo de obras civiles o el desconfinamiento y conformación de taludes artificiales.

Se realiza un detallado reconocimiento geológico, en el cual se efectúan pruebas de campo y mediciones de las características del macizo, tanto en la matriz rocosa como en las discontinuidades que conforman el macizo, y se complementa con ensayos de laboratorio a las muestras tomadas del área estudiada. El objetivo de esta caracterización es para la evaluación de la estabilidad del macizo, en estado actual y su comportamiento ante cortes y excavaciones, cuantificándola mediante factores de seguridad.

El compendio de pruebas de campo y laboratorio para materiales del macizo rocoso se presentan en el *anexo No. 3.*

6.6.1 PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MATRIZ ROCOSA

Se realizó la recolección de muestras del macizo rocoso, con el fin de realizar los ensayos de laboratorio requeridos para la identificación y cálculo de las propiedades físicas. Los resultados de estos ensayos pueden apreciarse en el *anexo No.3*.

Tabla 12. *Resultado de laboratorio. Ensayo de propiedades físicas compresión simple.*

MUESTRA	***ALTURA (cm)***	***LONGITUD DESPUES DEL REFRENTADO (cm)***	***LONGITUD DE LADOS (cm)***		***RELACIÓN H/D***	***PESO (g)***	***DENSIDAD O PESO UNITARIO (g/cm3)***
			L1	**L2**			
MUESTRA DE ARENISCA #1	11.70	11.70	5.5	5.6	2.10	832.6	2.29
MUESTRA DE ARENISCA #2	12.20	12.20	6.3	5.7	2.04	1003.2	2.31
MUESTRA DE ARENISCA #3	9.86	9.86	5.6	5.5	1.78	654.8	2.16
MUESTRA DE ARENISCA #4	11.40	11.40	5.4	5.3	2.12	719.6	2.18

6.6.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MATRIZ ROCOSA

La estabilidad de los taludes artificiales y laderas adyacentes depende de las condiciones estructurales en que se encuentre el macizo rocoso y de la relación que existe entre los esfuerzos generados en la roca y su resistencia.

6.6.3 ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL

Uno de los parámetros fundamentales en la caracterización mecánica del macizo rocoso es la resistencia a la compresión simple, ya que permite estimar la curva envolvente de resistencia de la roca intacta, así como asociar la capacidad de la matriz rocosa a la hora de asumir esfuerzos. Este parámetro se vuelve aún más indispensable en el contexto de macizos cuya matriz rocosa es significativamente blanda, ya que la falla ante esfuerzos inducidos puede darse a través de dicha matriz pese que las condiciones cinemáticas puedan ser favorables. En el caso del área estudiada, las rocas de arenisca aflorantes son maduras y duras debido a la buena cementación que presentan; por tanto, son prioritarias para dicho ensayo.



Fotografía 17, 18, 19 y 20. *Fotografías de las muestras del material rocoso y ensayo de resistencia a la compresión uniaxial*

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de compresión simple realizados

Tabla 13*. Resultado de laboratorio. Ensayo de compresión uniaxial*

Muestra	**Carga absorbida (kg)**	**Resistencia a la compresión**	
		kg/cm2	MPa
Arenisca M1	7242	235.0	23.5
Arenisca M2	7839	220.7	22.1
Arenisca M3	5080	162.6	16.3
Arenisca M4	3771	131.7	13.2

6.6.4 *ENSAYOS DE ÍNDICE MANUAL DE RESISTENCIA DEL MATERIAL ROCOSO EN CAMPO (ISRM, 1981):*

Los ensayos manuales en campo son pruebas auxiliares, que permiten complementar y enriquecer los datos obtenidos en laboratorio, se trata de pruebas manuales con herramientas de uso común en trabajo de campo, que permiten aproximar el rango de resistencias que la matriz rocosa presenta en el lugar, y por su practicidad es posible levantar una buena base de datos del lugar estudiado, con el fin de complementar los ensayos de laboratorio.

A continuación, se presenta la tabla utilizada para la caracterización geotécnica de rocas por medio del ensayo de índice manual de resistencia de roca en campo (ISRM, 1981) y el resumen de resistencia de cada una de las muestras.

Tabla 14*.Valores de resistencia para Ensayos de Índice manual de resistencia de roca en campo (ISRM, 1981)*

Clase	***Descripción***	***Identificación del campo***	***Valor aproximado de la resistencia a compresión simple***	
			Mpa	***Kg/cm²***
R_0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña	0.25 – 1.0	2.5 - 10
R_1	Roca muy blanda	Deleznable bajo golpes del martillo de geólogo, puede rayarse con una navaja. Se talla fácilmente con una navaja	1.0-5.0	10-50
R_2	Roca blanda	Puede rayarse con dificultad con la navaja, se pueden hacer marcas poco profundas golpeando fuertemente con la punta del martillo	5.0-25	50-250
R_3	Roca moderadamente dura	No se puede rayar con una navaja la muestra en mano, se puede romper con un golpe firme del martillo de geólogo, al impacto la punta del martillo entra hasta 5 mm.	25-50	250-500
R_4	Roca dura	Se necesita más de un golpe con el martillo de geólogo para romper la muestra, especímenes sostenidos en la mano se rompe con un simple golpe de martillo	50-100	500-1000
R_5	Roca muy dura	Se necesita muchos golpes con el martillo de geólogo para romper la muestra.	100-250	1000-2500
R_6	Roca extremadamente dura	El martillo produce solamente descarrillado de la muestra, sonido metálico de golpe. Solo saltan esquirlas de roca.	> 250	> 2500

Tabla 15. *Valores de resistencia de las muestras, de acuerdo a la caracterización manual (ISRM, 1981)*

Descripción	***Resistencia ISRM 1981***	***Resistencia Mpa***
Muestras 1	R3	25 a 50
Muestras 2	R2	5 a 25
Muestras 3	R2	5 a 25
Muestras 4	R2	5 a 25
Muestras 5	R3	25 a 50
Muestras 6	R2	5 a 25
Muestras 7	R2	5 a 25
Muestras 8	R2	5 a 25
Muestras 9	R2	5 a 25



Fotografías 21 y 22. *Fotografías de caracterización manual de muestras para determinar rango de resistencia de la roca en campo.*

6.6.5 ENSAYO DE CARGA POR PUNTA

Otro ensayo complementario a la compresión simple es el de carga por punta, que permite estimar de forma indirecta la resistencia a la compresión simple; es un ensayo de fácil implementación, por tal motivo, es una buena opción para complementar la información de laboratorio y para mejorar el entendimiento del comportamiento del macizo. A continuación, se presentan los resultados de los ensayos:



Fotografía 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30 y 31. *Ensayo de carga por punta en muestras de roca.*

Tabla No 1. *Resultados ensayos de carga por punta en muestras de roca.*

Muestra - localización	***W Prom.*** ***mm***	***D Prom.*** ***mm***	***WD*** ***mm2***	***(De)2*** ***mm2***	***Is*** ***MPa***	***Is 50*** ***MPa***	***σc1*** ***MPa***	***σc1*** ***Kgf/cm2***
Muestra 1: Arenisca	72.0	63.75	4590.00	5844.17	1.494	1.808	43.4	434.0
Muestra 2: Arenisca	61.0	61.00	3721.00	4737.72	1.173	1.355	32.5	325.2
Muestra 3: Arenisca	56.3	56.00	3150.00	4010.70	1.781	1.981	47.6	475.5
Muestra 4: Arenisca	60.0	57.50	3450.00	4392.68	1.121	1.273	30.5	305.5
Muestra 5: Arenisca	72.3	54.50	3937.63	5013.54	2.184	2.554	61.3	613.0
Muestra 6: Arenisca	67.5	68.75	4640.63	5908.63	0.351	0.425	10.2	102.1
Muestra 7: Arenisca	52.3	55.25	2886.81	3675.60	0.909	0.991	23.8	237.8
Muestra 8: Arenisca	54.8	57.25	3134.44	3990.89	1.520	1.689	40.5	405.3
Muestra 9: Arenisca	53.3	47.50	2529.38	3220.50	1.825	1.932	46.4	463.6

6.6.6 ENSAYO DE RESISTENCIA CON MARTILLO DE SCHMIDT

El martillo de Schmidt o también llamado esclerómetro originalmente se aplica a hormigones para conocer su resistencia, pero también se ha extendido su uso a macizos rocosos para determinar de forma indirecta, la resistencia a compresión axial de una roca. Es muy práctico y útil ya que, de forma rápida, se puede tener una aproximación de la resistencia de una roca “in situ”. El martillo de Schmidt, es un instrumento que permite estimar aproximadamente la resistencia a compresión simple de una roca, ya sea en un talud, túnel, testigo de roca o discontinuidad mediante el rebote que produce el muelle que se aloja en su interior, después de un impacto sobre una superficie rocosa.



Figura 30*. Martillo Schmidt o esclerómetro, empleado para toma de datos indirectos de resistencia a la compresión*



Fotografía 32 y 33. *Toma de datos de resistencia a la compresión indirecta en campo, empleando el martillo de Schmidt o esclerómetro.*

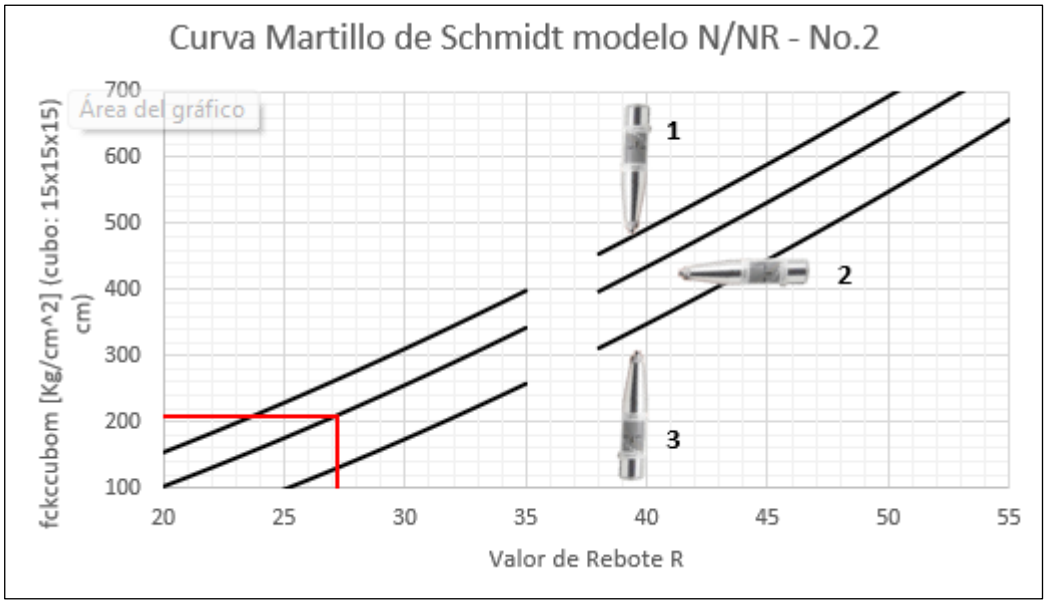


Figura 31. *Resultados gráficos de ensayo con martillo de Schmidt en labores de campo.*

Tabla 16. *Relación de resultados de resistencia de la roca.*

Resultados de Martillo Schmidt			
Conjunto de prueba	**Valor Promedio Rebote**	**Modo**	**σci (Mpa)**

1	27	A (2)	20.43

6.6.7 CARACTERIZACIÓN DE DISCONTINUIDADES

Un macizo rocoso se constituye generalmente de un conjunto comprendido por la matriz rocosa y las discontinuidades presentes en dicha matriz, en el caso de que existan planos de estratificación, fallas o diaclasas; comúnmente las agrupaciones de estas reciben el nombre de familias, las cuales rigen el comportamiento cinemático del macizo rocoso, comprendido como una agrupación de rocas, organizadas en bloques separados entre sí por vacíos y fracturas propias de la evolución tectónica de dichas capas rocosas.
El estudio de la orientación de las discontinuidades y su influencia en la estabilidad de las laderas se lleva a cabo mediante el empleo de la técnica conocida como proyección estereográfica. Con esta herramienta es posible analizar la estructura del macizo rocoso, y determinar si la orientación de las discontinuidades y su rugosidad hacen que se cumplan los requisitos cinemáticos que puedan dar lugar a una inestabilidad por efecto de las excavaciones proyectadas.

Superficies de discontinuidad: Una discontinuidad es una superficie de fractura o de interface entre materiales de distinto comportamiento en el macizo rocoso, que tiene baja o nula resistencia a la tracción; como planos de estratificación, diaclasas, espejos de fallas, estructuras sedimentarias y metamórficas, etc. Una superficie de discontinuidad está abierta o puede abrirse fácilmente a causa de las tensiones introducidas por un esfuerzo superficial.

Orientación: Para definir un plano de discontinuidad, la forma más sencilla es por medio de la magnitud de dos datos; el primero es la dirección de la mayor pendiente del plano respecto al norte geográfico de la tierra, y se conoce como dirección azimutal del buzamiento, y la segunda magnitud es el valor del buzamiento del plano, es decir, la magnitud de la inclinación máxima que presenta el plano; ambas medidas en degradantes (sistema sexagesimal) se obtiene por medio de la brújula análoga o digital.

Espaciado: Describe la distancia entre las discontinuidades, y por lo tanto el tamaño de los bloques de roca intacta, que están delimitados por las discontinuidades.

Tabla 17*. Valores para clasificación de discontinuidades según el espaciado.*

Descripción	***Espaciado (m)***
Extremadamente Pequeño	0.02
Muy Pequeño	0.02-0.06
Pequeño	0.06-0.2
Moderado	0.2-0.6
Grande	0.6-2
Muy Grande	2-6
Extremadamente Grande	6

Continuidad de discontinuidades: Indica la extensión de la discontinuidad (longitud en un sentido (Rumbo o buzamiento), esta se puede clasificar de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 18*. Valores de longitud de discontinuidades para clasificación en RMR.*

Descripción	***Dimensión (m)***
Continuidad muy pequeña	1

Continuidad pequeña	1-3
Continuidad Media	3-10
Continuidad Alta	10-20
Continuidad muy alta	20

Rugosidad: Indica la irregularidad de la superficie de discontinuidad, es una medida cualitativa y se determina con la observación directa en campo.

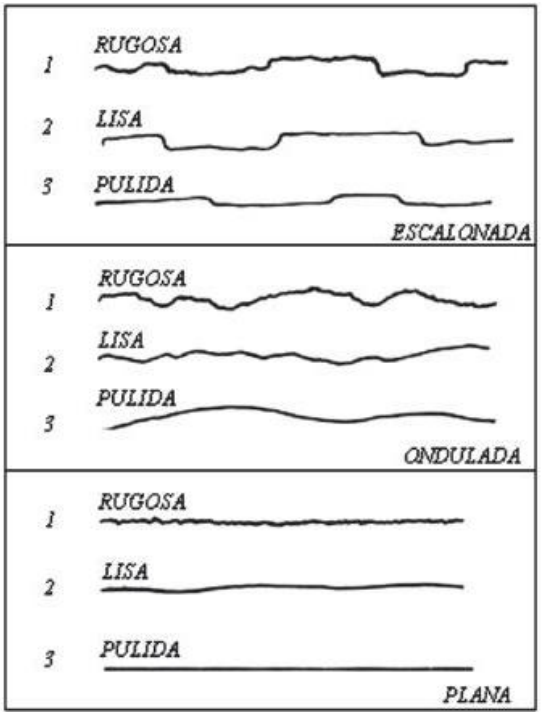


Figura 32. *Tipos de rugosidades en discontinuidades.*

Resistencia de las juntas de discontinuidades: Se expresa en función de la rugosidad de las juntas y la resistencia de la matriz rocosa superficial inmediata a la discontinuidad en el caso de que la abertura de la discontinuidad sea muy pequeña y no esté ocupada por materiales de relleno.

Abertura: Distancia que separa las paredes adyacentes de una discontinuidad abierta, en la que el espacio intermedio tiene agua, aire o material de relleno.

Relleno: Se refiere al material que ocupa el espacio de abertura de una discontinuidad. El relleno cobra importancia cuando tiene el espesor suficiente para controlar el comportamiento mecánico y la resistencia al corte en las discontinuidades.

Circulación de agua: El grado de filtración de agua en discontinuidades individuales o en familias específicas expuestas en un afloramiento puede ser descrito según la siguiente tabla, esta describe el grado de permeabilidad primaria y secundaria del macizo rocoso, así como las presiones de poros y alteraciones minerales en las caras de las discontinuidades.

Tabla 19. *Descripción de las filtraciones en las discontinuidades.*

Clase	***Discontinuidades sin relleno***	***Discontinuidades con relleno***
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua	Relleno muy consolidado y seco, no es posible el flujo de agua
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua	Relleno húmedo, pero sin agua libre
III	Junta seca, pero con evidencia de haber circulado agua	Relleno mojado con goteo ocasional
IV	Junta húmeda, pero sin agua libre	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar caudal en l/min)
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo, pero sin flujo continuo	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar presión y caudal
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min y la presión)	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

Medidas de discontinuidades: En la siguiente tabla se resumen los datos preponderantes de familias de diaclasas proveniente del estudio estadístico de los datos tomados en campo para este estudio La ***Tabla*** *20,* muestra los datos recolectados en campo. Los análisis estadísticos para cada familia se encuentran en el *anexo No 3.*

Tabla 20*. Parámetros de caracterización de las diaclasas.*

Tipo	***Separación (m)***	***Continuidad (m)***	***Abertura (mm)***	***Rugosidad***	***Relleno***	***Alteración***	***Agua***
0. Diaclasa Fam. 1	0,06 - 2,0	< 1	10 - 100	Ondulada – Rugosa	Baja	Medianamente alterada	Húmedo
1. Diaclasa Fam. 2	0,06 - 2,0	1 - 3	10 - 100	Escalonada - Rugosa	Baja	Medianamente alterada	Húmedo
2. Diaclasa Fam. 3	0,06 - 2,0	< 1	100 - 1000	Ondulada - Rugosa.	Media	Medianamente alterada	Húmedo
3. Estratificación Fam. 4	0,06 - 2,0	1 - 3	10 - 100	Escalonada rugosa.	Baja	Medianamente alterada	Húmedo

Tabla 21. *Datos tomados en campo. Características de discontinuidades.*

S.I. SERINCO LTDA.

CARACTERIZACIÓN DISCOTINUIDADES MACIZO ROCOSO - SECTOR LA FUENTE - DUITAMA

	TIPO DE PLANO *		AZIMUT	BUZAMIENTO	ESPACIADO (mm)							CONTINUIDAD (m)					ABERTURA (mm)									RUGOSIDAD									RELLENO																		
					EXTREM JUNTAS	MUY JUNTAS	JUNTAS	MODERADAMENTE J.	SEPARADAS	MUY SEPARADAS	EXTREM. SEPARADAS	MUY BAJA	BAJA	MODERADA	ALTA	MUY ALTA	MUY CERRADA	CERRADA	PARCIAL. ABIERTA	ABIERTA	MODERADAM ABIERTA	ANCHA	MUY ANCHA	EXTREM ANCHA	CABERNOSA	ESCALONADA			ONDULADA			PLANA			COMPOSICIÓN **	ESPESOR (cm)	METEORIZACIÓN						FILTRACIONES					RESISTENCIA						
																										RUGOSA	LISA	SUPERFI. FRICCIÓN	RUGOSA	LISA	SUPERFI FRICCION	RUGOSA	LISA	SUPERFI FRICCION			SANA	ALGO METEOR	MEDIA METEOR	MUY METEOR	COMPLETAMENTE	SUELO RESIDUAL	SECO	HÚMEDO	GOTEOS	FLUJO	MUY BAJA	BAJA	MEDIA	REISTENTE	MUY RESISTENTE	ALTAMENTE
					< 20	20 - 60	60 - 200	200- 600	600-2000	2000 - 6000	> 6000	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20	< 0,1	0,1 - 0,25	0,25 - 0,50	0,50 - 2,50	2,5 - 10	> 10	10 -100	100 - 1000	> 1000	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX			I	II	III	IV	V	VI					1	2	3	4	5	6
1	D		155	85				X					X				X												X																							
2	D		60	75			X						X										X		X				X						Or	3				X		X										
3	D		41	87			X					X											X						X						Or	5				X		X										
4	D		54	85				X					X									X			X										Or	5				X			X									
5	E		160	10			X						X								X				X				X						Or	3				X												
6	D		170	85			X					X										X						X							Or	3		X														
7	D		256	84				X				X										X						X							Or	3		X					X									
8	D		225	68				X				X											X						X						Or	5			X			X									
9	E		315	3			X						X									X						X							Or	4			X			X									
10	D		145	85			X					X										X						X							Or	3			X			X									
11	E		194	8				X					X										X						X							Or	4			X			X									
12	D		140	87				X				X											X						X							Or	4			X			X									
13	D		140	84				X				X											X													Or	4			X			X									
14	D		87	51				X				X											X						X							Or	10			X				X								
15	D		59	81				X				X											X						X							Or	10			X			X									
16	D		233	21				X				X											X						X							Or	10			X				X								
17	D		46	86			X					X											X													Or	10			X			X									
18	D		123	84			X					X											X						X							Or	3			X			X									
19	E		219	11			X						X										X						X							Or	3			X			X									
20	D		64	54			X						X								X								X							Or	1			X			X									
21	D		30	68			X						X							X									X							Or	0,5			X			X									
22	E		330	15				X					X										X						X							Or	3				X		X									
23	D		137	75			X					X											X						X							Or	3				X		X									
24	D		105	88				X				X											X						X							Or	3				X			X								
25	D		65	73				X				X												X						X						Or	10			X				X								
26	D		40	80				X				X											X						X							Or	3				X			X								
27	D		43	70				X					X											X						X							Or	10			X				X								
28	D		150	87				X					X										X						X							Or	4			X			X									
29	D		104	65				X				X											X						X							Or	10			X			X									
30	D		190	88			X					X											X						X							Or	3				X		X									
31	E		320	11			X						X						X										X							Or	0,05			X			X									
32	D		155	50				X					X						X										X							Ar	0,05			X			X									
33	D		205	89				X				X								X										X						Ar	0,2				X		X								
34	D		125	70			X					X							X										X							Ar	0,05			X			X									
35	D		253	65				X					X							X										X							Ar	0,05				X		X								
36	D		145	84				X					X								X										X						Ar	0,2				X		X								
37	D		255	66				X				X									X										X						Ar	0,2				X		X								
38	D		223	15			X					X									X										X						Ar	0,2				X		X								

* E Estratificación D Diaclasa Es Esquistocidad F Falla
** A arena Ar Arcilla L Limo Or Orgánico O Oxidos

Para tener una visión grafica de los datos estructurales medidos en el macizo rocoso, tomados durante las visitas de campo, se hizo uso del software *DIPS* 7.0, el cual permite analizar y visualizar este tipo de información; a partir del cual se obtienen la distribución de polos, en proyección estereográfica equiareal. Se parte de un total de 38 datos estructurales compuestos por azimut y buzamiento, a partir de los cuales se obtienen las gráficas antes mencionadas que se muestran a continuación con su respectiva descripción.

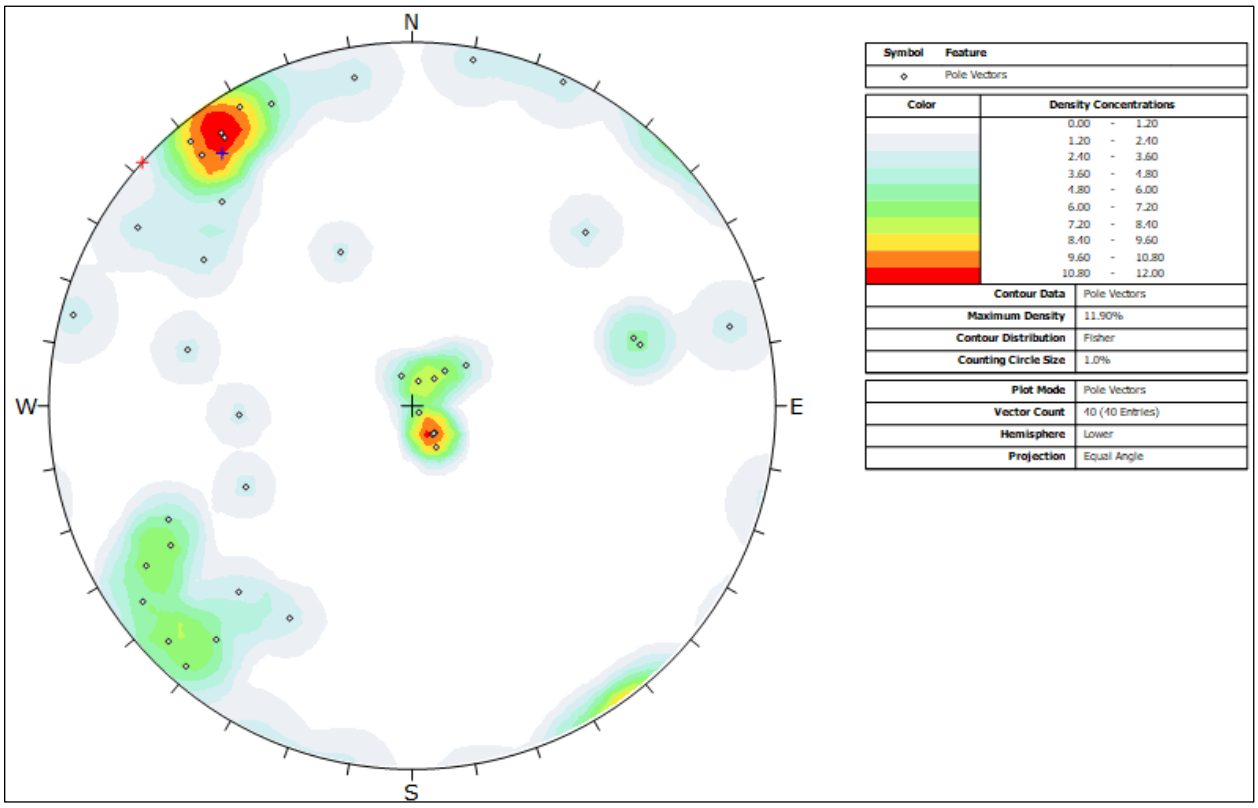


Figura 33. *Representación de datos en software Dips. Distribución de concentración de polos*

A partir de un total de 39 datos estructurales ingresados al software, se obtuvo la representación gráfica mostrada, en la cual se observa la distribución de polos sobre la falsilla, y a partir de la cual se identifican tendencias de familias.

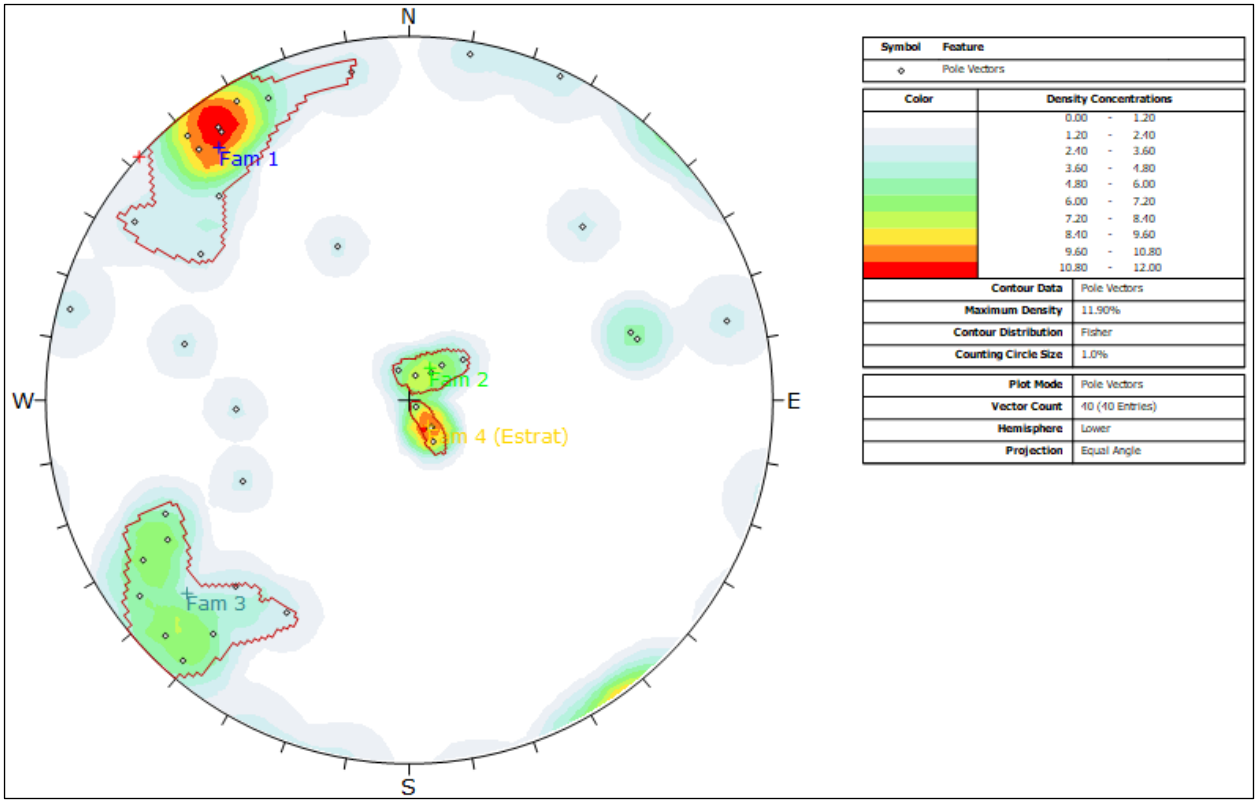


***Figura 34**. Familias de discontinuidades identificadas.*

Dichas concentraciones se organizaron en cuatro grupos representados por tres planos o familias relacionados con diaclasas, y el cuarto, la estratificación. Se presentan las orientaciones promedio de cada familia definidas mediante dato azimutal y buzamiento:

Familia diaclasas F1: 143/82.
Familia diaclasas F2: 213/12.
Familia diaclasas F3: 49/78.
Estratificación: Azimut 324/10.

Condiciones mecánicas de las discontinuidades

Con base en las observaciones realizadas en campo, se identificó y caracterizó el grupo de discontinuidades relacionadas con la estratificación, que resultan proclives a presentar deslizamientos planares en la superficie del talud. Su parametrización se realizó siguiendo los criterios de Barton – Bandis, basados en las características geométricas de las superficies de las discontinuidades, la resistencia de la matriz rocosa y el coeficiente de fricción de la superficie.

A nivel general del macizo se trata de discontinuidades poco espaciadas, sin rellenos, significativamente escalonadas - onduladas y rugosas, por lo tanto, se asume que la resistencia de la discontinuidad depende de las características de las rocas en contacto y la geometría de la discontinuidad, salvo en casos puntuales donde existirá un control del relleno en la resistencia de la discontinuidad. Se obtuvo un coeficiente de fricción

básico de 28º grados en las superficies rocosas, mediante ensayos de Tilt - test en campo y un valor residual de 18°.



Figura 35*. Identificación en campo de las propiedades físicas de las discontinuidades*

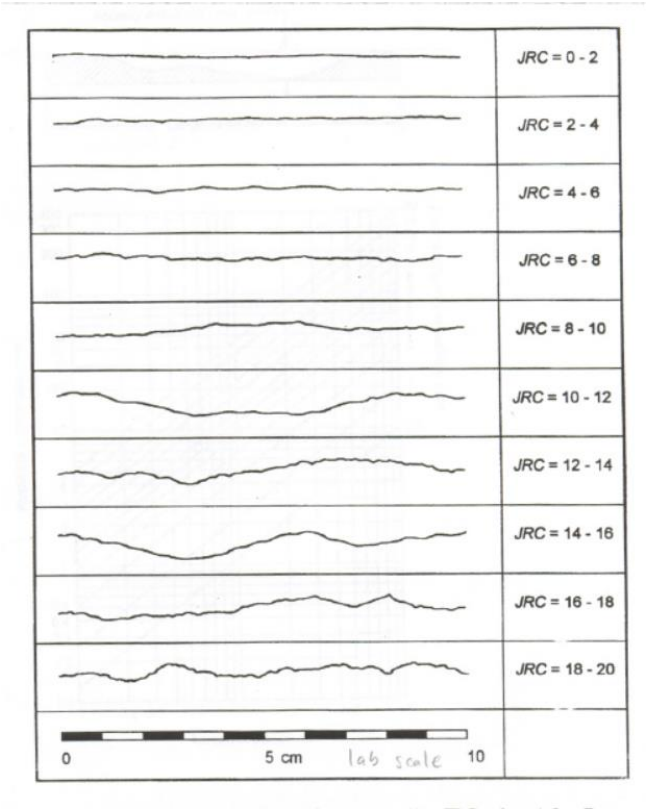


Figura 36. *Rugosidad de las discontinuidades analizadas, valor promedio de JRC = 11*

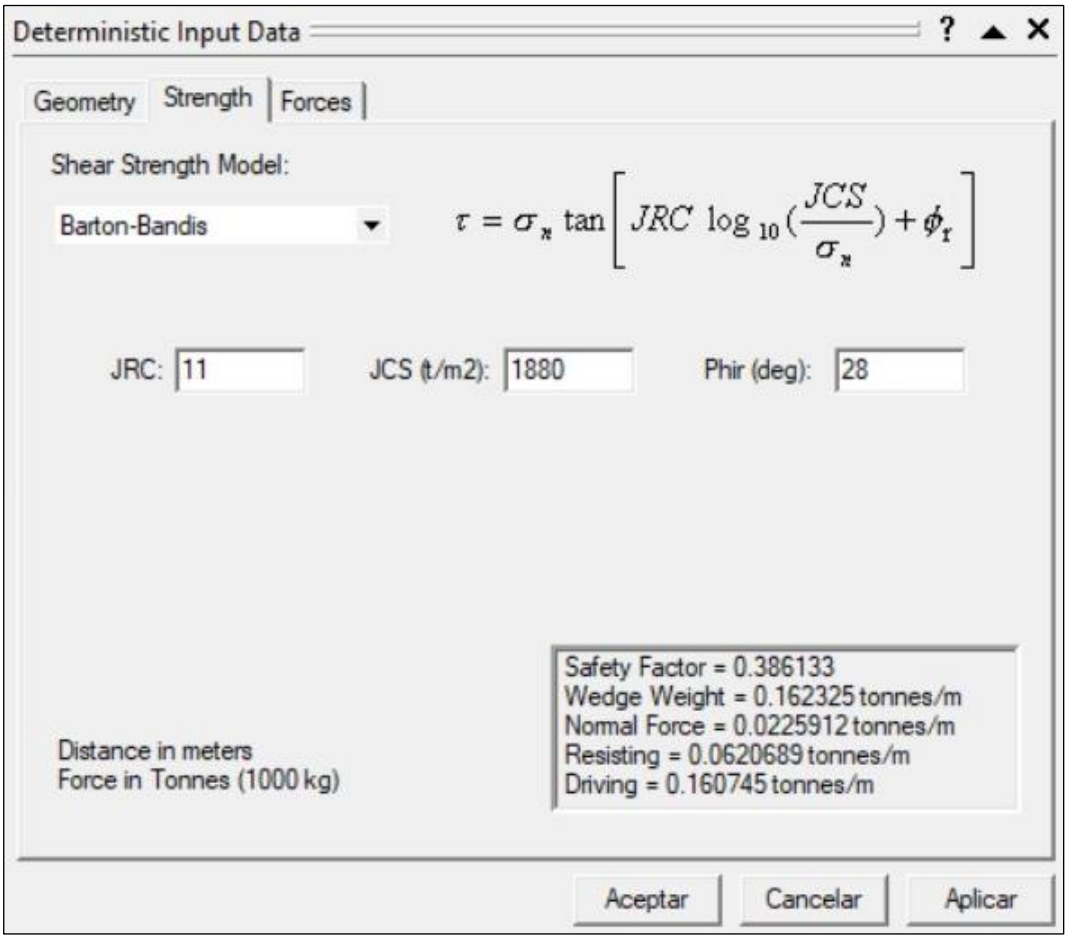


Figura 37. *Parámetros de resistencia de juntas para análisis de deslizamiento Planar (planos de estratificación) Realizado en el software RockPlane de Rocscience.*

6.6.8 CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO SMR

De acuerdo a la exploración y caracterización de la zona, se pudo observar que se presenta una homogeneidad en cuanto al tipo de roca y por ende, no hay diferencias significativas en sus propiedades físicas y mecánicas. Se caracteriza a la roca del macizo como una roca de resistencia intermedia de arenisca (Ria) según nomenclatura UGI (Unidades de Geología para Ingeniería).

Romana (1985) propone la clasificación de la estabilidad de taludes en roca en función del SMR (Slope Mass Rating), definido como una modificación del sistema RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski (1973). El SMR está dado por la ecuación:

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

Donde
F1 depende del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y la cara del talud y se define como:

$$F1 = (1 - \sin(\alpha j - \alpha s))$$

Donde
αj es dirección de discontinuidad.
αs es dirección del talud

Los valores que puede obtener este parámetro se encuentran entre (0,15-1,0).
F2 depende del buzamiento de la discontinuidad en la rotura plana y se define como, analíticamente se obtiene por la expresión:

$$F2 = \tan 2\ (\beta j)$$

Donde
βj es buzamiento de la discontinuidad. Los valores que puede obtener este parámetro se encuentran entre 0,15 y 1,0.
F3 representa la relación entre los buzamientos de la discontinuidad y del talud, dada por los valores propuestos por Bieniawski (1973)
F4 representa el factor de ajuste según el método de excavación.

De manera resumida, la siguiente tabla muestra el proceso para obtener estos factores.

Tabla 22*. Factor de ajuste de clasificación SMR (Romana, 1985).*

Factores de ajuste de las juntas. F1, F2 y F3.	***Muy Favorable***	***Favorable***	***Normal***	***Desfavorable***	***Muy desfavorable***
Planar: $\alpha_j - \alpha_s$	> 30°	30° -20°	20° - 10°	10° - 5°	<5°
Vuelco:	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
$\alpha_j - \alpha_s - 180°$ ***Analítico:***	$F_1 = \left[1 - \sin(\alpha_j - \alpha_s)\right]^2$				
$[\beta_j]$	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35 ° - 45°	> 45°
Valores Planar	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Valores Vuelco	1.00				
Ajuste analítico:	$F_2 = \left[\tan(\beta_j)\right]^2$				
Planar $[\beta_j - \beta_s]$	> 10°	10° - 0°	0°	0 ° - (-10°)	< -10°
Vuelco $[\beta_j + \beta_s]$	< 110°	110° - 120°	> 120°	-	-
Valores:	0	-6	-25	-50	-60
Ajuste analítico:	F3= Se mantienen los valores propuestos por Bieniawski (1976 – 1979).				
Factor de ajuste por el método de excavación.	F4= Valores empíricos establecidos para cada método de excavación.				
	Talud natural	Pre corte	Voladura Suave	Voladura o mecánico	Voladura deficiente
	+15	+10	+8	0	-8

Esta metodología permite estimar de manera cualitativa la posibilidad cinemática de un talud, a partir de parámetros que definen la calidad del macizo, como se observa en la siguiente tabla:

CLASE SMR	I 110-81	II 80-61	III 60-41	IV 40-21	V 20-0
Descripción	Muy buena	Buena	Normal	Mala	Muy mala
Estabilidad	Totalmente estable	Estable	Parcialmente estable	Inestable	Totalmente inestable. Grandes roturas por planos continuos o por la masa. Reexcavación
Roturas	Ninguna	Algunos bloques	Algunas juntas o muchas cuñas	Juntas o grandes cuñas	
Tratamiento	Ninguno	Ocasional	Sistemático	Corrección	

Figura 38. *Clases de estabilidad mediante la metodología SMR. Tomado de Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.*

MECANISMO DE FALLA	FALLA PLANAR		FALLA DE CUÑA		FALLA POR VOLTEO	
Relación	SMR > 60	Ninguna	SMR > 75	Muy pocas	SMR > 65	Ninguna
	60 > SMR > 40	Importantes	75 > SMR > 40	Algunas	65 > SMR > 50	Menores
	40 > SMR > 15	Muy grandes	40 > SMR > 75	Muchas	50 > SMR > 30	Muy grandes

Figura 39. *Relación de índice SMR con el tipo de falla para taludes. Tomado de guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.*

Para el actual proyecto se realizó el análisis de SMR para la zona del talud más crítica que ha presentado inestabilidad y caída de bloques. El corte se puede observar en la siguiente figura:



***Figura 40**. Corte para el análisis cinemático del talud y clasificación SMR del macizo.*

6.6.9 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

La clasificación geomecánica RMR permite obtener un índice de calidad del macizo rocoso a partir de 5 parámetros:

1. Resistencia de la roca intacta.
2. Índice de calidad de la roca.
3. Espaciamiento de las discontinuidades
4. Condición de las discontinuidades.
5. Presencia de agua.

Cada parámetro tiene un puntaje y unas subclasificaciones asignadas y se van sumando (Ver **Tabla 23**).

***Tabla 23**. Clasificación del macizo rocoso RMR.*

Parámetro: Resistencia de la matriz rocosa (MPa)							
Ensayos de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
Compresión simple	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	1<
Puntuación	15	12	7	4	2	1	0

RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%
Puntuación	20	17	13	6	3

Separación entre discontinuidades	>2m	0.6-2m	0.2-0.6m	0.06-0.2m	<0.06m
Puntuación	20	15	10	8	5

Parámetro: Estado de las discontinuidades					
Longitud de la discontinuidad	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m
Puntuación	6	4	2	1	0
Abertura	Nada	<0.1mm	0.1-1mm	1-5mm	>5mm
Puntuación	6	5	3	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave
Puntuación	6	5	3	1	0
Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno blando <5mm	Relleno blando >5mm
Puntuación	6	4	2	2	0
Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
Puntuación	6	5	3	1	0

Caudal por 10m del túnel NA	Nulo	10 litros/minuto	10-25 litros/minuto	25-125 litros/minuto	>125 litros/minuto
Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5
Estado general	Seco	Ligeramente seco	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
Puntuación	15	10	7	4	0

Corrección por la orientación de las discontinuidades						
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

RMR BÁSICO = 43

De acuerdo a los resultados obtenidos a partir de las tablas anteriores se clasifica el macizo rocoso según la siguiente tabla:

Tabla 24*. Clasificación de macizo rocoso RMR, parámetros mecánicos sugeridos.*

Índice RMR: calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR				
Clase	***Calidad***	***Valoración RMR***	***Cohesión***	***Ángulo de rozamiento***
I	Muy buena	100-81	> 4 kg/cm2	>45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm2	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm2	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm2	15°-25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm2	< 15°

El índice RMR va desde 0 hasta 100 puntos a partir de los cuales el macizo rocoso puede clasificarse en 5 categorías.

Muy buena: 100 – 81
Buena: 80 – 61
Media: 60 – 41
Mala: 40 – 21
Muy mala: <20

El RMR general que se obtuvo para el macizo rocoso fue de 43.

Tabla 25*:Caracterización del informe*

	Resistencia de la roca	***RQD***	***Espaciamiento discontinuidades***	***Condición discontinuidades***	***Agua***
Valoración	10 (Mpa)	58	0,06 – 0,2 (m)	Ondulada rugosa, abertura 10 – 100 (mm), bordes débiles.	Húmedo
Puntaje	3.5	8	7	14	10

6.6.10 SMR Y FACTORES (F1, F2, F3 Y F4) – ANÁLISIS PARA PERFIL A -A'

De acuerdo a la metodología anteriormente descrita se obtuvieron los siguientes resultados para el análisis del talud que se inclina en dirección sureste, identificada con el corte transversal A -A'. El factor de ajuste según método de excavación (F4) corresponde a 0.

Tabla 26*. Consolidado para determinar el SMR de la ladera representada por el perfil A – A'. (El SMR se hace para las condiciones de falla planar y falla por volcamiento)*

FAMILIA	BUZAMIENTO	AZIMUT DEL BUZAMIENTO	FAMILIA	RMR (CORREGIDO)	P	F1	F2	P PARA F3	F3	SMR P	T PARA F1	F1	F2	T PARA F3	F3	SMR T	SMR MÁS BAJO POR FAMILIA
TALUD	**90**	**132**	TALUD														
1	82	143	DIACLASA 1	42.50	11	0.7	1.00	-8	-50	7.5	169	0.15	1	172	-25	38.75	7.5
2	12	213	DIACLASA 2	42.50	81	0.15	0.15	-78	-60	41.15	99	0.15	1	102	0	42.5	41.15
3	78	49	DIACLASA 3	42.50	83	0.15	1.00	-12	-60	33.5	263	0.15	1	168	-25	38.75	33.5
4	10	324	PLANO DE ESTRATIFICACIÓN	42.50	192	0.15	0.15	-80	-60	41.15	12	0.7	1	100	0	42.5	41.15

Tabla 27*. Clases de estabilidad SMR (Romana, 1985).*

Tipo de Rotura	***Intervalos SMR***	***Frecuencia***
Planas	SMR > 60 60> SMR > 40 40> SMR >15	Ninguna Importantes Muy grandes
Por vuelco	SMR > 65 65 > SMR > 50 50> SMR > 30	Ninguna Menores Importantes

Tabla 28. *Clases de estabilidad SMR (Romana, 1985).*

Descripción de las clases SMR										
Clase N°	***Vb***	***Va***	***IVb***	***IVa***	***IIIb***	***IIIa***	***IIb***	***IIa***	***Ib***	***Ia***
Descripción	Muy mala		Mala		Normal		Buena		Muy buena	
Estabilidad	Totalmente inestable		Inestable		Parcialmente inestable		Estable		Totalmente estable	
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la matriz		Grandes juntas y/o grandes cuñas		Algunas juntas o muchas cuñas		Algunos bloques		Ninguna	
Sostenimientos	re excavación		Importantes		Sistemáticos		ocasionales		Ninguna	

6.6.11 GSI (GEOLOGICAL STRENGTH ÍNDEX) ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA, HOEK ET AL (1995).

La determinación de los parámetros del GSI se basa en las descripciones de la calidad del macizo rocoso en lugar de formular datos de entrada cuantitativos como en los sistemas RMR, Q y RMI. El GSI es utilizado para la estimación de los parámetros de entrada para el cálculo de la resistencia, solo es una relación empírica y los procesos asociados a las clasificaciones de la ingeniería de rocas.

Bajo estas consideraciones y con las características propias del macizo rocoso y las unidades geo mecánicas definidas se obtuvo un valor de GSI. Desde el punto de vista mecánico las rocas aflorantes son blandas a intermedias, y las condiciones de las discontinuidades en cuanto a espaciamiento, aberturas, rellenos de estas discontinuidades y rugosidad resultan desfavorables.

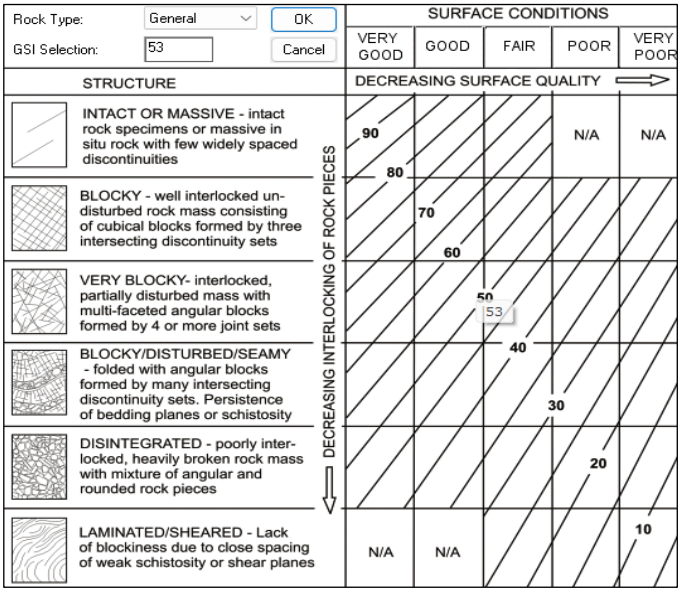


Figura 41. *Clasificación del macizo rocoso GSI*

6.7 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

El criterio de rotura usado fue el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown. Los parámetros de entrada son los obtenidos de los ensayos de roca, así como correlaciones y valores de literatura de forma complementaria. El criterio de Hoek Brown – utiliza el sigci (compresión simple), mi (estimado mediante el ensayo de compresión simple y el ensayo de tracción indirecta), y los valores cualitativos del GSI y D a partir de observaciones y comparaciones relativas.

Con los anteriores datos se calcula la Cohesión, el ángulo de fricción interna de la roca (φ), el módulo de deformación, el esfuerzo a la compresión global del macizo rocoso y demás parámetros necesarios para el estudio del macizo.

El factor D, identifica el grado de perturbación del macizo rocoso teniendo en cuenta los métodos de excavación y la relajación de esfuerzos. Debido a que se no contemplan métodos muy agresivos para la excavación. El valor estimado para el factor D es de 0.

Los datos de entrada y resultados de la aplicación se encuentran relacionados en la siguiente tabla.

Tabla 29. *Determinación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso.*

DATOS DE ENTRADA ROCLAB		***DATOS DE SALIDA ROCLAB***	
Sigci	20 Mpa	**Mb**	3.173
GSI	53	**S**	0.0054
Mi	17	**a**	0,505
D	0	**C (Mpa)**	0.322
H Talud	30 m	**Ø (°)**	53º
Tipo de roca	Arenisca	**Em (Mpa)**	2013.38 Mpa
		σc (Mpa)	1434 Mpa

7 MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

Con base en la exploración y caracterización realizada y expuesta anteriormente, se pudo obtener el modelo geológico geotécnico del área a estudiar. Este tipo de modelo integra información geológica con propiedades geotécnicas para proporcionar una representación detallada del subsuelo y sus características. A partir del modelo resultante, se permite analizar la estabilidad de talud y en función de los resultados de la evaluación, se diseñan las medidas óptimas para prevenir o mitigar los problemas geotécnicos presentes.

A continuación, se presenta el modelo geológico geotécnico desde planta y perfil, obtenido del área del proyecto y las características de los materiales de este.

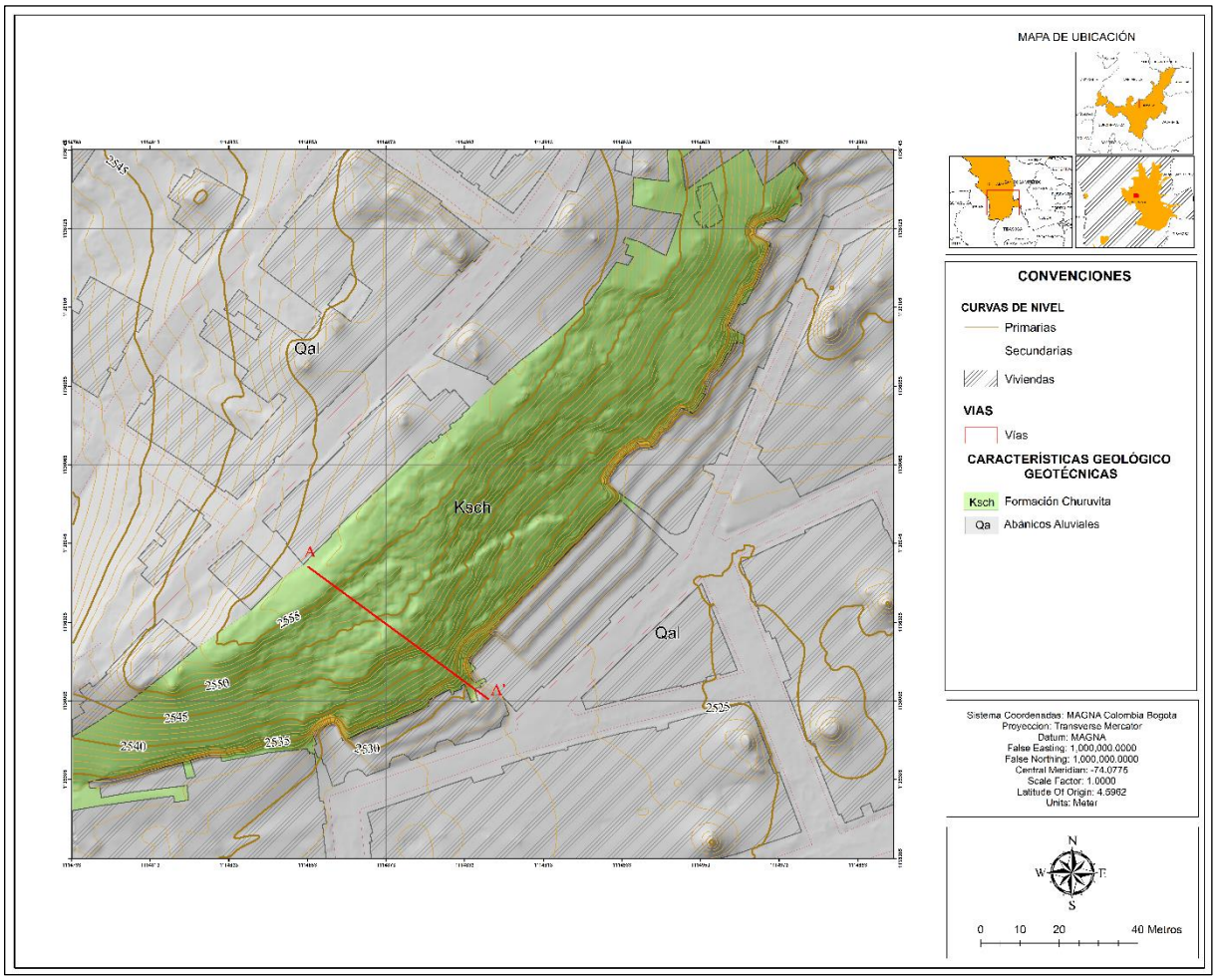


***Figura 42**. Mapa en planta del modelo geológico geotécnico del sector "La Fuente".*

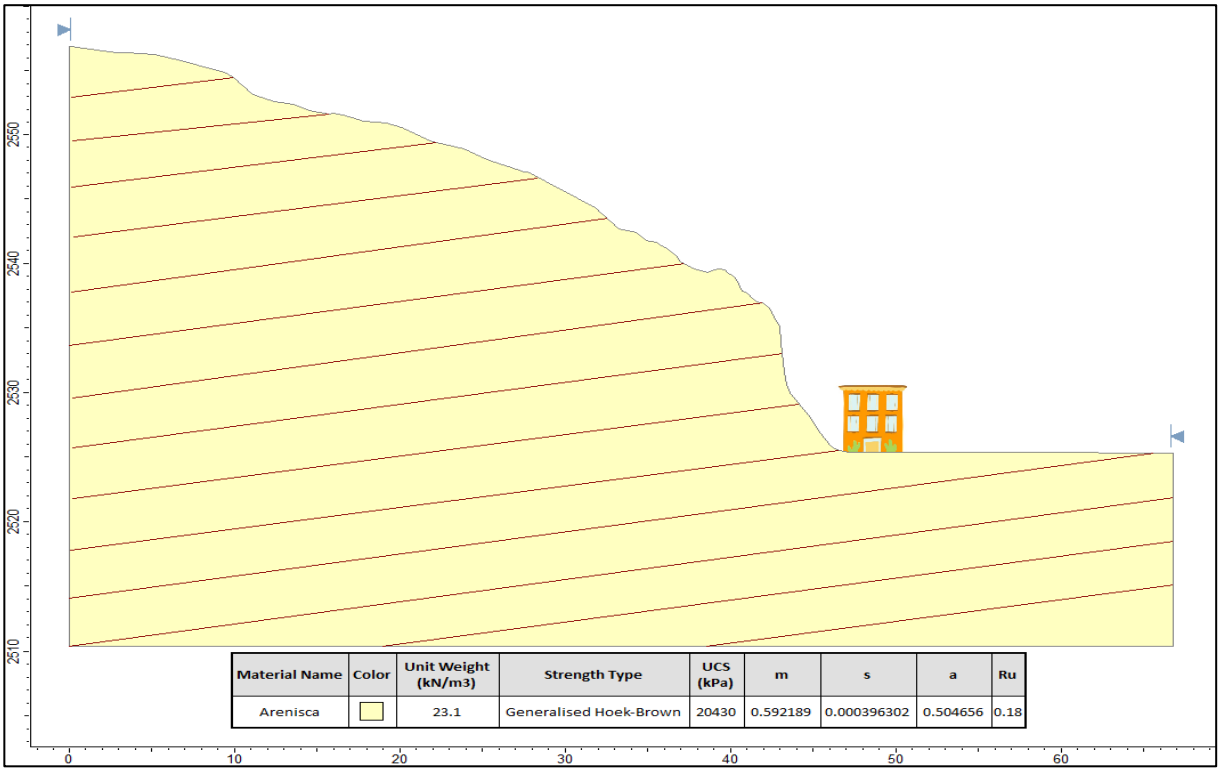


Figura 43. *Corte A – A'. Perfil del Modelo geológico geotécnico del sector "La Fuente".*

El área del proyecto se compone de dos materiales litológicos. Por un lado, hacia la parte de la corona y el pie del talud, se presenta un depósito de abanico aluvial; por el otro, el macizo rocoso del talud está compuesto de arenisca de la formación Churuvita (Ksch). La inestabilidad y la problemática que se presenta en el área, específicamente involucra a la parte de las areniscas; dentro del depósito no se encuentran problemas de tipo geotécnico, el depósito no se ubica dentro del área inestable y tampoco se evidencian efectos sobre el mismo.

La arenisca del macizo rocoso es una roca con resistencia media – baja superficialmente, de índice de resistencia geológica entre 50 y 60. En cuanto a parámetros geotécnicos de roca y del macizo, se presentan los observados en la siguiente tabla.

Areniscas R2 (ISMR)	
PARÁMETRO	***VALOR***
γ	2.39 tn/m^3
σ_{CI}	20 MPa
GSI	55
m_i	17
D	0
mb	3.173
s	0.0054
a	0.505
C' (Cohesión)	322 KPa
Φ' (Ángulo de fricción)	53°
Módulo de deformación	2013.38 MPa

El macizo rocoso no presenta nivel freático; en general se encuentran 4 familias de discontinuidades que controlan el comportamiento geomecánico del talud. Los deslizamientos y caídas de rocas son principalmente influenciados por la familia de discontinuidades con un azimut de 143º y una inclinación de 82º, su interacción con las demás familias, el estado de las propiedades físico mecánicas de las mismas (expuesto y analizado anteriormente). El talud presenta una baja variabilidad en cuanto a su composición. Sin embargo, el macizo rocoso es de baja calidad superficialmente, más o menos a una profundidad de 0.4 - 0.5 m, pero hacia su interior mejoran las propiedades geomecánicas, se concluye, entonces, que la mayor parte del macizo es de buena calidad.

8 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD

8.1 CRITERIOS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD GENERAL DEL TALUD

Para el análisis de estabilidad del talud, así como la estabilidad de los bloques o paquetes rocosos superficiales del mismo susceptibles a deslizamiento planar se consideran los siguientes escenarios:

-. Estado actual de la ladera; considerando condiciones estáticas sin efecto sísmico y con efecto sísmico (Análisis pseudo estático).

-. Análisis de bloques colgantes sobre el talud y corte proyectado ante deslizamientos planares sobre las discontinuidades correspondientes a familia de diaclasas 1, siendo la condición más crítica; considerando condiciones estáticas sin efecto sísmico y con efecto sísmico (Análisis pseudo estático), condiciones críticas de saturación en el caso de que esta condición sea realista.

Las consideraciones respectivas para los análisis, son las establecidas en la norma sismo resistente NSR 10, Titulo H, capítulo H.5.2, así como lo establecido en el numeral A.2 del título de esta misma norma en cuanto a los parámetros sísmicos para el análisis pseudo - estático de estabilidad de taludes.

La posición y orientación del perfil para el análisis, se escogió para un modelo promedio de las características geométricas de la ladera y la zona más crítica y adicionalmente la tendencia de las pendientes y el corte proyectado. Posteriormente con la información de exploración y caracterización geo mecánica, se extractaron los parámetros mecánicos del material. A continuación, se presenta la ubicación en planta y la representación en perfil con las unidades geotécnicas encontradas en forma general del macizo rocoso.



Figura 44*. Vista en planta del talud en su condición actual.*

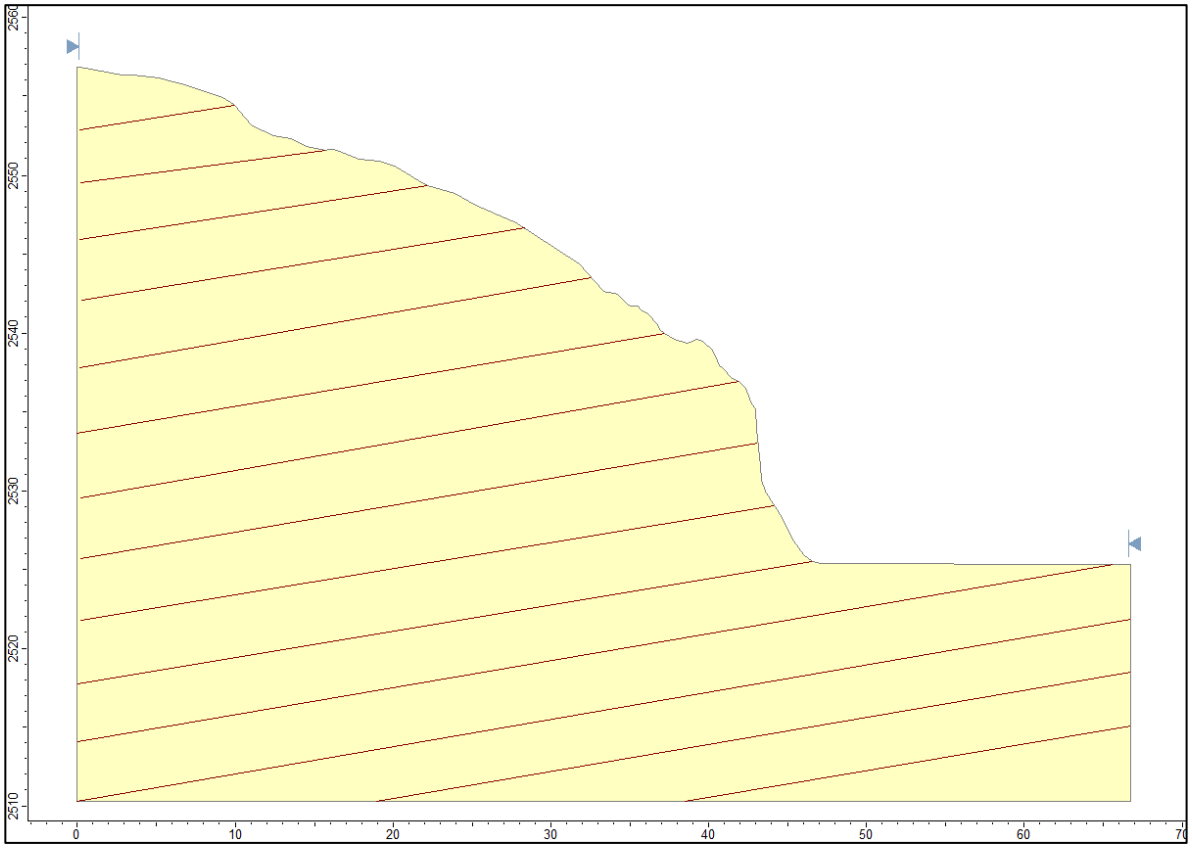


Figura 45. *Perfil geológico - geotécnico del talud en su condición actual*

Tabla 30. *Parámetros geomecánicos del talud*

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kPa)	m	s	a	Ru
Arenisca		23.1	Generalised Hoek-Brown	20430	0.592189	0.000396302	0.504656	0.18

La metodología planteada para la evaluación de amenaza consiste en la aplicación de los criterios establecidos en la tabla H.2.4-1 de la NSR-10 que se resume en lo siguiente:

Tabla 31. *Factores de seguridad básicos mínimos para estabilidad de taludes*

Condición	***Diseño***	***Construcción***
Taludes-condición estática y agua subterránea normal	1,50	1,25
Taludes condición Pseudo estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño.	1,05	1,00

8.1.1 CONSIDERACIONES SOBRE EL NIVEL FREÁTICO O TABLA DE AGUA

En el talud no se encontró nivel freático alguno y las condiciones de las juntas denotaban el estado predominante del talud. La misma condición del macizo rocoso en cuanto a las direcciones y buzamientos de las discontinuidades, el estado de las mismas, y la composición de la matriz rocosa, no permite la captación o almacenamiento de agua. Las rocas de la formación geológica encontrada y relacionada directamente con la ladera, en su mayoría corresponden a rocas de alta permeabilidad primaria y secundaria, lo cual limita la capacidad de retención de agua en las partes altas de las laderas, esta última fluye rápidamente hacia partes más bajas en el interior del macizo rocoso.

De lo anterior no se estima nivel freático incluso en escenarios críticos, descartando la hipótesis de saturación total del talud, pues no es un escenario realista en este caso.

8.1.2 PARÁMETROS SÍSMICOS:

La clasificación del perfil del suelo corresponde con Tipo A, según NSR-10. El periodo de retorno para el cual se obtiene dicha aceleración corresponde a 475 años.

Del estudio general de amenaza sísmica de Colombia (2009) se extraen las aceleraciones sísmicas en función del periodo de retorno sísmico para Duitama.

Tabla 32*. Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10).*

Zona de amenaza sísmica	Alta
Aa Coef. De aceleración pico efectiva (g)	0.16

Tabla 33. *Clasificación del tipo de suelo y obras civiles según NSR 10.*

Perfil Tipo	B
Aa	0.20
Av	0.25
A. Sísmica	Alta
Fa	0.8
Coef impor I	I

El coeficiente de importancia de la estructura fue definido por el tipo del proyecto; en conformidad con la tipología de las obras y lo establecido en la NSR- 10.

Para el cálculo del coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudo estático de taludes KST o conocido como Kh se ha seguido lo estipulado en el numeral H.5.2.5 de NSR-10, como se muestra a continuación, encontrando que Kh = 0,16.

Tabla 34*. Parámetros sísmicos calculados para análisis pseudo estático del talud.*

a_{max} Aceleración máxima del terreno (Sa=Aa*Fa*I)	0.16
$_{KST}/a_{max}$ Mínimo para análisis pseudoestático de taludes	1.00
K_{ST} - Coef. Sísmico de diseño para análisis pseudoestático (K_h)	0.16

K_v - Coef. Aceleración Vertical definido como $2/3K_h$	0.11

8.2 MODELAMIENTO EN SOFTWARE

8.2.1 MODELAMIENTO DEL ESTADO ACTUAL DEL TALUD

Para el análisis de estabilidad se considera apropiado el método de equilibrio límite en el software Slide V6 con la metodología de Jambú Corregido ya que, de los métodos disponibles en el software, este asume un factor de ajuste por las simplificaciones en las que se basa. Se obtuvieron los siguientes factores de seguridad**:**

Tabla 35*. Resultados del análisis de equilibrio límite para los perfiles analizados.*

Perfil	***Condición estática Fs.***	***Condición sísmica pseudo estática Fs.***	***Cumplimiento NSR 10 título H***
Talud general	1.53	1.07	Si
Bloques superficiales por deslizamiento Planar por familia 1 de discontinuidades.	1.00	0.42	No

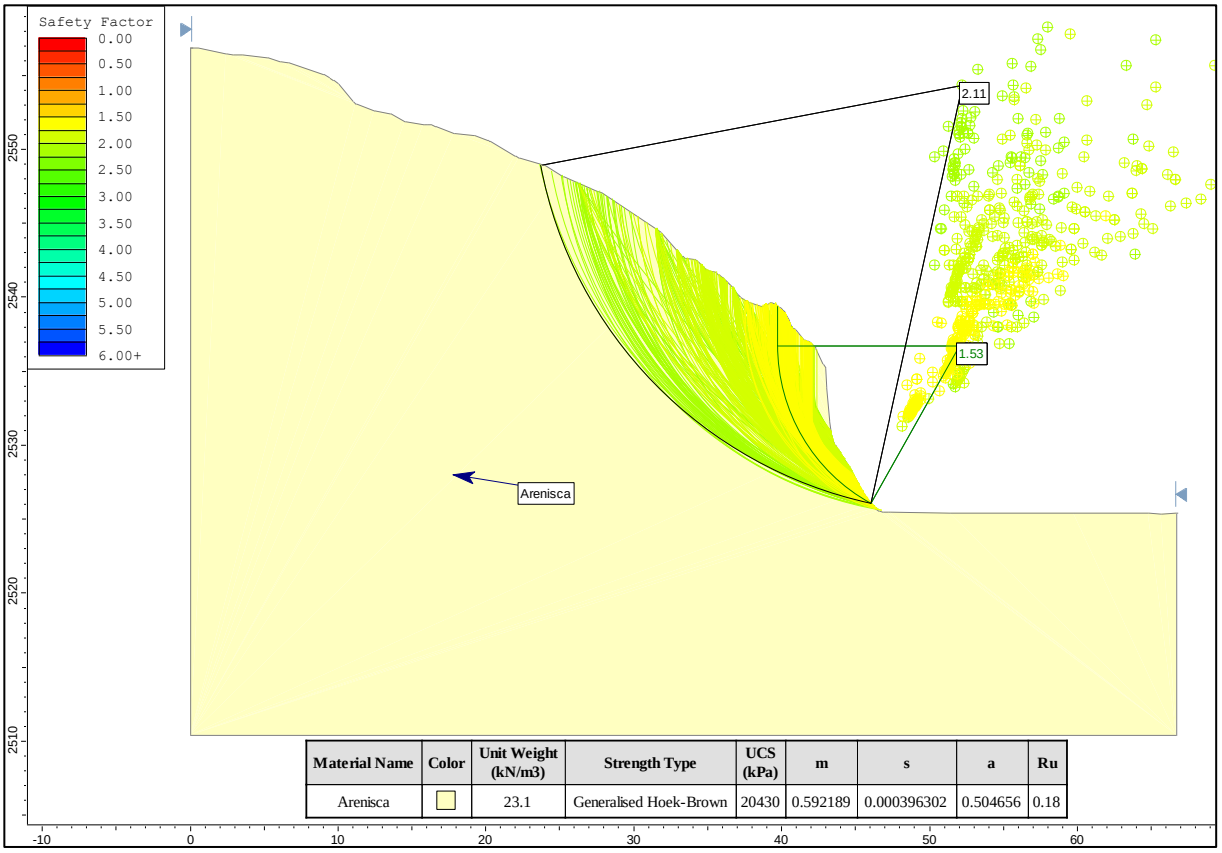
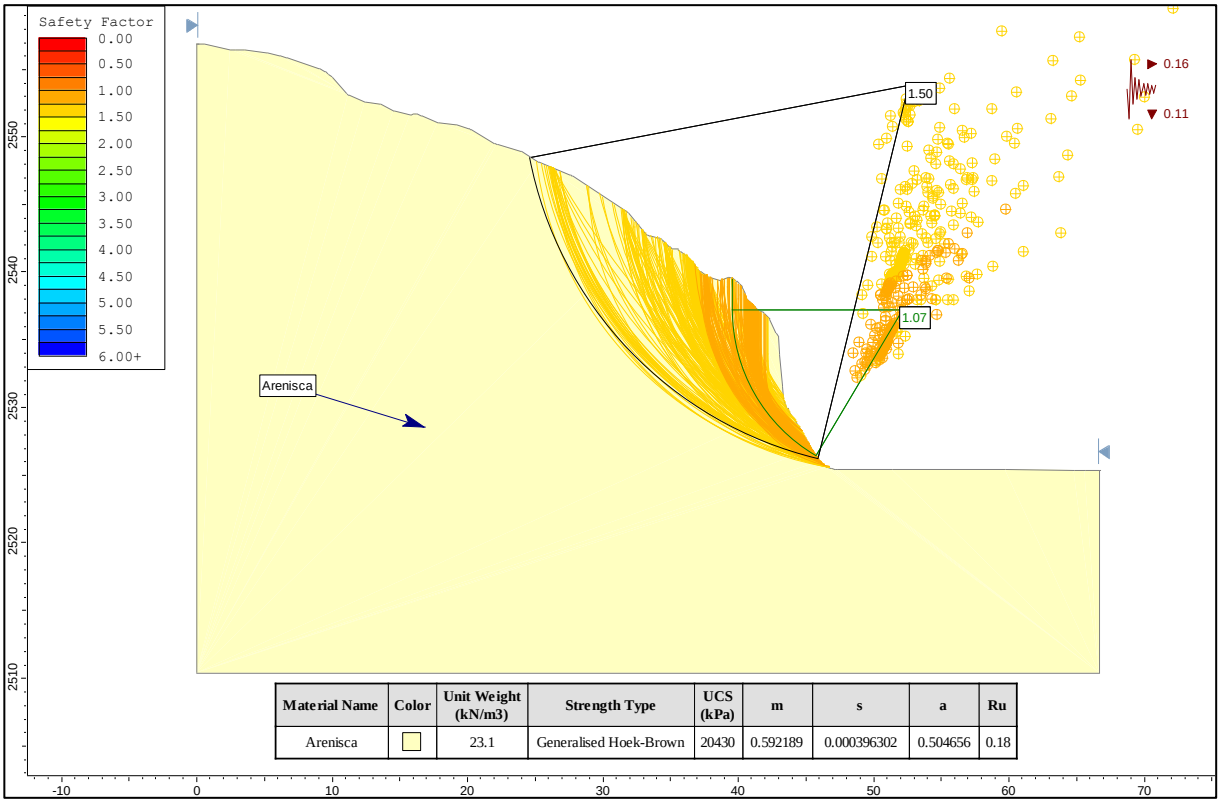


Figura 46*. Análisis de estabilidad del talud general, condición actual, análisis estático.*



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kPa)	m	s	a	Ru
Arenisca		23.1	Generalised Hoek-Brown	20430	0.592189	0.000396302	0.504656	0.18

***Figura 47**. Análisis de estabilidad del talud general, condición actual, análisis pseudoestático.*

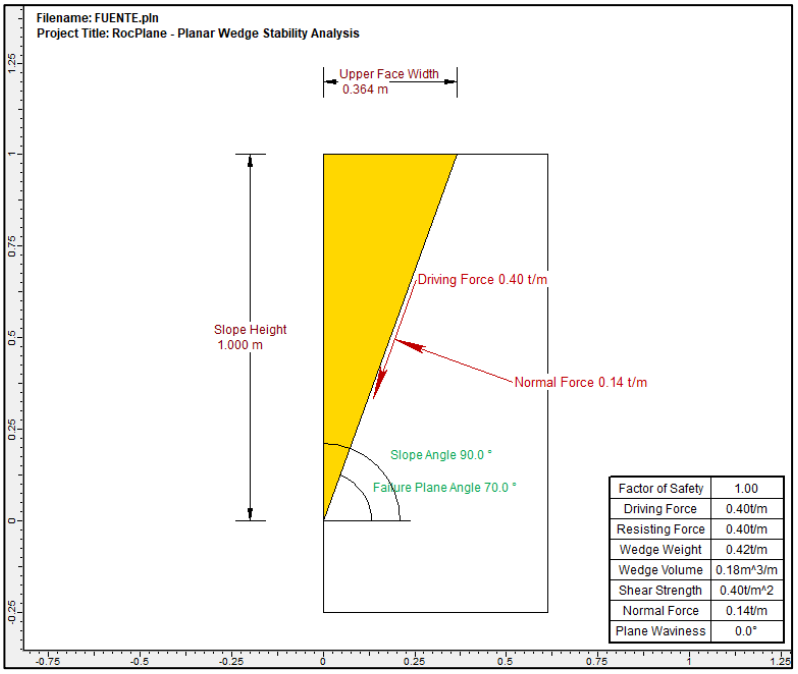


Figura 48. *Análisis de estabilidad de bloques por deslizamiento Planar (planos críticos) bajo condiciones estáticas.*

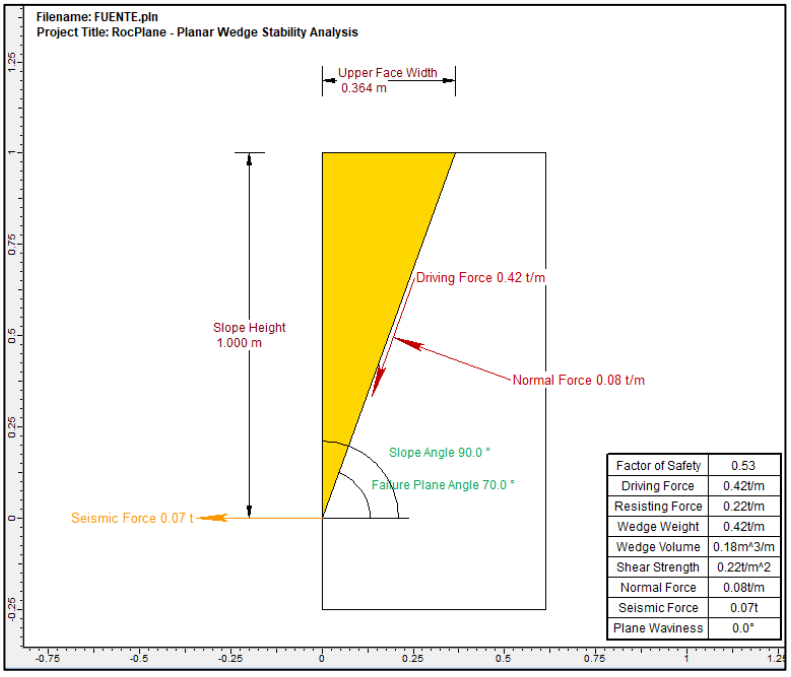


Figura 49. *Análisis de estabilidad de bloques por deslizamiento planar (Planos críticos) bajo condiciones sísmicas (análisis pseudoestático).*

Conforme al análisis anterior, se obtuvieron factores de seguridad en estado estático y pseudoestático encontrándose en cumplimiento con las exigencias de la norma sismo resistente NSR 10 para el caso del talud general de la ladera. Esto quiere decir que no se pueden presentar grandes movimientos de masa en movimiento. En el caso de los bloques presentes en la ladera, los cuales son susceptibles a presentar deslizamiento o falla Planar, se obtuvieron valores que no cumplen con las exigencias de la NSR 10. Es por ello, que estos bloques van cayendo por gravedad al pie del talud.

8.3 ANÁLISIS CINEMÁTICO DEL MACIZO ROCOSO

Con base en lo anterior, tanto en el análisis de estabilidad para bloques como en la clasificación del macizo rocoso SMR, se pudo obtener que el macizo presenta caídas de bloques por deslizamiento planar. Se realiza entonces, el análisis cinemático con el fin de identificar específicamente potenciales deslizamientos producidos por las fracturas y discontinuidades del macizo rocoso, y relacionados con condiciones locales inmediatas la excavación de conformación proyectada evaluando 4 escenarios a saber:

-. Deslizamiento planar
-. Deslizamiento de cuñas
-. Volcamiento directo
-. Volcamiento por flexión

8.3.1 DESLIZAMIENTO POR FALLA PLANAR

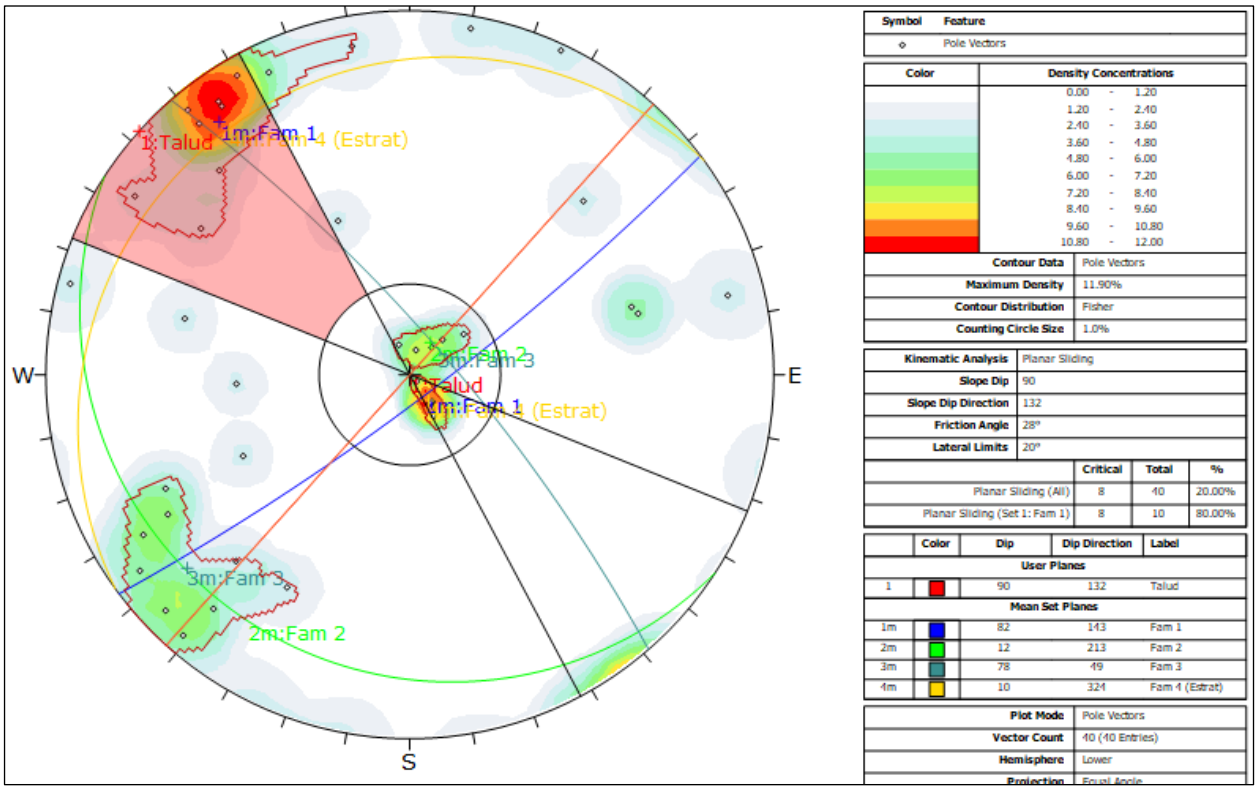


Figura 50. *Análisis cinemático, deslizamiento por falla planar.*

8.3.2 DESLIZAMIENTO POR CUÑAS

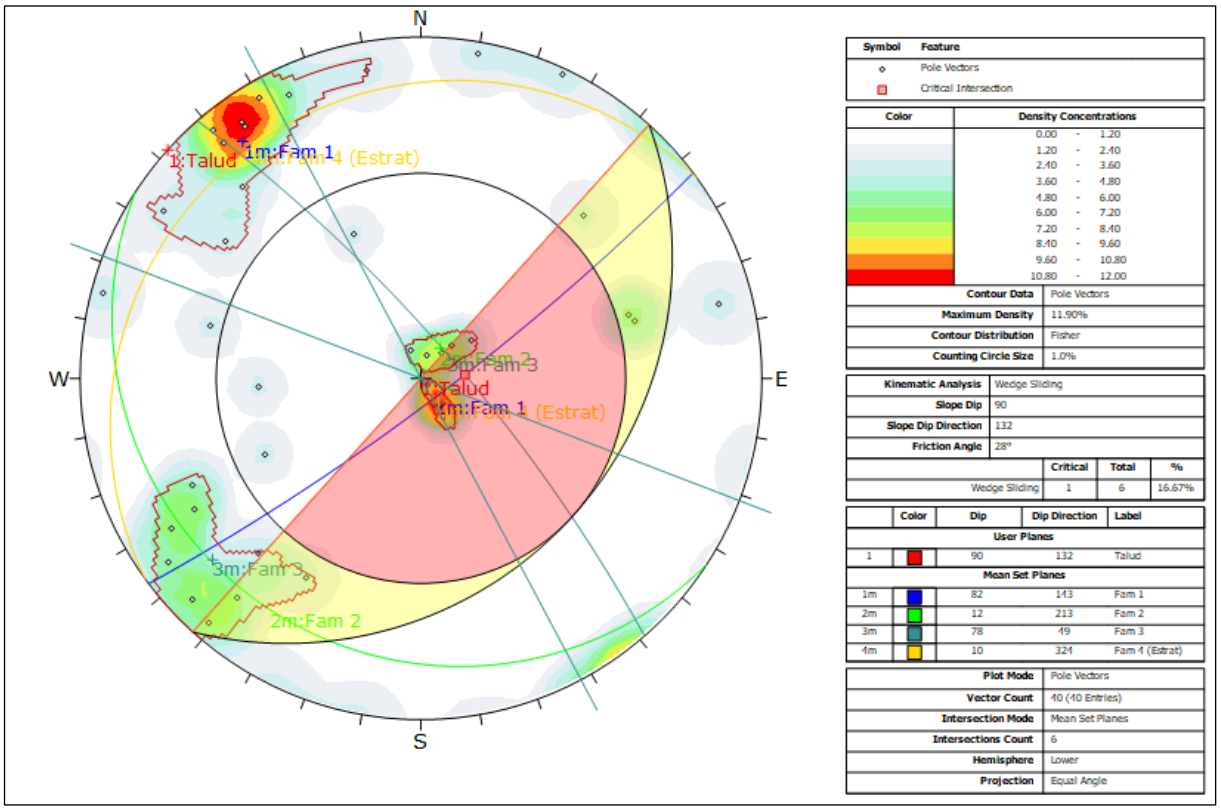
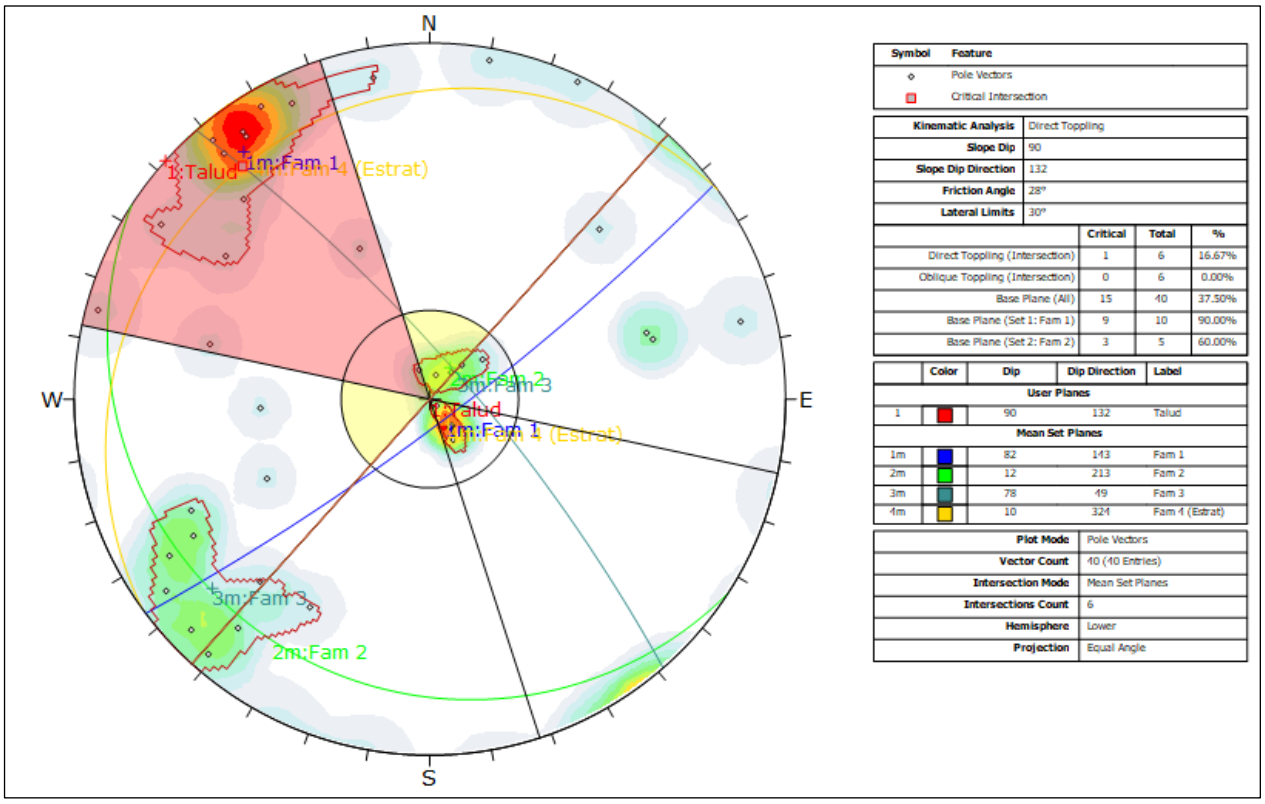


***Figura 51**. Análisis cinemático, deslizamiento por cuñas.*

8.3.3 VOLCAMIENTO DIRECTO



Symbol	Feature
◇	Pole Vectors
▣	Critical Intersection

Kinematic Analysis	Direct Toppling
Slope Dip	90
Slope Dip Direction	132
Friction Angle	28°
Lateral Limits	30°

	Critical	Total	%
Direct Toppling (Intersection)	1	6	16.67%
Oblique Toppling (Intersection)	0	6	0.00%
Base Plane (All)	15	40	37.50%
Base Plane (Set 1: Fam 1)	9	10	90.00%
Base Plane (Set 2: Fam 2)	3	5	60.00%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1		90	132	Talud
Mean Set Planes				
1m		82	143	Fam 1
2m		12	213	Fam 2
3m		78	49	Fam 3
4m		10	324	Fam 4 (Estrat)

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	40 (40 Entries)
Intersection Mode	Mean Set Planes
Intersections Count	6
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Figura 52*. Análisis cinemático, deslizamiento por volcamiento directo.*

8.3.4 VOLCAMIENTO POR FLEXURA

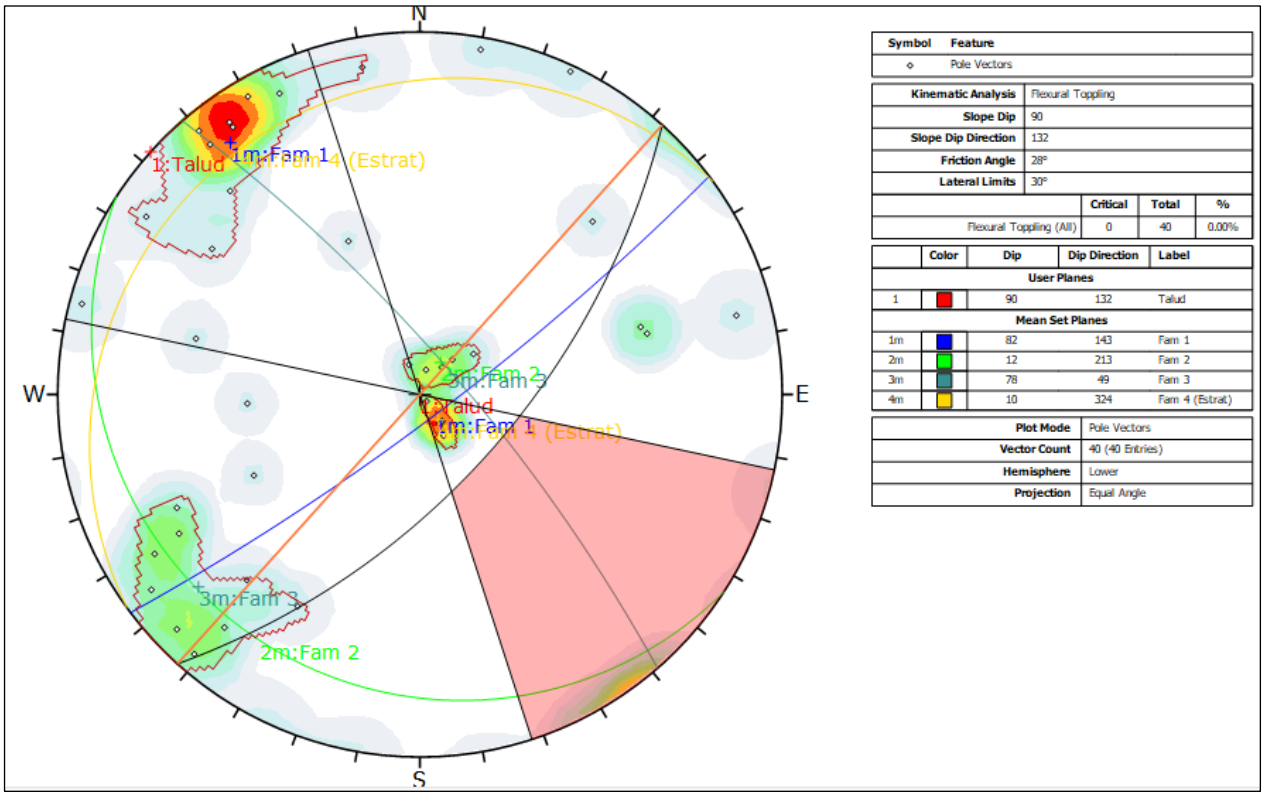


Figura 53. *Análisis cinemático, deslizamiento por volcamiento flexural.*

9 CALCULOS Y DISEÑOS HIDRAULICOS SISTEMA DE DRENAJE

9.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA CONTROL DE AGUAS DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

Para el manejo de captación, conducción y descarga de las aguas de escorrentía superficial y el control de la erosión o socavación por efecto de las mismas, en el área a manejar; se diseña un sistema de cunetas de drenaje de tipo flexible en cada uno de los niveles planteados, con descarga y conducción hasta un canal principal igualmente flexible y adaptado a las condiciones de la pendiente topográfica respectivas.

Para tal fin se tomaron las consideraciones y recomendaciones realizadas para diseño de este tipo de obras, dadas por (INVIAS, 2009).

9.2 DISEÑO DE HIETOGRAMAS DE TORMENTA DE PRECIPITACIÓN PARA EL AREA A INTERVENIR.

A partir de las curvas IDF sintéticas, se estiman las tasas de precipitación para eventos tormenta para los periodos de retorno seleccionados de 2, 3, 5, 10, 20, 50 y 100 años, con duración próxima al tiempo de concentración del área de captación, esto en razón de que los aguaceros con duraciones próximas al tiempo de concentración para un área dada maximizan la respuesta hidrológica en términos de caudal pico. Para el caso del área de vaso bajo estudio, correspondiente a áreas pequeñas de entre 540m^2 y 1800m^2, para un total aproximado de 5.870m^2 el tiempo de concentración se estimó en entre 5 y 12 minutos para un periodo de retorno de diseño de entre 5 y 10 años tomando una intensidad de 101mm/h:

La duración de los Hietogramas de precipitación se diseña para una duración de 10 min, a continuación, se presentan las curvas IDF sintéticas para la estación Duitama (24030350), en forma de tabla y sus respectivas graficas:

Tabla 36 *Curvas sintéticas Estación San Pablo 23060160 – IDF IDEAM.*

INTENSIDAD P. (mm/h)		***PERIODO DE RETORNO T (años)***							
N	t (min)	2	3	5	10	20	50	100	500
1	5	117	126	139	158	181	215	245	333
2	10	74	80	89	101	115	137	156	212
3	15	57	62	68	78	89	105	120	163
4	20	47	51	56	64	73	87	100	135
5	25	41	44	49	56	63	76	86	117
6	30	36	39	43	49	56	67	77	104
7	35	33	36	39	45	51	61	69	94
8	40	30	33	36	41	47	56	64	86
9	45	28	30	33	38	43	52	59	80
10	50	26	28	31	35	40	48	55	75
11	55	25	27	29	33	38	45	52	70
12	60	23	25	28	32	36	43	49	66

13	65	22	24	26	30	34	41	46	63
14	70	21	23	25	29	33	39	44	60
15	75	20	22	24	27	31	37	42	57
16	80	19	21	23	26	30	35	40	55
17	85	19	20	22	25	29	34	39	53
18	90	18	19	21	24	28	33	37	51
19	95	17	19	20	23	27	32	36	49
20	100	17	18	20	23	26	31	35	48
21	105	16	17	19	22	25	30	34	46
22	110	16	17	19	21	24	29	33	45
23	115	15	16	18	21	24	28	32	43
24	120	15	16	18	20	23	27	31	42

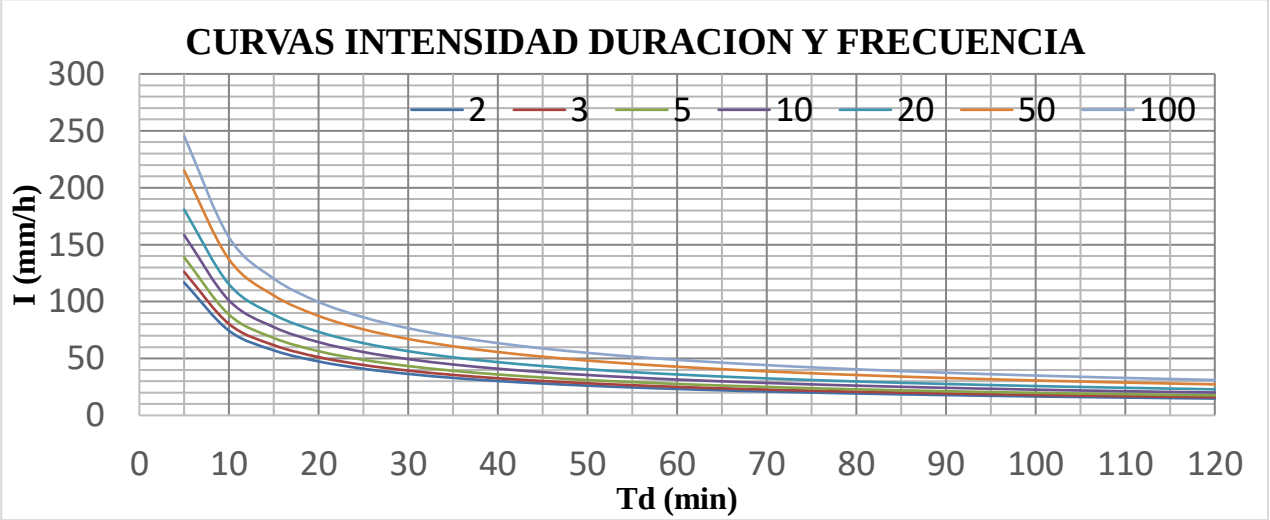


Figura 54 *curvas IDF sintéticas estación Duitama (*24030350)

DELIMITACIÓN DE ÁREAS AFERENTES PARA ELEMENTOS DE DRENAJE

La delimitación de las áreas aferentes para cada una de las cunetas, se realizó a partir del levantamiento topográfico general incluyendo el planteamiento de cortes a realizarse y conformación del terraceo, empleando software GIS para determinar las áreas de drenaje para cada sistema de cunetas. En general se trata de áreas muy pequeñas, no superiores a 2000m^2.

CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO POR MÉTODO RACIONAL

El método racional parte de la definición del coeficiente de escorrentía C, valor adimensional, el cual se puede definir como la relación entre el volumen de escorrentía superficial, VE, y el volumen de precipitación total, Vp, ambos expresados en m^3, así:

$$Qe = C * A * i$$

Donde:
C= Coeficiente de escorrentía del área aferente.
A= Área aferente al punto de aforo en m^2
i= Intensidad de precipitación en (m/s) para la duración de diseño y el periodo de retorno de diseño.

El valor del coeficiente de escorrentía para las áreas aferentes al sistema de zanjas en diseño, se calculó empleando el mapa de números de curva realizado para la microcuenca en el modelamiento hidrológico para análisis de amenaza por inundación y la curva de frecuencia para la precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno considerados, aplicando las siguientes formulas:

$$C = \frac{[(P_d - P_0)(P_d - 23P_0)]}{(P_d - 11P_0)^2}$$

Donde Po está dado por la siguiente formula:

$$P_0 = \frac{(5080 - 50.8CN)}{CN}$$

Donde:

CN= Numero de curva ponderado para el área aferente.

P_d= Precipitación máxima de 24 horas para el periodo de retorno analizado (mm).

Aunque el diseño geométrico de las zanjas de coronación se realizó partiendo de las dimensiones mínimas recomendadas por (INVIAS, 2009), se planteó como criterio de aceptación, que el diseño de las zanjas tenga capacidad para conducir la escorrentía para eventos de precipitación con 10 años de periodo de retorno, para lo cual se determinaran las áreas aferentes y los caudales pico para este escenario, para la respectiva verificación hidráulica del diseño.

DISEÑO GEOMETRICO DE CUNETAS

Para selección de la ubicación de las cunetas tanto de coronación como las ubicadas en las bermas del area a reconformar y en las áreas aferentes, se siguieron las recomendaciones de distancia mínima respecto a la

corona del talud especificadas por (INVIAS, 2009), la cual está fijada en mínimo 3.0 m como se observa en la *Figura 55*:

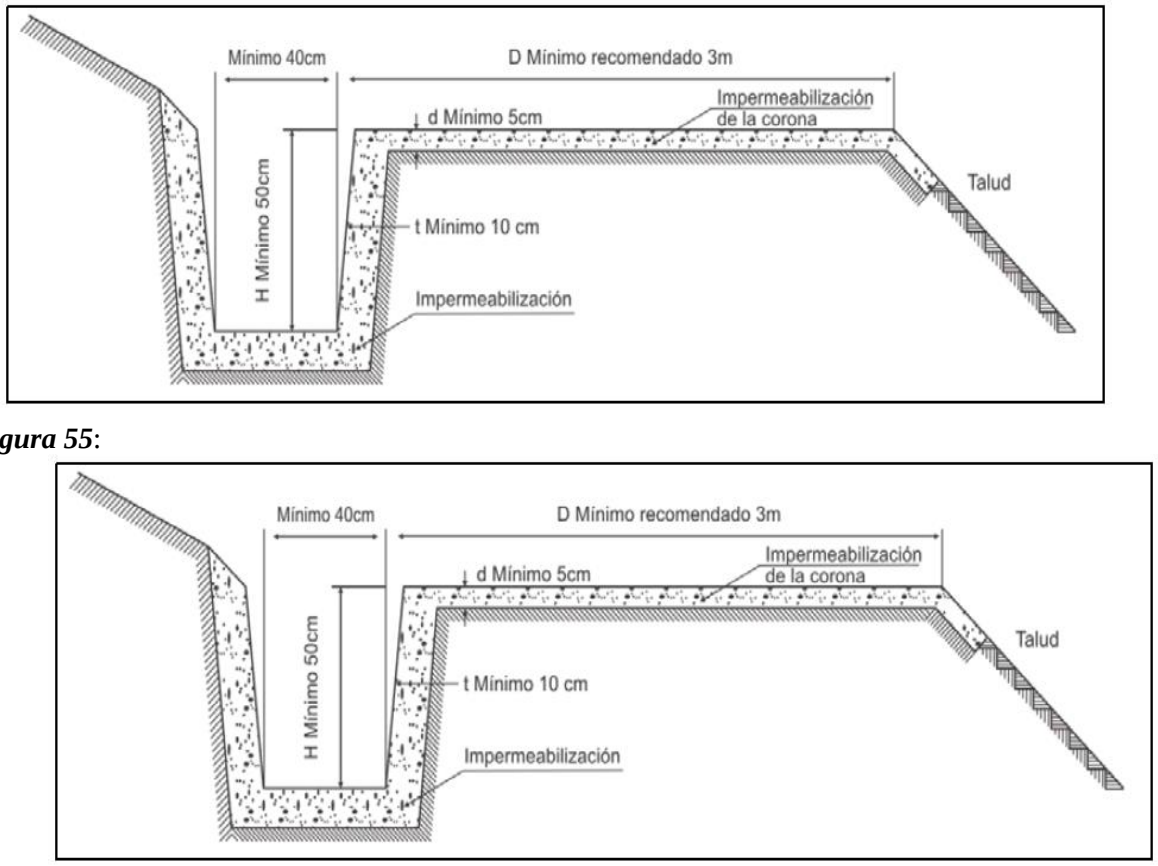


Figura 55. *Dimensiones mínimas para zanjas de coronación (INVIAS, 2009).*

Siguiendo la anterior recomendación, se procedió a diseñar y proyectar la ubicación espacial de las zanjas de coronación, zanjas en bermas de cada nivel, y canal principal de descarga, sobre la topografía detallada con el planteo del diseño geométrico del Talud, asegurando a su vez condiciones de tirante hidráulico consistentes y las dimensiones mínimas recomendadas para la sección transversal. Los detalles en planta se presentan en el Anexo 5.0. A continuación, se presenta El planteamiento del sistema de drenaje superficial.

Tabla 37 *Planteamiento del sistema de drenaje superficial.*

Tramo	4 - 6	3 - 6
Long planta	64.93	109.03
Tipo	Rectangular en concreto 0.4m de ancho	Rectangular en concreto
Area_aferente	544.00	1740.00
Nodo Inicial	4.00	3.00
Nodo Final	2533.00	2549.47
Z_Inicial	6.00	6.00

Tramo	1 - 5	3 - 6
Long planta	66.32	109.03
Tipo	1 y 2	1 y 2
Area_aferente	1843.00	1740.00
Nodo Inicial	1.00	3.00
Nodo Final	2545.75	2549.47
Z_Inicial	5.00	6.00

Z_Final	2532.38	2532.38
Pendiente	0.01	0.16
Longitud real (m)	64.9	110.4

Z_Final	2530.51	2532.38
Pendiente	0.23	0.16
Longitud real (m)	68.0	110.4

Para el cuneteo en concreto las geometrías se pueden elaborar de forma mucho más precisa.

Se plantea una sección Tipo para el diseño de las cunetas:

Cuneta de sección cuadrada en concreto, con un ancho de 0.4 metros, y para zonas de pendiente mayor al 10%, las mismas cunetas con pantallas deflectoras CPD Dicho sistema de las cunetas en materiales flexibles se ajustarán a la tendencia topográfica natural del trazado; no se requieren cortes y o conformaciones adicionales.

Los detalles de diseño de las cunetas y del sistema de drenaje general, se presentan tanto en planta como en perfil, en el Anexo 5.0, correspondiente a los planos generales y particulares de diseño de las obras.

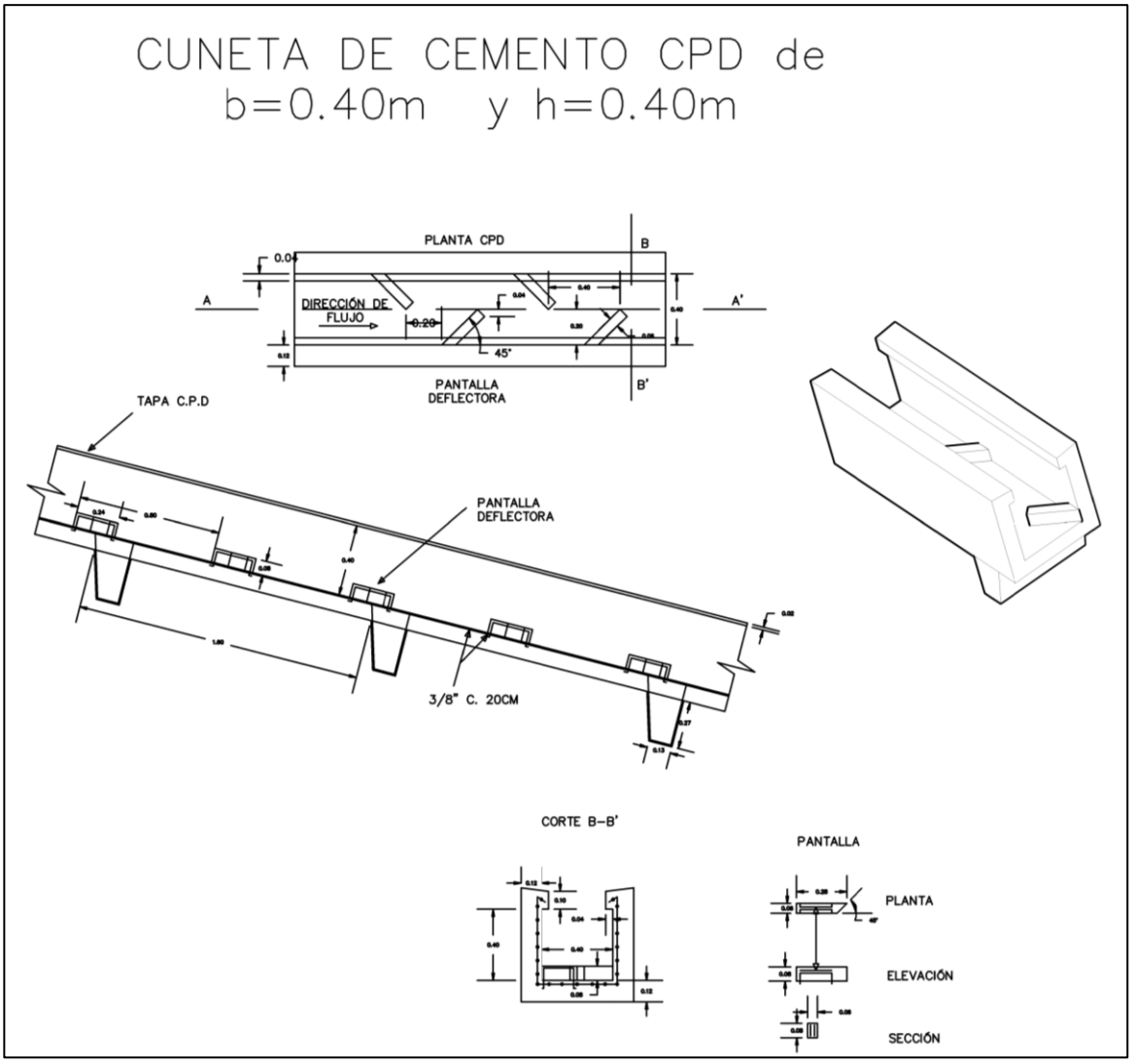


***Figura 56**. Diseño de sección de cuneta y detalles geométricos cunetas CPD.*

Las cunetas en concreto tanto las normales como los canales CPD en su construcción debe emplearse concreto de resistencia f'c= 3000PSI como mínimo, con su refuerzo estructural en varilla de acero conforme lo que se detalla en planos de diseño. Las cunetas deben cumplir todos los requisitos normativos INVIAS en todos los casos, más las recomendaciones de diseño expuestas aquí.

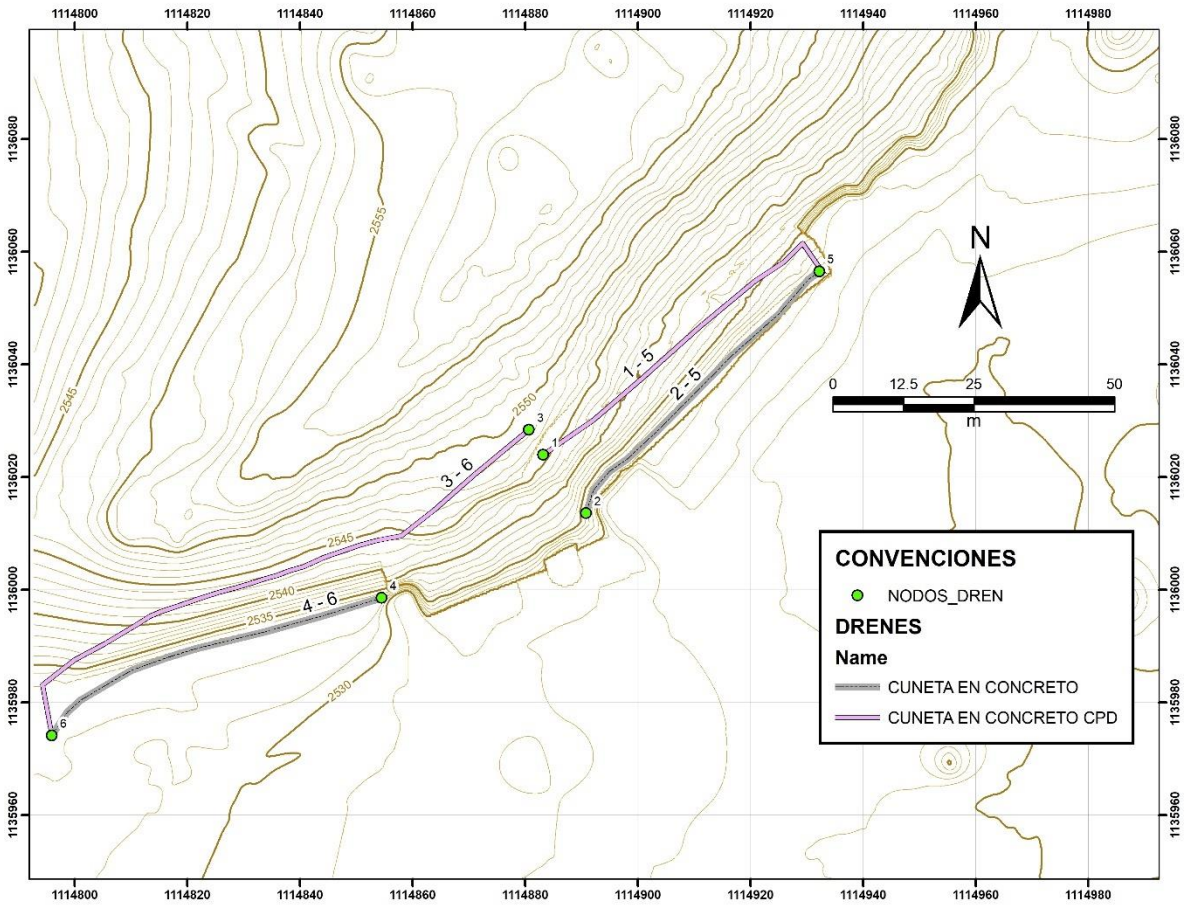


***Figura 57**: Planta de disposición y distribución del sistema de drenaje superficial*

Los detalles del diseño del sistema de drenaje se presentan en el Anexo 5.0, correspondiente a los planos generales y particulares de diseño de las obras.

10 VERIFICACION HIDRAULICA DE CUNETAS

El drenaje de escorrentía, corresponde a las aguas producto de lluvia, que fluyen en la superficie buscando un sitio puntual donde verter su caudal, drenaje que es evacuado por cunetas de sección trapezoidal, y cuyo comportamiento hidráulico se puede evaluar utilizando la fórmula de Manning. La metodología trabajada encuentra su base tanto en las normas RAS 2000, como en el Manual de Drenaje para Carreteras del Invias.

El caudal y dimensiones de las cunetas se estiman principalmente con el método racional y la expresión de Manning, de acuerdo con el tipo de recubrimiento y la topografía existente, en este caso la conformación de las terrazas.

La expresión de Manning, corresponde a la siguiente formulación:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
A: Área mojada, en metros cuadrados (m2).
R: Radio hidráulico, en metros (m).
S: Pendiente, en metros por metro (m/m).

Con la expresión anterior es posible obtener la lámina de flujo y la velocidad en la sección para el caudal a manejar.

Para esta evaluación es necesario verificar que la lámina de agua debe ser menor a la profundidad de la cuneta y a su vez, que la velocidad sea menor que la máxima permitida para el material de la cuneta, pero mayor a la velocidad de sedimentación., se generan pendientes de canales adecuadas para evitar sedimentación de finos y arenas.

El caudal de manejo es definido a partir del método racional conforme fue definido en el capítulo anterior, para las áreas aferentes, ya sean las laderas aferentes o el área a intervenir propiamente dicha.

Algunos materiales recomendados para revestimiento de canales artificiales se encuentran en (INVIAS, 2009), junto con las magnitudes máximas permitidas para la velocidad de flujo (ver
Tabla 38).

Tabla 38. *Velocidades máximas para diferentes materiales de revestimiento en canales artificiales (INVIAS, 2009).*

MATERIAL	*VELOCIDAD MAXIMA (m/s)*
Ladrillo común (Lc)	3
Ladrillo vitrificado (Lv)	5
Arcilla vitrificada (Av)	4
Concreto 175 Kg/cm^2	6
Concreto 210 Kg/cm^2	10
Concreto 280 Kg/cm^2	15
Concreto 350 Kg/cm^2	20

Para los diseños de cunetas se corrobora que cumplan con los radios de curva mínimos para evitar sobre elevaciones del agua y desborde.

Esto se logra empleando la siguiente expresión para régimen súper crítico:

$$R_0 = \frac{4 * v^2 * B}{g * h}$$

Descole de cunetas: El descole de las cunetas y en general el de las estructuras hidráulicas, se debe realizar sin alterar drásticamente los patrones de flujo del cuerpo de agua receptor o terreno receptor y sin originar problemas de socavación. Así, en cada punto de desagüe de un tramo de cuneta es necesario evaluar el impacto potencial sobre la corriente receptora en cuanto a cambios de velocidad y caudal y minimizar la

erosión, ya sea con un mejor ángulo de entrega del canal y/o una velocidad igual o menor a la de la corriente receptora. Esto último se logra con disminuciones en la pendiente del canal de entrega o con incrementos en la rugosidad del revestimiento o en la sección transversal del canal.

A continuación, se presentan las tablas de cálculo Resumen de los análisis de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para cada tramo de drenaje establecidos en el diseño.

Tabla 39*.Cálculo de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para Cunetas normales en concreto y tramos con CPD.*

Tramo	4 - 6	3 - 6
Long planta	64.93	109.03
Tipo	1 y 2	1 y 2
Area_aferente	544.00	1740.00
Nodo Inicial	4.00	3.00
Nodo Final	2533.00	2549.47
Z_Inicial	6.00	6.00
Z_Final	2532.38	2532.38
Pendiente	0.01	0.16
Longitud real (m)	64.9	110.4

Tramo	1 - 5	3 - 6
Long planta	66.32	109.03
Tipo	1 y 2	1 y 2
Area_aferente	1843.00	1740.00
Nodo Inicial	1.00	3.00
Nodo Final	2545.75	2549.47
Z_Inicial	5.00	6.00
Z_Final	2530.51	2532.38
Pendiente	0.23	0.16
Longitud real (m)	68.0	110.4

Caudal de diseño Método racional		
P Retorno Tr Años	10	10
Profundidad de precipitación (mm)	17.40	17.40
T duración evento (min)	12	12
C Coefciente de escorrentía	0.40	0.40
ie	6.96	6.96
I (mm/h)	101.00	101.00
Area vaso (m2)	5.44E+02	1.74E+03
Qe m3/s	6.10E-03	1.95E-02
Qe Lt/s	6.10	19.53
Ve Lt	2197.8	7029.6

Caudal de diseño Método racional		
P Retorno Tr Años	10	10
Profundidad de precipitación (mm)	17.40	17.40
T duración evento (min)	12	12
C Coefciente de escorrentía	0.40	0.40
ie	6.96	6.96
I (mm/h)	101.00	101.00
Area vaso (m2)	1.84E+03	1.74E+03
Qe m3/s	2.07E-02	1.95E-02
Qe Lt/s	20.68	19.53
Ve Lt	7445.7	7029.6

Calado hidráulico cuneta rectangulares (m)		
n Manning	0.014	0.014
S Pendiente canal	0.01	0.16
b	0.4	0.4

Calculo hidráulico CPD		
Caudal de diseño (m3/s)	2.07E-02	1.95E-02
Ancho de canal (m) a	0.2	0.2
Pendiente de canal (max 50)	0.48	0.3

Qe m3/s	6.10E-03	1.95E-02
h (m)	0.030	0.030
hi (m)	0.0268	0.0233
hi (m)	0.0267	0.0230
hi (m)	0.0267	0.0230
hi (m)	0.0267	0.0230
hi (m)	0.0267	0.0230
hi (m)	0.0267	0.0230
h1(m)	0.0267	0.0230
A h (m2)	0.011	0.009
P h (m)	0.453	0.446
V1 h (m/s)	0.57	2.13
B superficie libre agua (m)	0.40	0.40
Fr	1.12	4.48
v (Ns/m2)	1.13E-03	1.13E-03
Re	11917	38750
Energia especifica (mkg/kg)	0.05	0.28
h Diseño (m)	0.40	0.40
B Diseño (m)	0.40	0.40

Radio de curva mínimo cuneta (m)		
P Retorno Tr Años	10	10
Qe Lt/s	6.10	19.53
V h (m/s)	0.57	2.13
B superficie libre agua (m)	0.40	0.40
Dz sobre elevación (m)	1.05	2.05
r curva min (m)	1.78	24.56
r curva (m)	0.01	0.09

V v prom CPD (m/s)	2.45	2.42
Altura de canal h (m)	0.2	0.2
H tabla de agua (m)	0.08	0.08

a Diseño (m)	0.40	0.40

Radio de curva mínimo cuneta (m)		
P Retorno Tr Años	10	10
Qe Lt/s	20.68	19.53
V h (m/s)	2.45	2.42
B superficie libre agua (m)	0.40	0.40
Dz sobre elevación (m)	0.1	0.1
r curva min (m)	0.06	0.06
r curva (m)	2.45	2.40

10. EVALUACIÓN SISMOLÓGICA

10.1 CONSIDERACIONES REGIONALES

El municipio de Duitama se ubica en zona de amenaza sísmica alta, según la zonificación establecida y expuesta en el titulo A de la norma sismo resistente NSR 10, apéndice A4, basado en el estudio sísmico nacional (AIS 2010). Como fuentes sismo génicas regionales de importancia, potenciales generadores de sismos de gran magnitud, está en primer lugar el sistema de fallas del pie de monte llanero (Guaicáramo - Yopal); y en segundo lugar las fallas del pie de monte occidental contra el valle medio del Magdalena (Mulato – Honda). En el caso del pie de monte llanero dichas fallas, dada su naturaleza y la posición tectónica que ocupan, son propensas a presentar sismos mayores a 5 en términos de Magnitud de Momento (Mw), con eventos probables hasta de magnitud 8 (Mw), (AIS 2010), con el agravante de la naturaleza superficial de dichos Sismos, que pueden ocurrir a menos de 30 km de profundidad, y por tal razón manifestarse fuertes deformaciones y cambios topográficos así como intensidades sísmicas (Escala de Mercalli) muy altas en las regiones cercanas de los epicentros de dichos sismos y propagando ondas sísmicas a decenas y cientos de kilómetros de distancia.

Fallas más cercanas como Soapaga o las que recorren la región del pie de monte occidental donde se ubica el proyecto, además de las existentes en la región inmediatas Duitama, son fuentes sismogénicas que no registran actividad muy intensa o sismos de gran magnitud; por lo general inferior a 4 (Mw) y profundidades mayores a 40km. Los sismos en esta región, de baja magnitud y gran profundidad no se manifiestan con desplazamientos en superficie. En conclusión, la peligrosidad sísmica a la que está expuesto el predio de la implantación del proyecto está relacionada con las aceleraciones que producen las ondas sísmicas eventualmente generadas en el Pie de Monte Llanero a una gran distancia (mayor a 100Km) o en las fuentes próximas del sector. Por tal motivo el estudio general de amenaza sísmica de Colombia (2009) así como La NSR – 10 definen al municipio de Duitama en amenaza alta. Bajo esas consideraciones se esperan aceleraciones verticales menores comparadas con las horizontales; aproximadamente kv=2/3kh o menores.

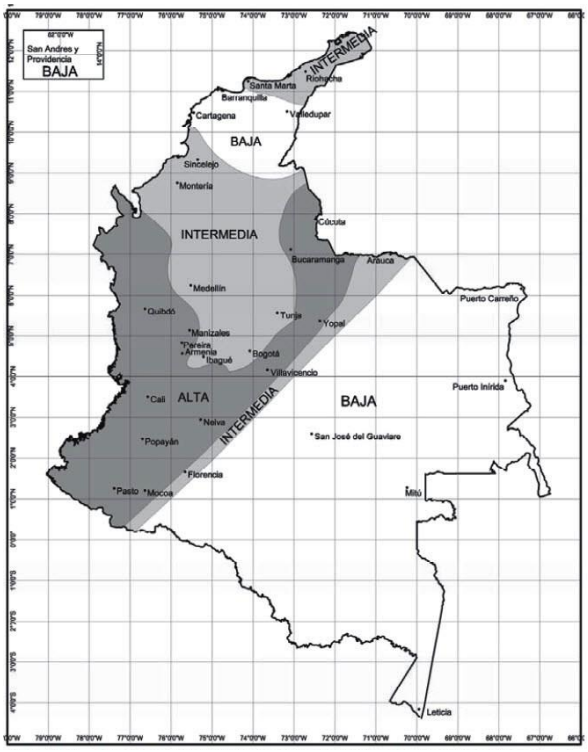


Figura 58. *Mapa de Amenaza Sísmica de Colombia. Fuente: AIS 2010*

Del estudio general de amenaza sísmica de Colombia (2009) se extraen las aceleraciones sísmicas en función del periodo de retorno sísmico. Extraídas para Duitama:

Tabla 40. *Aceleración sísmica como fracción de la gravedad, para distintos periodos de retorno, para Duitama. Estudio general de amenaza sísmica de Colombia AIS (2009).*

Tr en años (Duitama)	***Magnitud de aceleraciones (g) (gallego)***
31	0.075
225	0.19
475	0.25
1000	0.29
2500	0.37

Tabla 41 *Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10).*

Zona de amenaza sísmica	Alta
Aa Coef. De aceleración pico efectiva (g)	0.25
Av Coef. De velocidad pico efectiva	0.25
Ae Aceleración pico reducida seguridad limitada (g)	0.16
Ad Aceleración pico efectiva al nivel de Umbral de daño (g)	0.08

11 DISEÑO DE OBRAS PARA MANEJO Y SOLUCIÓN GEOTECNICA

Con base en la caracterización geotécnica realizada y detallada en los capítulos anteriores, se plantean las obras para manejo y solución de la problemática encontrada en el sector La Fuente. La solución se fundamenta en la reconformación geométrica de la pendiente que conforma el talud y la implementación de un muro en concreto armado dispuesto en el área critica.

La **Figura 59** permite visualizar la reconformación realizada en el Sector La Fuente teniendo en cuenta el tipo de materiales hallados en la zona (roca), se busca que la ladera reconformada se proteja con un sistema que impida tanto la caída de bloques como la erosión producto del intemperismo en la cara del talud, a través de la implementación de un sistema conjunto de manto de cobertura vegetal y malla pernada de alta resistencia dispuesta en las zonas más críticas y de un sistema de barreras como medida de mitigación de eventuales desprendimientos del material a lo largo del talud y finalmente un manejo adecuado de aguas por medio de una sistema de drenaje compuesto por tres tipos de cunetas.

Los detalles de diseño geométrico, geotécnico e hidráulico se presentan en el *Anexo No. 5.0* del presente Informe mediante planos de diseños de obras.

11.1 DISEÑO GEOMÉTRICO Y MOVIMIENTO DE TIERRAS

En la **Figura 59** es posible visualizar el diseño geométrico y de conformación del talud y las obras hidráulicas consideradas en la obra y en la **Figura 60** se observa una sección transversal ejemplo de la conformación del talud.

El diseño de la excavación geométrica consiste el movimiento de un volumen aproximado de 1050m³ de materiales abarcando un área aproximada de 706.57 m², disponiéndose en una pendiente del 142.81% con una inclinación de 55° alcanzando un máximo de 10 metros en altura aproximada respecto a la base de la reconformación.

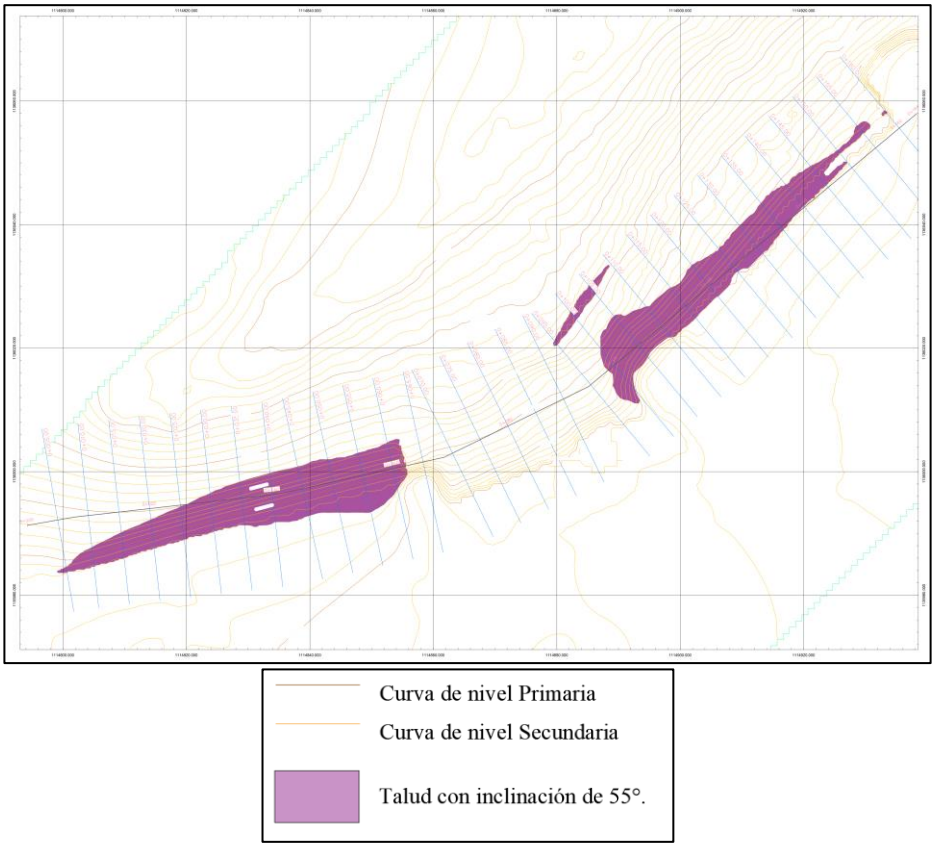


Figura 59. *Diseño geométrico y geotécnico de excavación para conformación de talud.*

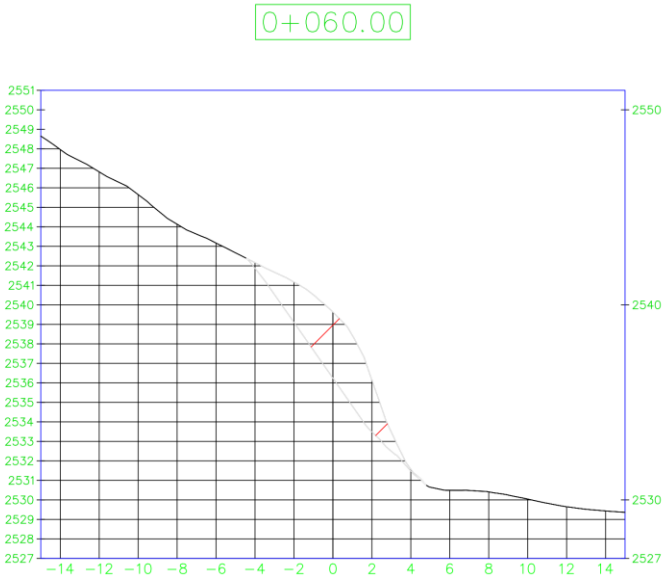


Figura 60. *Sección transversal de ejemplo para conformación geométrica de excavación y estimación de cantidad de volúmenes de movimiento de tierras.*

Los detalles de diseño, así como la cuantificación de las cantidades de obra, se presentan en el Anexo No.5.0 y 6.0 respectivamente correspondiente a los planos de obras, y cantidades de obras y presupuesto.

11.2 OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES (MALLA ANCLADA DE CONFINAMIENTO)

11.2.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Los últimos avances en sistemas de protección contra deslizamientos o desprendimientos de rocas permiten detener movimientos de tierra o rocas con volúmenes considerables. Sin embargo, la determinación del sistema dependerá de la solución más favorable a implementar y los aspectos económicos ya que estos dos determinarán si un sistema de estabilización de taludes con malla es más apropiado que las barreras de protección contra desprendimientos.

Además de los aspectos económicos y de seguridad, se consideran también la durabilidad y el mantenimiento como factores determinantes en el diseño de la presente propuesta preliminar. La optimización en este sentido se alcanza mediante la selección de materiales de alta calidad con la protección contra la corrosión correspondiente, demostrando su funcionalidad y mediante un método de instalación que no debilite la superficie o la superficie de la roca debido al número de perforaciones.

11.2.2 DIMENSIONAMIENTO

Para la evaluación de la estabilidad superficial y dimensionamiento de medidas idóneas, se realiza un análisis basado en el Concepto RUVOLUM®. Los resultados del análisis proporcionan información como la distancia entre pernos, el tipo de perno, tipo de malla y placas a emplear.

El análisis se realizó utilizando el software de dimensionamiento en línea RUVOLUM®. Los resultados de los cálculos figuran en los anexos.

11.2.3 PARÁMETROS DE ENTRADA

Teniendo en cuenta que el presente análisis pretende reflejar las condiciones en la superficie se adoptan los siguientes parámetros de resistencia para el material y peso unitario de la roca, de acuerdo con la información suministrada por SI Serinco:

- [1] Coeficiente sísmico horizontal: 0.16
- [2] Coeficiente sísmico vertical: 0.11
- [3] Inclinación del talud La Fuente: 53°
- [4] Inclinación de los pernos La Fuente: 25

Tabla 42. *Parámetros adoptados para estabilidad superficial.*

Peso unitario (Kg/m3)	Ángulo de fricción (°)	Cohesión c (kPa)	Adherencia suelo lechada (kN/m)	Fuente
23.1	36	0	35	Asumida

Notas:

La adherencia se asume a partir de la descripción del material y bibliografía.

La cohesión se asume igual o cercana a cero debido a que esta resistencia se pierde en superficial con la acción de diversos factores. Con esto se tiene una condición más crítica y por lo tanto un diseño más conservador.

11.2.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El siguiente análisis de estabilidad superficial se hace uso de la herramienta de diseño RUVOLUM®.

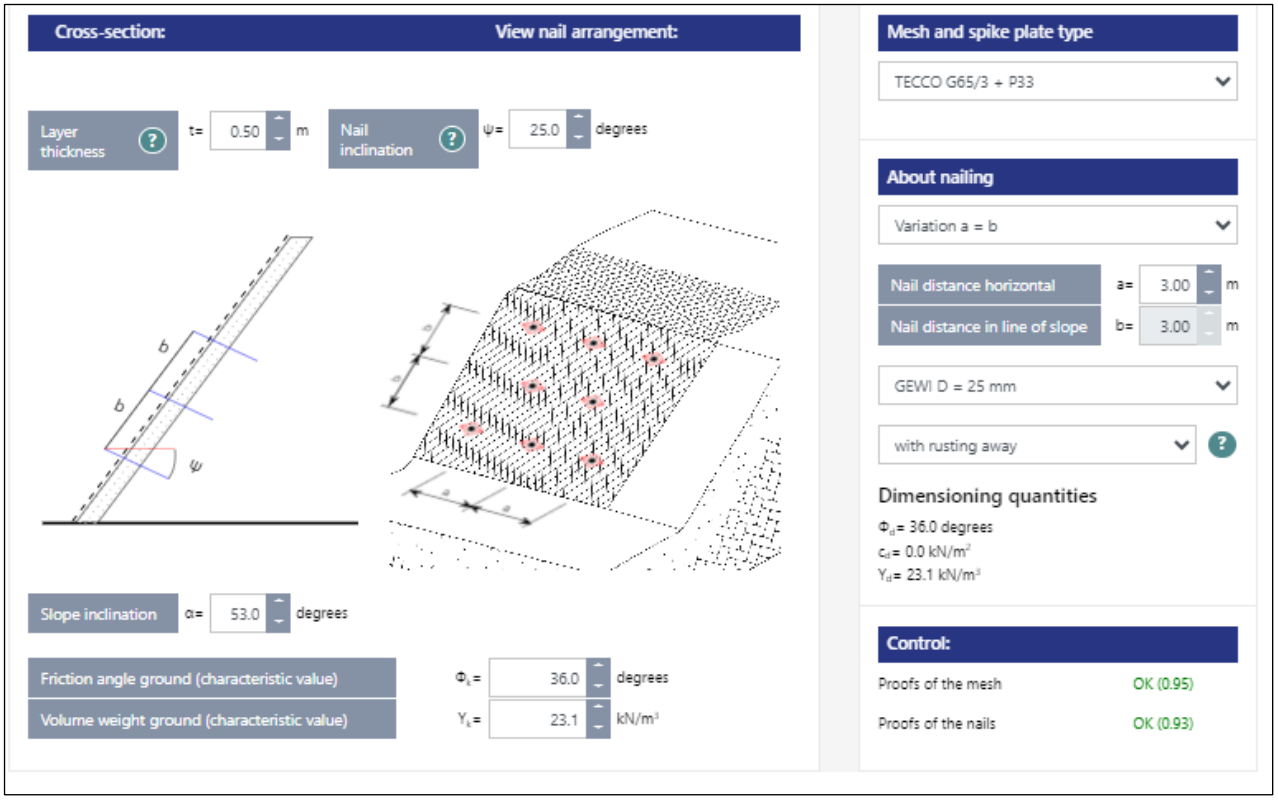


Figura 61. *Análisis estático de estabilidad superficial. La Fuente*

11.2.5 LONGITUD DE PERNOS

Para el cálculo de longitud de anclajes se ha asumido una adherencia de acuerdo con el material y la experiencia de Warco - Geobrugg, sin embargo, los valores referenciados en la siguiente tabla deberán ser evaluados por el ingeniero a cargo del proyecto. A partir de dicha adherencia y teniendo en cuenta las fuerzas de extracción obtenidas en el análisis de estabilidad superficial se realiza el cálculo de longitud de anclajes.

Tabla 43. *Longitud de pernos*

Tipo de perno	Fuerza de extracción (KN)	Adherencia [Kn/m]	Longitud empotrada [m]	Longitud libre [m]	Longitud total [m]
25 mm G 75	71.9	35	3.1	0.5	4

11.2.6 PROPUESTA DE DISEÑO

Según el concepto de dimensionamiento RUVOLUM®, la distancia entre pernos individuales puede optimizarse hasta los patrones que se muestran en la siguiente tabla. Adicionalmente, para los anclajes del suelo se proponen pernos con un diámetro de 25 mm grado 75.

En la corona del talud se propone utilizar adicionalmente anclajes cortos (longitud 3 m, distancia 3 m) para fijar la malla en la cresta del talud. Adicionalmente, la malla TECCO® deberá adosarse en el perímetro con un cable metálico.

Tabla 44. *Propuesta de intervención*

Combinación malla y placa	*Patrón de pernos a x b (m)*	*Área [m2]*	*Tipo de pernos*	*Longitud de pernos (m)*
TECCO G65/3 + P33	3.0 x 3.0	3159	D25 Grado 75	4.0

Si las condiciones del suelo en el momento de la excavación se desvían de los supuestos aquí expuestos y/o si es necesario abordar la inestabilidad global del talud, puede ser necesario reducir el patrón de pernado y aumentar la longitud de los pernos de acuerdo con la investigación de estabilidad global. Los pernos acá propuestos pueden ser sustituidos por barras helicoidales equivalentes o de mayor resistencia a las especificadas.

11.2.7 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA

Idealmente las superficies de estabilización parcialmente activas para taludes deben mantener el material en su lugar, evitando así el mantenimiento. Teniendo en cuenta que este tipo de instalaciones deben realizarse sobre todo en terrenos difíciles, escarpados y remotos, el diseño, la disposición y el pernado han sido optimizados en el sistema TECCO® para lograr una instalación rápida y sencilla. Lo anterior se ha logrado a través de piezas ligeras, minimización del número de pernos y la flexibilidad del sistema.

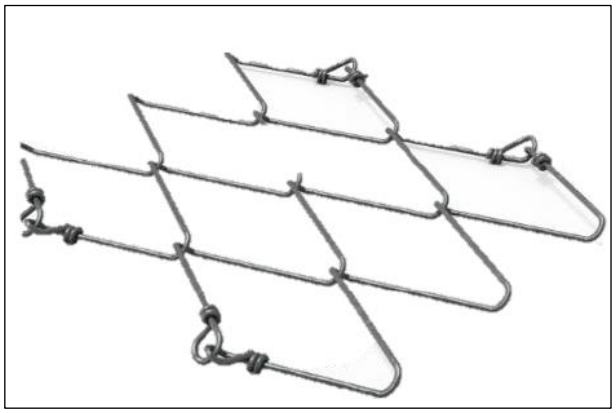


***Figura 62**. Malla metálica del sistema.*

La malla metálica es el componente principal del sistema ya que transmite las cargas derivadas de las superficies inestables hacia las placas y los pernos. Gracias a su estructura tridimensional, la malla se adosa al suelo de forma ideal y asegura la revegetalización efectiva del talud. Estas mallas metálicas de abertura en forma de diamante y fabricadas con alambres de acero de alta resistencia.



***Figura 63**. Pernado y placas.*

La función principal del pernado y de las placas es fijar la malla. Al presionar activamente contra la superficie, la cubierta de malla se tensa efectivamente y evita desprendimientos, eliminando el mantenimiento. Adicionalmente, los pernos transmiten las fuerzas al subsuelo, estabilizando la superficie por completo. El patrón de pernos adecuado se determina aplicando el concepto RUVOLUM® - para el dimensionamiento, considerando tanto los aspectos geotécnicos como la topografía.



Figura 64. *Pernado y placas.*

Los anclajes del cable de espiral están equipados con una cabeza flexible que aseguran la transmisión de las fuerzas que no trabajan directamente en la dirección de la tracción. Los dos tubos galvanizados sobre la cabeza del anclaje y de la cuerda espiral galvanizado proporcionan doble protección contra la corrosión.



Figura 65. *Cuerdas de apoyo.*

El trabajo de las cuerdas de apoyo es transmitir las fuerzas que se producen sobre la red a los anclajes. Estas mantienen la malla tensionada. Construcción de la cuerda es según EN 12385-4 (DIN 3060/3064). Los cables utilizados son de calidad GEOBRUGG SUPERCOATING®.



Figura 66. *Anclaje de cable en espiral.*

Los cables se fabrican con terminación en ojal en uno de sus costados de tal forma que se puedan fijar al anclaje de cable espiral. Posterior al tensionamiento, el extremo libre se sujeta con sujetacables o perros de conformidad con EN 13411-5 (DIN 1142). Es muy importante utilizar la cantidad correcta de estos elementos e instalarlos de forma correcta para generar el par de torsión previsto. En caso de prever vandalismo se recomienda fijarlos con el pegamento (por ejemplo, con Loctite®) o soldadura.



Figura 67*. Grapas T3 y T1*

Grapas o clips T3 y T1 INOX cumplen con la funcionalidad de unir malla con malla, a su vez también son utilizados cuando se requiere hacer un corte en la malla para cocerla afectando en lo más mínimo la resistencia de esta.



Figura 68. *Grapa o clip tipo T2.*

Grapa o clip tipo T2, cumple con la funcionalidad de unir la malla con el cable perimetral y par tanto es indispensable que su uso exclusivo. Este puede ser con galvanizado convencional o INOX.

11.3 OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN (BARRERAS DINAMICAS)

Debido a la altura de los taludes encontrados en el sector de La Fuente, los bloques de roca provenientes del talud son capaces de acumular mayor energía de impacto, lo que representa un riesgo para las viviendas y las personas que ubicadas en la parte baja de la ladera. Con el fin de mitigar este riesgo se requiere un sistema de malla capaz de disipar la energía de los bloques provenientes de la corona.

Los últimos avances en sistemas de protección contra desprendimientos de rocas permiten detener rocas con volúmenes considerables. Sin embargo, los aspectos económicos indicaran si un sistema de protección contra desprendimientos de rocas como las barreras, es más apropiado que un sistema de estabilización de taludes con malla.

Además de los aspectos económicos y de seguridad, se consideran también la durabilidad y el mantenimiento como factores determinantes en el diseño de la presente propuesta preliminar. La optimización en este sentido se alcanza mediante la selección de materiales de alta calidad con la protección contra la corrosión correspondiente, demostrando su funcionalidad y mediante un método de instalación que no debilite la superficie de la roca debido al número de perforaciones.

11.3.1 SIMULACIÓN DE CAÍDA DE ROCAS

Para evaluar el riesgo de desprendimiento de rocas y proponer las medidas adecuadas, se ha analizado en detalle el potencial de caída de bloques. La altura de rebote y la energía de impacto son los dos factores decisivos en el diseño de medidas pasivas de protección contra desprendimientos de rocas, como las barreras anticaídas, y pueden obtenerse fácilmente realizando análisis de simulación de desprendimientos de rocas.

Se han realizado simulaciones de caída de rocas en dos secciones transversales, utilizando el software especializado "RocFall" (Rocscience). Este software permite simular trayectorias de caída de rocas, alturas de rebote y energías de impacto basadas en una sección transversal dada y en un tamaño de roca máximo. Con la intención de modelar el escenario más crítico se implanta un único punto de desprendimiento en corona de la ladera próximo a escarpes de alta pendiente.

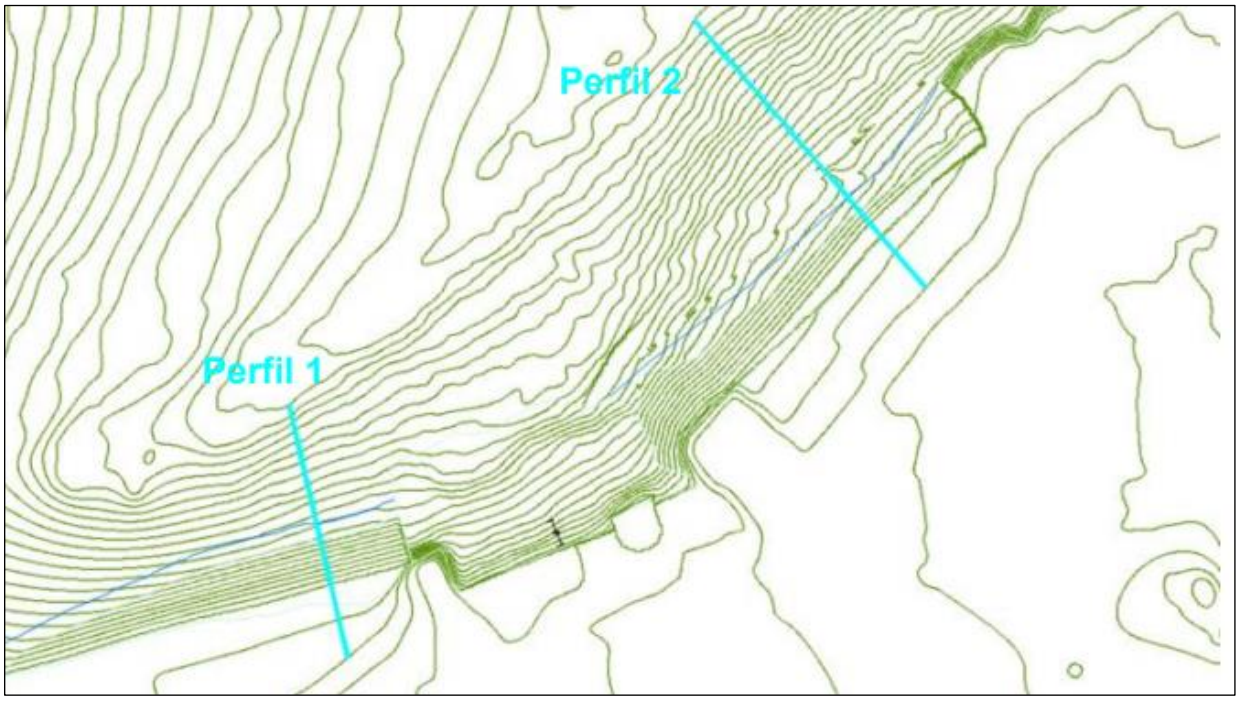


***Figura 69**. Secciones transversales por analizar.*

Se analizan las secciones transversales características más desfavorables que corresponden a las mostradas en la **Figura 69**.

11.3.1.1PARÁMETROS DE ENTRADA

Además de las secciones transversales se han seleccionado otros parámetros de entrada como las propiedades de la superficie (coeficiente de fricción dinámica y rotacional, coeficiente de restitución tangencial) basándose en la experiencia acumulada por Geobrugg en proyectos similares en todo el mundo. Dichos parámetros se detallan en la siguiente tabla junto con la referencia bibliográfica respectiva.

Material Name	Color	Normal Restitution	Dynamic Friction	Rolling Friction	Slope Roughness Spacing (m)	Slope Roughness Amplitude (m)
Rock/Soil		Normal Mean: 0.13 Std Dev: 0.01 Rel. Min: 0.03 Rel. Max: 0.03	Normal Mean: 0.56 Std Dev: 0.018 Rel. Min: 0.054 Rel. Max: 0.054	0.6	Normal Mean: 1 Std Dev: 0.2 Rel. Min: 0.6 Rel. Max: 0.6	Normal Mean: 0 Std Dev: 0.1 Rel. Min: 0.3 Rel. Max: 0.3

***Figura 70**. Parámetros de entrada*

Debido a las limitaciones del software, las formas de los cantos rodados consideradas en las simulaciones están simplificadas. Los volúmenes relevantes de cantos rodados considerados en la simulación se seleccionaron basándose en observaciones sobre el terreno. A continuación, se detalla en la siguiente tabla

Rock Name	Color	Mass (kg)	Density (kg/m3)	Shapes
Bloques 0.4 m		147.2	2300	Square

***Figura 71**. Tipos de rocas*

Es importante tener en cuenta que los desprendimientos de rocas son fenómenos naturales y, por lo tanto, no pueden calcularse de manera exacta. Las simulaciones de desprendimientos de rocas realizadas en este análisis son, a pesar de los análisis y cálculos más avanzados, una aproximación de los sucesos reales.

11.3.1. RESULTADOS DE MODELACIONES

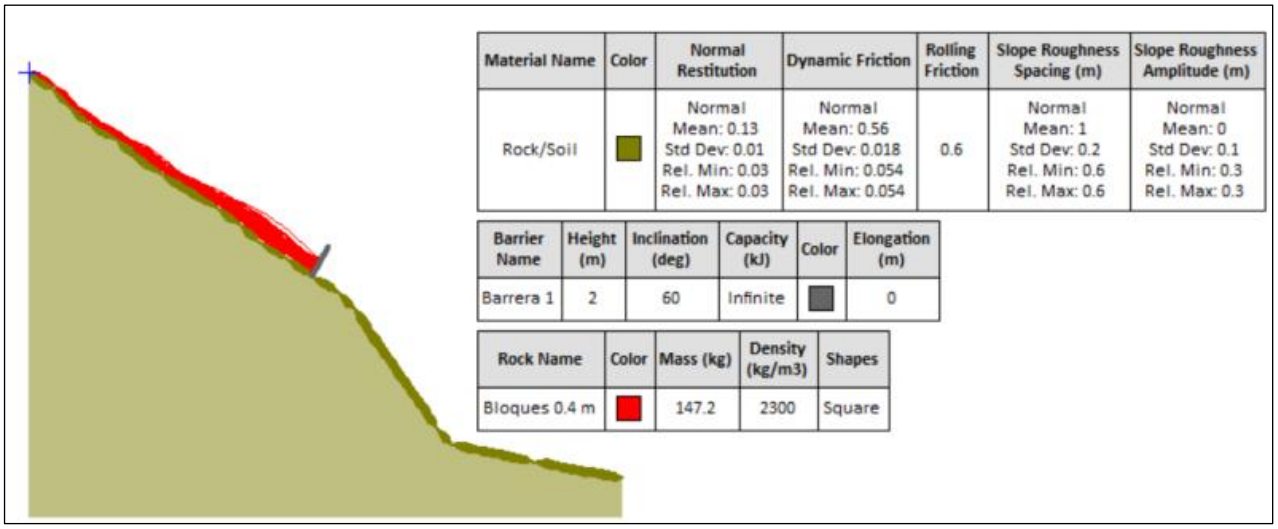


***Figura 72**. Trayectoria de los bloques en el Perfil 1*

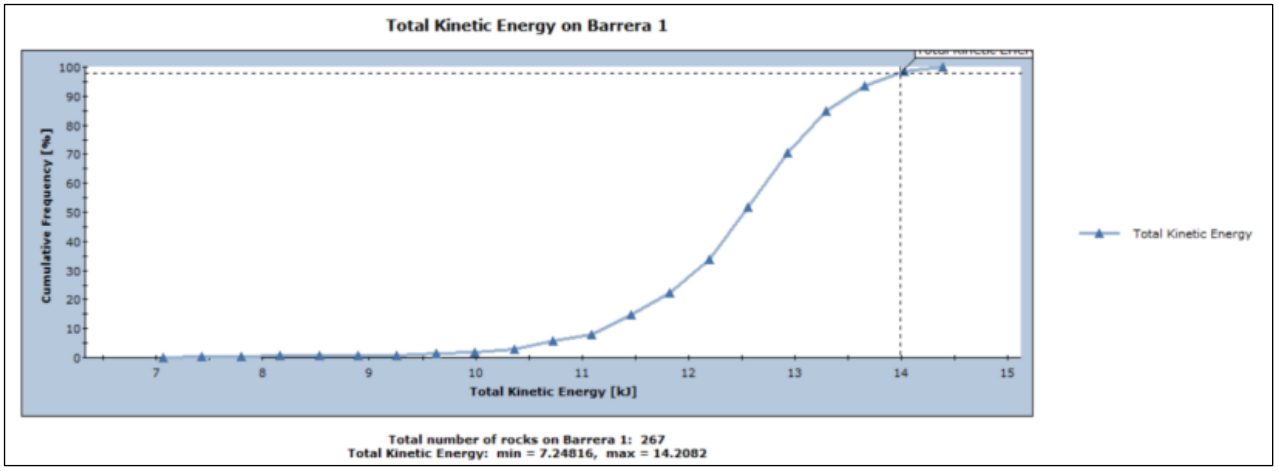


Figura 73. *Diagrama de frecuencias acumuladas para la energía de impacto Perfil 1*

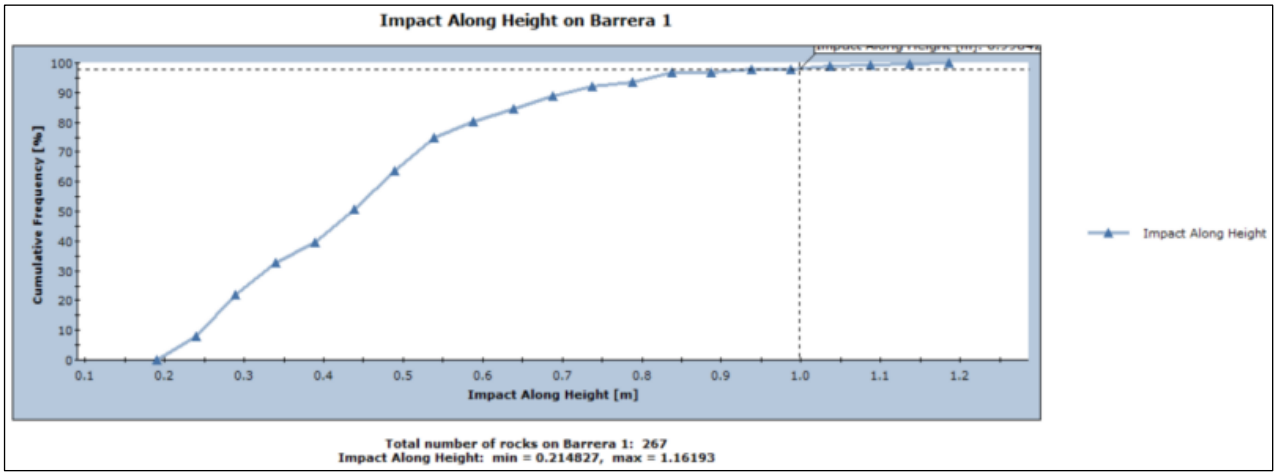


Figura 74*. Diagrama de frecuencias acumuladas para la altura de impacto Perfil 1*

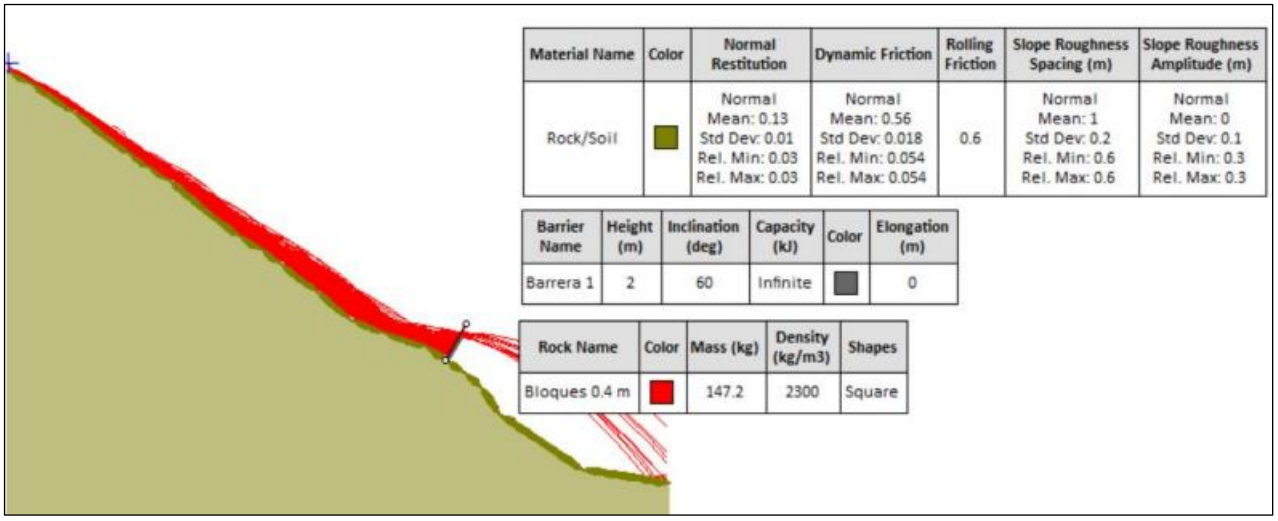


Figura 75. *Trayectoria de los bloques en el Perfil 2*

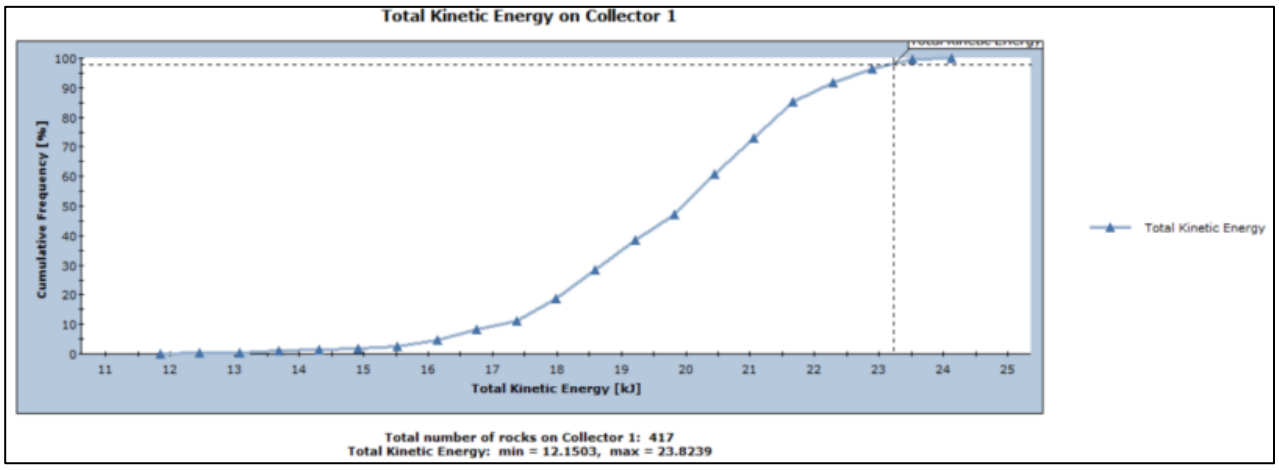


Figura 76. *Diagrama de frecuencias acumuladas para la energía de impacto Perfil 2*

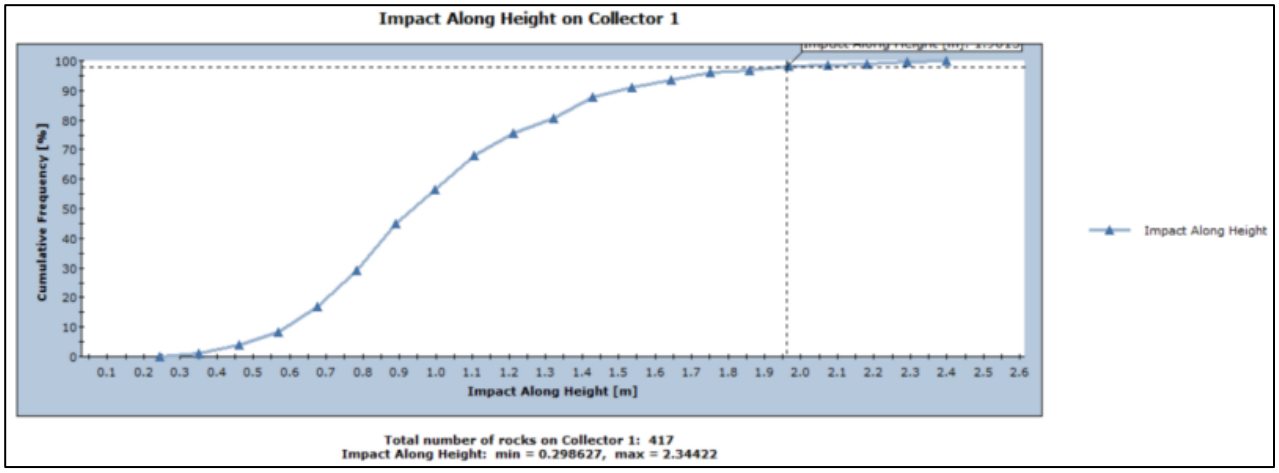


Figura 77. *Diagrama de frecuencias acumuladas para la altura de impacto Perfil 2*

A partir de la modelación anterior se concluye que las solicitaciones impuestas por los bloques identificados pueden ser solventados con un sistema tipo GBE 100 A de 2 m de altura que deberá ser implantada en las cotas 2543 y 2536 msnm con una inclinación de 60° y una longitud total de 60 y 57 m, respectivamente. Esto permitirá retener los bloques con 98% grado de confiabilidad como se muestra en las figuras anteriores.

11.3.2. LONGITUD DE ANCLAJE

Para el cálculo de longitud de anclajes se ha asumido una adherencia de acuerdo con el material y la experiencia de Warco - Geobrugg, sin embargo, los valores referenciados en la siguiente tabla deberán ser evaluados por el ingeniero a cargo del proyecto. A partir de dicha adherencia y teniendo en cuenta las fuerzas de anclaje del fabricante se obtienen las siguientes longitudes de perforación.

Ubicación	Fuerza de anclaje	Material	Adherencia [kN/m]	Longitud empotrada [m]	Longitud libre [m]	Longitud total [m]
Lado Monte	46	Roca	35	2.0	0.5	3.0
Lateral	232	Roca	35	9.9	0.5	11.0
Cimentación 1	19	Roca	35	0.8	2.0	3.0

Figura 78*. Longitud de anclajes.*

11.3.3. SOLUCIÓN PROPUESTA

Basados en las modelaciones y las suposiciones anteriores se propone realizar una intervención siguiente.

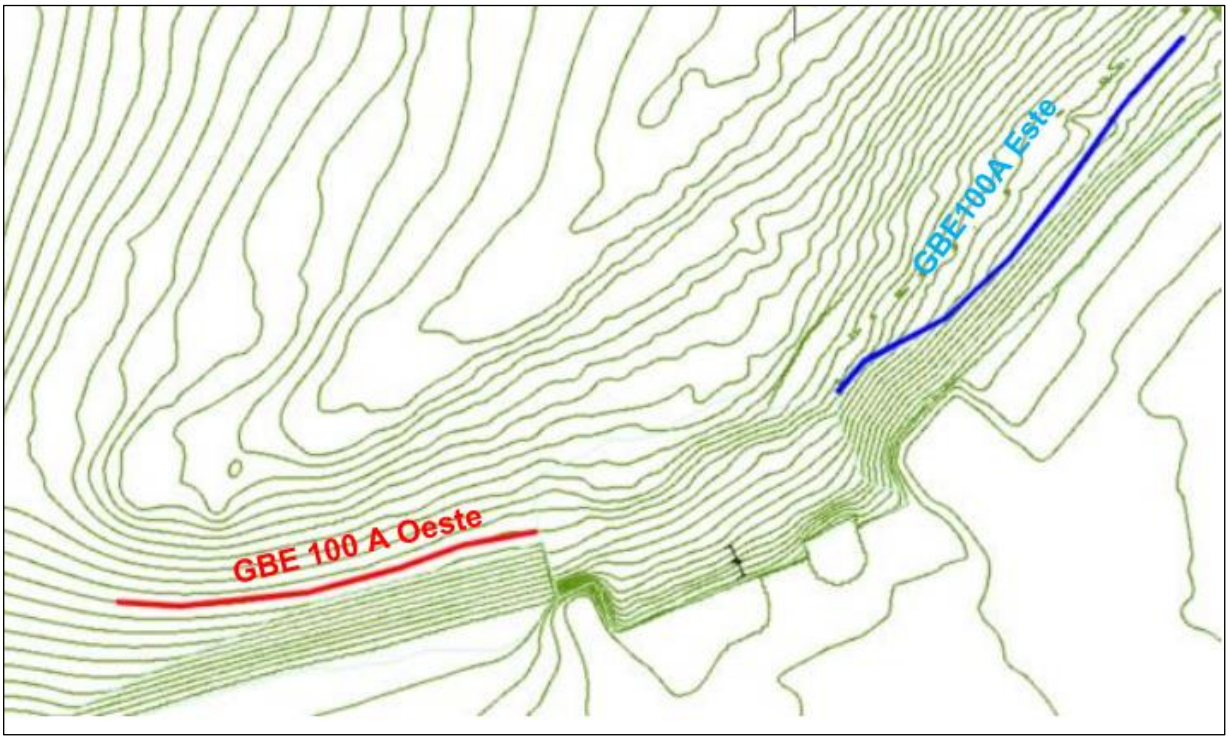


***Figura 79**. Ubicación de las barreras dinámicas propuestas*

Las barreras propuestas se resumen en la siguiente tabla.

Sección	Clase de energía	Tipo de barrera	Altura [m]	Longitud estimada [m]
Oeste	>50 kJ	GBE 100A	2	60
Este	>50 kJ	GBE 100A	2	60

***Figura 80**. Características de las soluciones propuestas.*

11.3.4. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE BARRERA DINAMICA

Las barreras de protección contra desprendimientos de rocas absorben de forma segura la energía de una roca en movimiento. Idealmente, esto ocurre dentro de los límites elásticos y con un mantenimiento mínimo tras el impacto sin importar su localización. Los resultados de las pruebas de campo y análisis adelantados por Geobrugg han conducido a desarrollos que permiten dicho desempeño. Adicionalmente las barreas de Geobrugg tienen una configuración que optimiza el uso de anclajes y permite una fácil instalación. Esto es particularmente relevante teniendo en cuenta que las instalaciones deben realizarse principalmente en terrenos difíciles, escarpados y remotos, con lo cual piezas ligeras, anclajes livianos y menos frecuentes resultan importantes para logar instalaciones rápidas y costo eficientes.

La malla metálica es el componente principal del sistema pues las cargas derivadas de las superficies inestables se transmiten a través de esta hacia las placas y los pernos. Gracias a su estructura tridimensional, la malla se adosa al suelo de forma ideal facilitando la revegetalización del talud. Las mallas metálicas en forma de diamante, fabricadas con alambres de acero de alta resistencia a la tracción, han demostrado ser muy eficaces en su capacidad portante. Sistemas con malla: Barreras contra caída de rocas GBE.

La carga del impacto se transfiere de la red a los cables de soporte. Por esta razón, es esencial que estos estén diseñados para reaccionar de manera uniforme, pero independiente del punto de impacto. El diseño especial de cuerdas de soporte con dispositivos de absorción de energía incorporados (frenos en U), en lugares específicos, ha demostrado un equilibrio óptimo entre disipación de energía, deformación de la red y mantenimiento. Los frenos en U permiten múltiples impactos en el sistema, sin dañar los cables ni reducir su carga de rotura, disminuyendo así el mantenimiento.

La función principal de los postes es sostener la red. En caso de impacto contra la red, el poste debe mantenerse erguido de tal forma que la red se sostenga en posición vertical. Geobrugg ha evaluado el tamaño mínimo de los perfiles de ala ancha (HEA/HEB) para cada altura de barrera. En caso de impactos directos en los postes, un dispositivo fusible en la conexión con la placa base permite que el poste se separe de la placa base. El objetivo es proteger los cimientos y el anclaje de la placa base para que no se destruyan.

La placa en la cimentación es la base para apoyar los postes y está fijada a una fundación de concreto. Los postes están fijados mediante un pivote. Todos los elementos que están en contacto con cables se fabrican sin filos para evitar dañarlos.

Las conexiones entre la red de anillos y los cables se realizan con grilletes, estos garantizan que la red pueda deslizarse sobre la cuerda sin dañarla. Las redes también se conectan verticalmente con grilletes. En general, el grillete está diseñado para producir una conexión más fuerte que la propia red. Los grilletes pueden unirse con adhesivo (por ejemplo, con Loctite) o soldadura si se requiere que sean a prueba de robos.

Cuando el extremo del cable no se suministra con bucles prensados, el extremo libre se sujeta con sujetacables fabricados según la norma EN 13411-5 (DIN 1142) posterior al tensionamiento. Es muy importante utilizar el número correcto de sujetacables con los valores de par de apriete requeridos. Estos elementos se pueden pegar con adhesivo (por ejemplo, con Loctite®) o soldadura si se requiere que sean a prueba de robos.

El anclaje de los cables de anclaje laterales y ascendentes se realiza con anclajes de cable en espiral. Los anclajes de cable en espiral con manguito doble son la mejor solución para absorber fuerzas de impacto elevadas, especialmente si el eje del anclaje no coincide con el eje de los cables de anclaje.

Por lo general, los cables de soporte se extienden de un costado hacia otro de la barrera y se integran con elementos de frenado. Los cables utilizados son de calidad GEOBRUGG SUPERCOATING®.

12 PLANOS DE DISEÑO DETALLADOS

En las figuras **Figura 81** a **Figura 91**, se presentan las imágenes esquemáticas indicativas de diseño, para fines del contexto y contenido de este informe. Los planos detallados del movimiento de tierras para reconformación geotécnica, el diseño de las obras geotécnicas de malla de confinamiento, barreras de protección dinámicas contra caída de rocas, el diseño estructural del muro de contención y las obras hidráulicas de drenaje; se presentan en forma detallada y explicita en el ANEXO 5.0 correspondiente a los *PLANOS DE DISEÑOS DE OBRAS.*

- ***Esquemas de planos de movimiento de tierras para conformación del talud.***

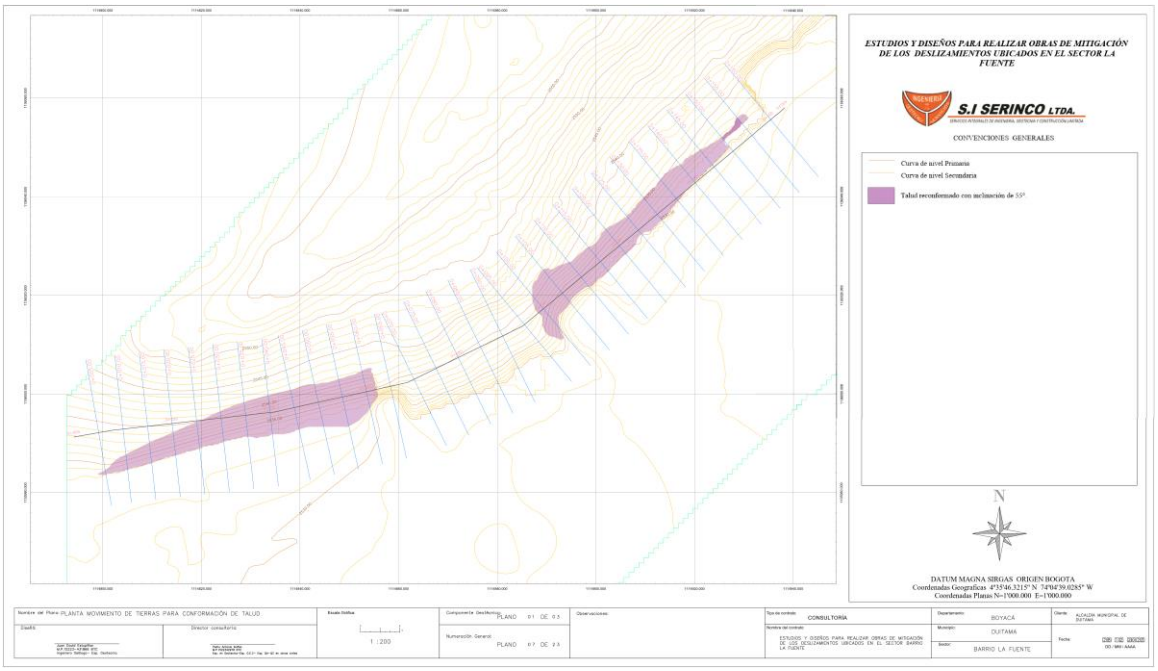


Figura 81*: Plano 01 de 03, planta del movimiento de tierras para conformación del talud.*

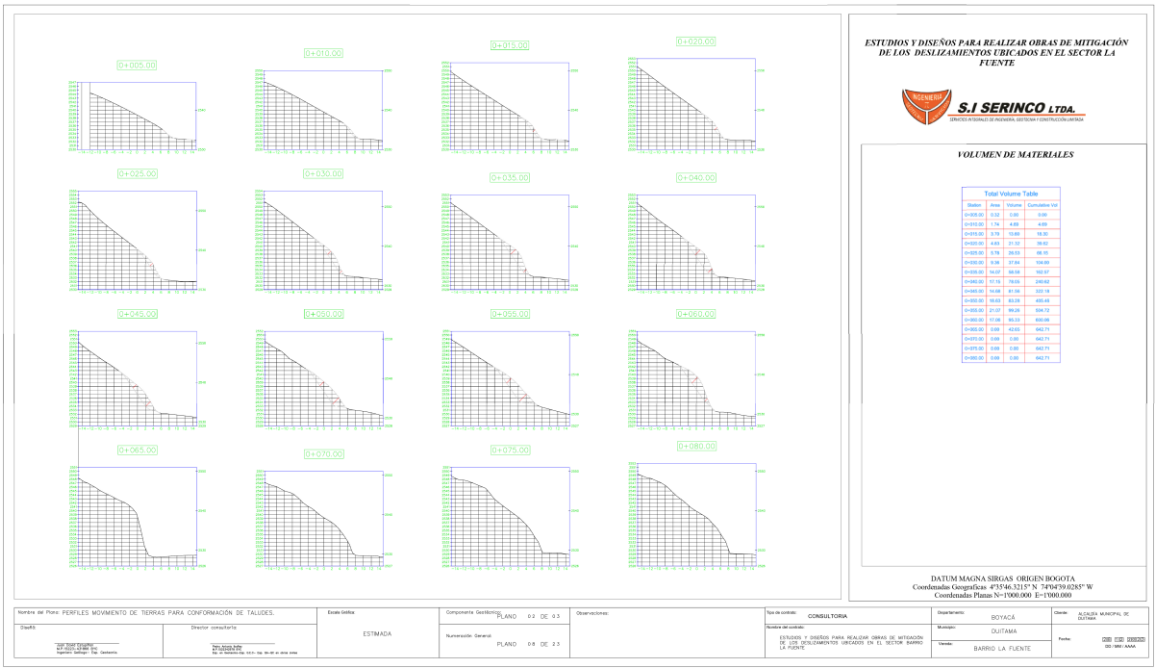


Figura 82: *Plano 02 de 03, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes*

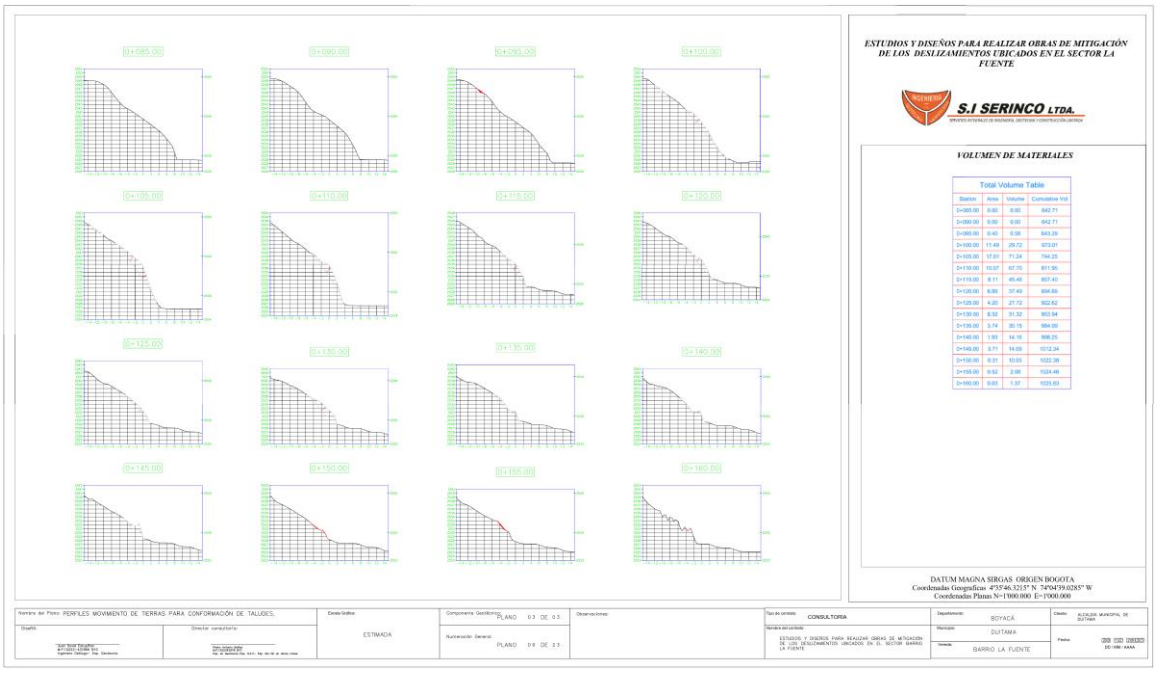


Figura 83: *Plano 03 de 03, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes*

- ***Esquemas de planos para obras de cobertura, protección de taludes y barrera dinámica de protección contra caída de rocas.***

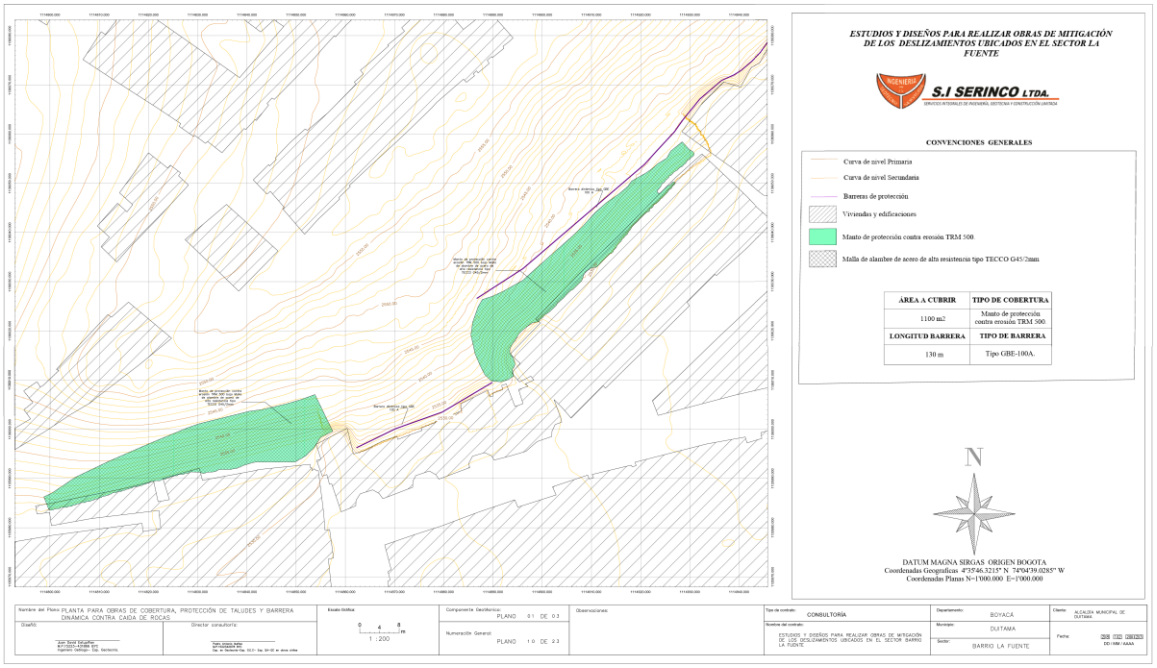


Figura 84: *Plano 01 de 03, planta para obras de cobertura, protección de taludes y barrera dinámica contra caída de rocas.*

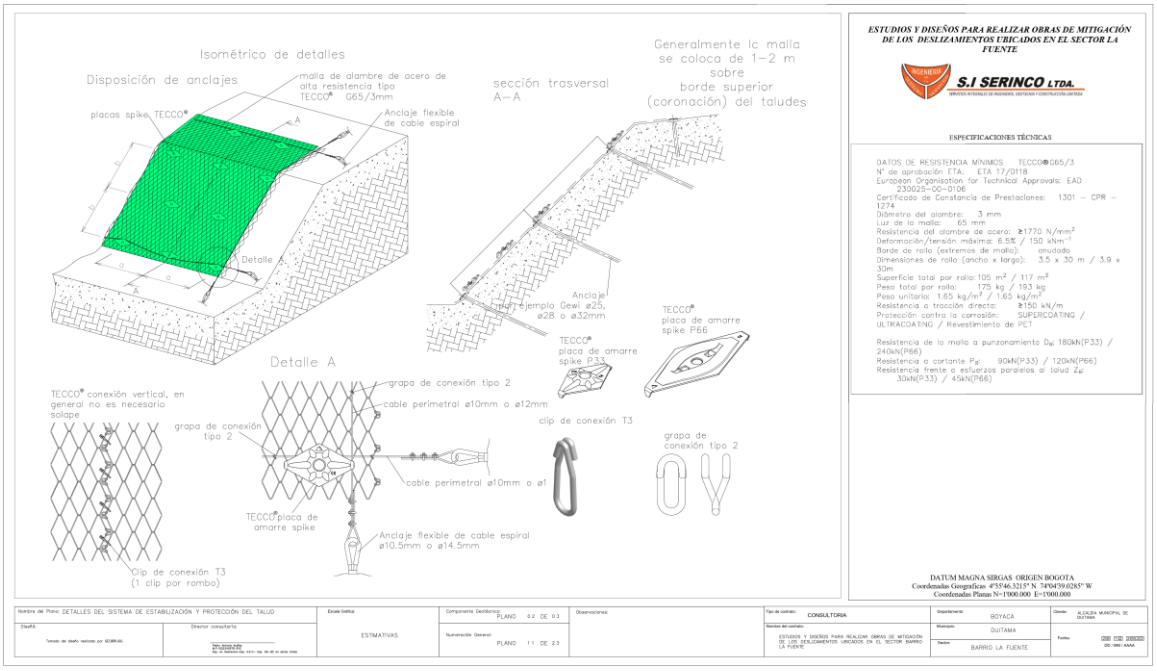


Figura 85*: Plano 02 de 03, detalles del sistema de estabilización y protección del talud.*

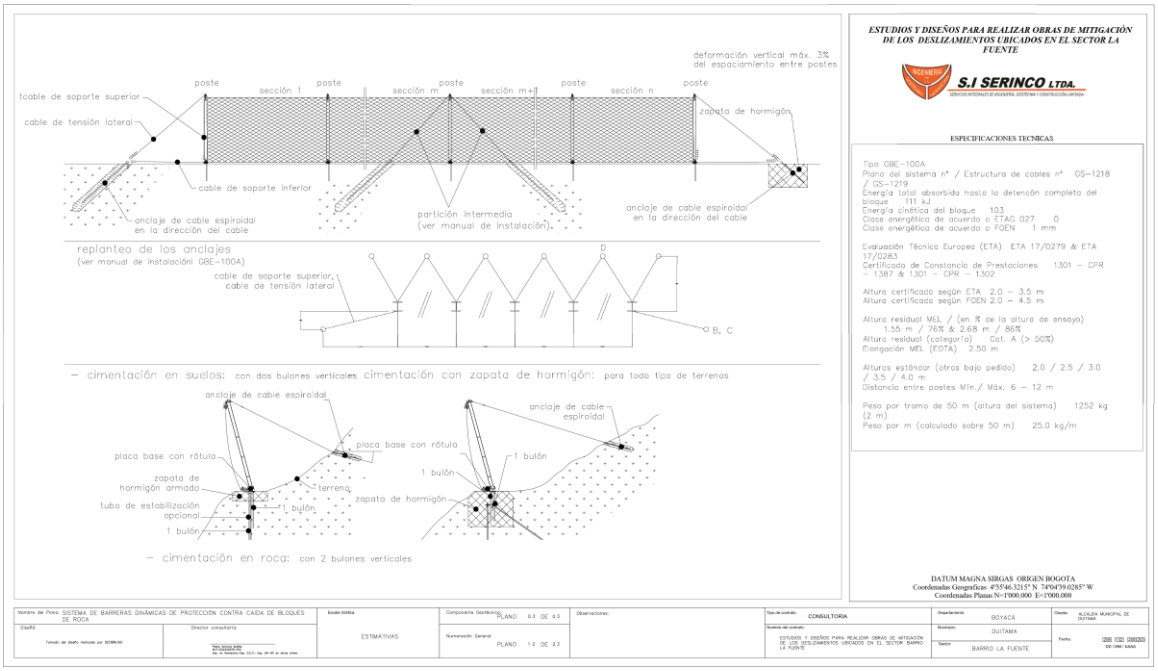


Figura 86: *Plano 03 de 03, sistema de barreras dinámicas de protección contra caída de bloques de roca.*

- ***Esquemas de planos de cunetas de drenaje superficial, detalles de cunetas, secciones transversales y longitudinales.***

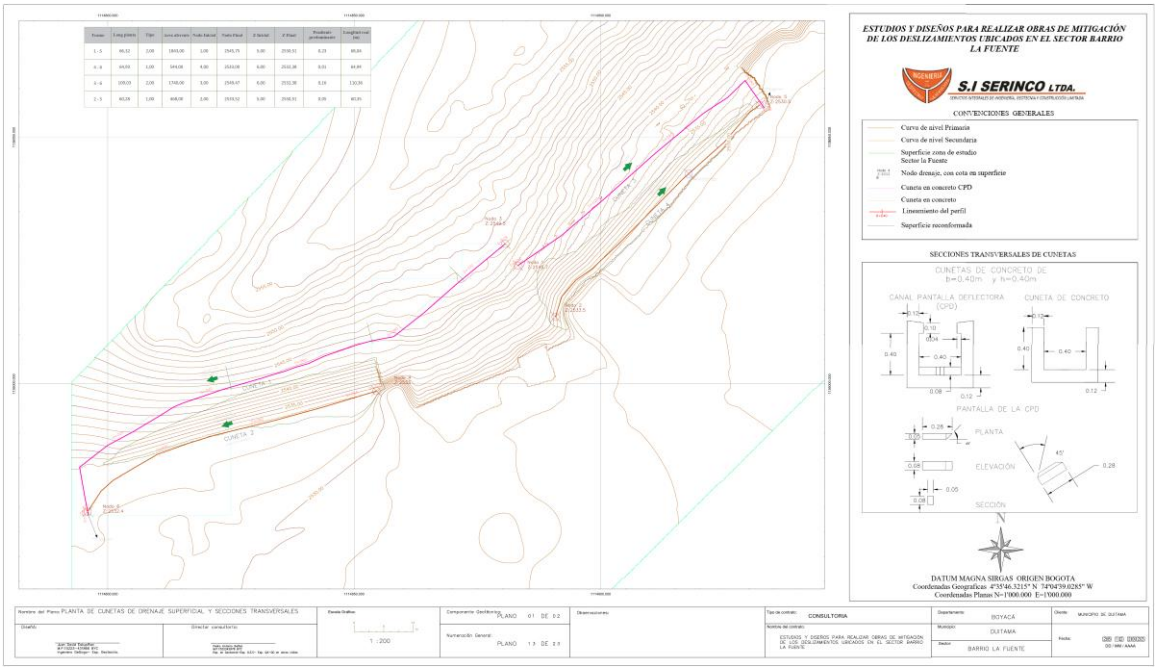


Figura 87: *Plano 01 de 02, planta de cunetas de drenaje superficial y secciones transversales.*

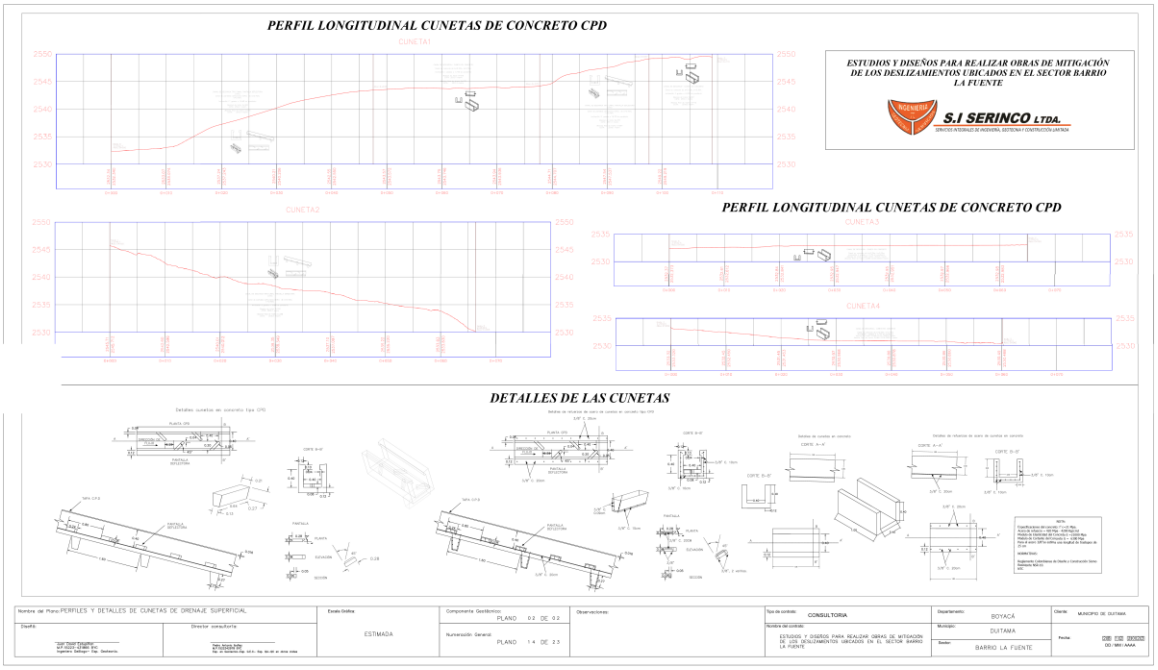


Figura 88: *Plano 02 de 02, perfiles y detalles de cunetas de drenaje superficial.*

Esquemas de planos de obras estructurales (Muro de confinamiento y contención)

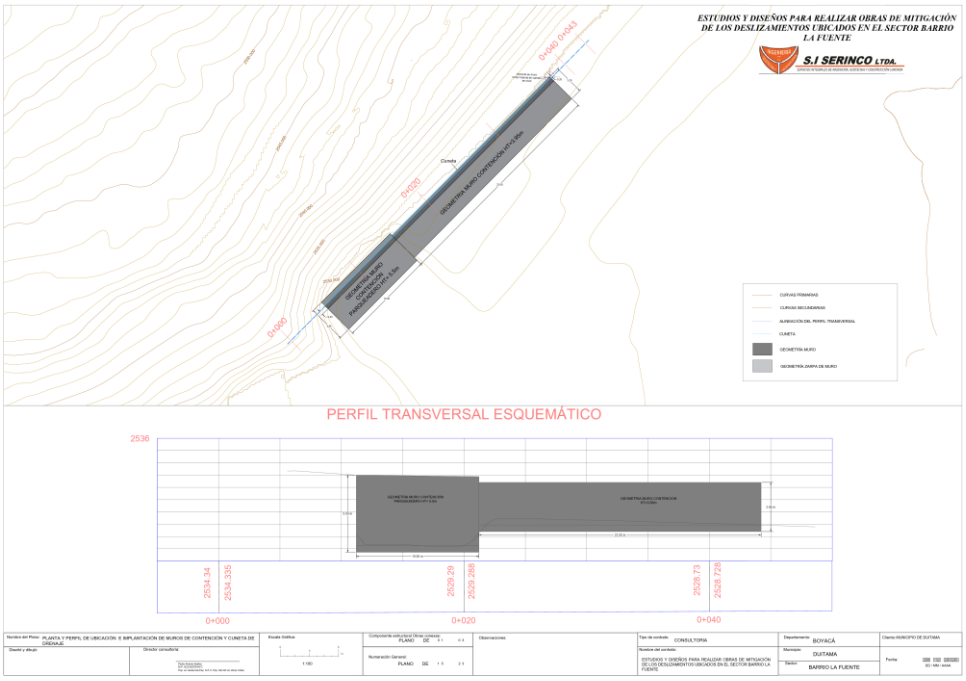


Figura 89: *Plano 01 de 03, planta y perfil de ubicación e implantación de muros de contención y cuneta de drenaje.*

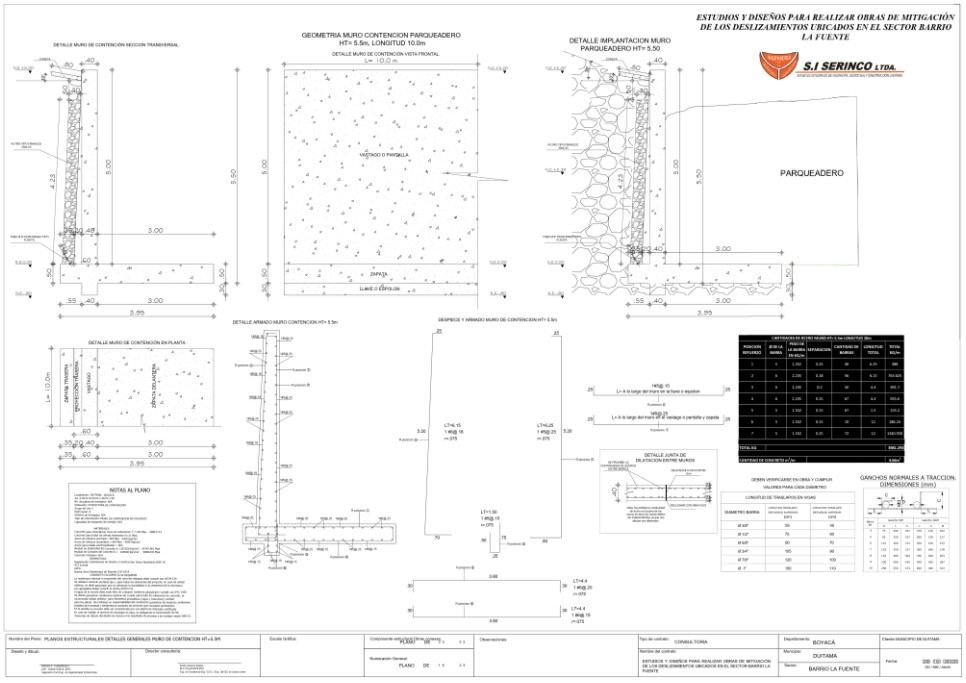


Figura 90: *Plano 02 de 03, planos estructurales de detalles generales muro de contención HT=5,50m*

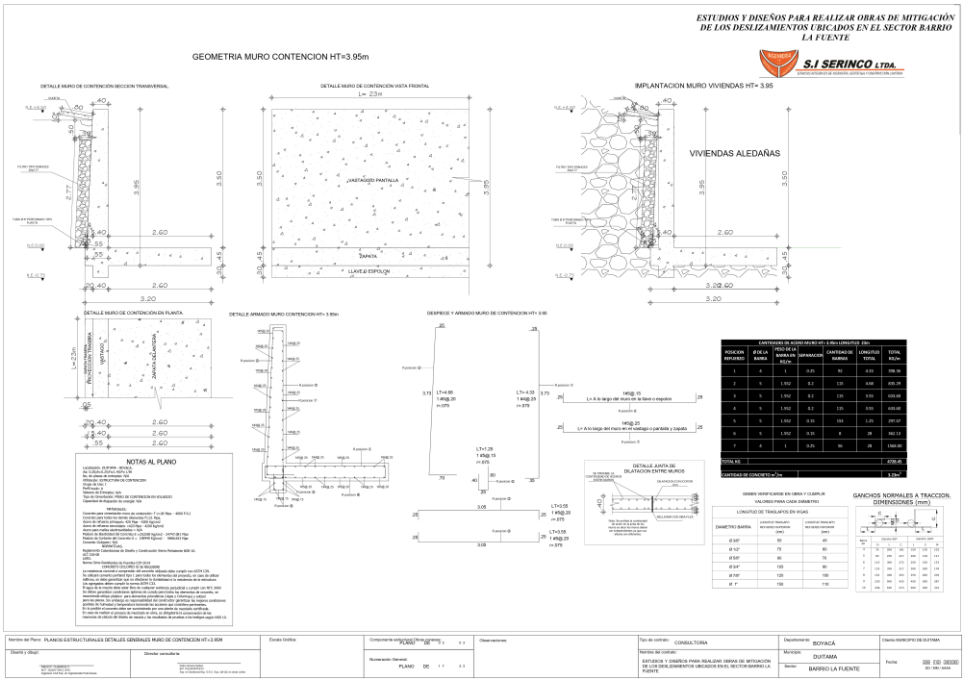


Figura 91*: Plano 03 de 03, planos estructurales de detalles generales muro de contención HT=5,50m*

13 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Se describen las actividades que comprenden la realización de las obras de mitigación y estabilización del talud. Estas actividades, su secuencia y el orden en el que deben realizarse, están en concordancia directa con el cronograma de ejecución de las obras.

Dentro de las actividades preliminares, incluido el replanteo, se debe realizar el corte de los árboles y arbustos, para la limpieza y despeje de la zona del talud intervenir y en el perímetro aferente de la misma; seguido por la construcción del cerramiento respectivo para reducir el impacto visual. Tras la conclusión de estas actividades, se debe proceder a la remoción superficial de materiales sueltos y la conformación del talud mediante el corte y movimiento de tierras respectivo, teniendo en cuenta la topografía y las condiciones estructurales de geología del terreno, particularmente en lo relacionado con el tipo de materiales interestratificados y su posición estructural de rumbo y buzamiento.

Para la conformación geométrica del talud primero se debe despejar y limpiar, para retirar la vegetación, rocas sueltas y otros materiales del área de trabajo. Para el corte y/o excavación, el cual debe ser con herramientas manuales ayudadas con elementos mecánicos tipo martillo neumático, eléctrico o hidráulico; por las condiciones del terreno, es necesario seguir a cabalidad las cotas contempladas en los diseños de movimiento de tierras; para fines del cumplimiento cabal del diseño.

Concluida la actividad del corte de reconformación del talud, se puede iniciar con las actividades de construcción de los muros de confinamiento y contención ubicados entre la cara frontal inferior del talud y la zona o áreas de implantación de las viviendas, iniciando por el desmonte de las cubiertas y muros ubicados en la parte posterior de los solares de las viviendas, donde se implantará o fundará el muro. La actividad de excavación para cimentación de los muros, se puede apoyar o realizar con equipo mecánico de martillo hidráulico tipo bobcat o similar.

Para la excavación y construcción de las cunetas en concreto normales y con elementos disipadores de energía (Pantallas deflectoras), es importante haber finiquitado la conformación del talud. Estas actividades pueden llevarse a cabo simultáneamente con la instalación de las obras de protección del talud diseñadas.

La instalación de los mantos permanentes para protección del talud, permiten que el terreno recupere la vegetación para la protección ante los procesos de erosión y meteorización, y en conjunto con el sistema de malla anclada de confinamiento y protección; para controlar el desprendimiento y caída de bloques y fragmentos de rocas. Para estas actividades de obra, primero se debe ejecutar la perforación para la instalación de los pernos de anclaje de la malla, los cuales funcionan también como anclaje o fijación del manto de protección contra la erosión. Una vez realizada se debe proceder con la instalación del manto, la construcción de los elementos de anclajes y luego la instalación del sistema de malla de confinamiento y protección a nivel de superficie. La construcción de las barreras dinámicas de protección contra caída de rocas, puede realizarse de forma simultánea o secuencial con la construcción de la malla de confinamiento y protección y el manto de protección

Los procesos de instalación de mantos, mallas de protección y confinamiento y barreras dinámicas de protección contra caída de rocas; están sujetos a las indicaciones y especificaciones del proveedor respectivo. Esta información detallada, suministrada directamente por los proveedores fabricantes, se presenta en el Anexo No. 6.0. en cuyo anexo aparece el informe presentado por el proveedor.

Las actividades de construcción de las cunetas de drenaje de aguas de escorrentía superficial, se pueden realizar simultánea o posteriormente con la instalación del sistema de protección combinado mediante el manto tipo TRM 500 y la malla anclada de confinamiento.

Para la construcción de las cunetas de drenaje en concreto normales y tipo CPD, se llevan a cabo las actividades de excavación, preparar la base granular de apoyo donde se considere necesaria o aplique, colocación de las formaletas o encofrados, instalación del refuerzo, fundida, compactación y nivelar del concreto; realizando posteriormente las labores de acabado, curado y desencofrado.

14 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO GENERAL

A continuación, se presenta el análisis detallado de precios unitarios (Anexo No. 6.0) relacionados con el presupuesto de las obras geotécnicas e hidráulicas. Este análisis está vinculado a las cantidades de obra y el presupuesto general, que se presentan en las siguientes tablas:

14.1 CANTIDADES DE OBRA

Tabla 45. *Cantidades de obra sector la Fuente*

CANTIDADES DE OBRA A EJECUTAR			
ACTIVIDAD/ ITEM	***DESCRIPCION***	***UNIDAD***	***CANTIDAD***
1.0	***PRELIMINARES***		
1.01	*Localización, replanteo y control topográfico.*	*día*	*32*
1.02	*Cerramiento en vara rolliza y lona h=1.50 m . distancia entre postes 2 m*	*ml*	*600*
1.03	*Corte arbol (incl.raices) h>3.0*	*und*	*100*
1.04	*Demolicion muros en ladrillo e = 0.25 mts*	*m2*	*200*
1.05	*Desmonte de cubierta lamina*	*m2*	*180*
2.0	***CONFORMACIÓN GEOMÉTRICA DE TALUD***		
2.01	*Excavación manual en roca con retiro sobrante y traslado a 5 km, y disposición final*	*m3*	*1050*
3.0	***MURO DE CONTENCIÓN.***		
3.01	*Excavación manual y/o mecánica en roca con retiro de sobrante y traslado a 5 km, y disposición final*	*m3*	*306*
3.02	*Suministro figurada y amarre de acero 60000 psi 420 mpa.*	*Kg*	*8709.74*
3.03	*Muro de contención en concreto de 28 mpa - 4000 psi 2.01mts h 5.0 m.*	*m3*	*123.52*
3.04	*Suministro e instalación de geotextil nt1600 para separación subrasante/capas granulares y/o subdrenes/filtros.*	*m3*	*179.3*
3.05	*Construcción de filtros a cualquier profundidad, con material filtrante según norma invias, sin excavación, incluye geotextil nt2000.*	*m3*	*32.634*
3.06	*Cunetas revestidas en concreto de 21 mpa (3000 psi) sin refuerzo (incluye sello de juntas). 3000 PSI) SIN REFUERZO (INCLUYE SELLO DE JUNTAS)*	*m3*	*3.5*
4.0	***OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES***		
4.01	*Protección de talud con manto permanente TRM500*	*m2*	*1500*
4.02	*Recubrimiento del talud con malla en material flexible TECCO G65/3 o equivalente con resistencia a la tracción ≥ 150kN, a cortante ≥ 90, a*	*m2*	*1500*

	punzonamiento ≥ 180 kN, a esfuerzos paralelos al talud 30 kN, fy ≥ 1770 kN.		
4.03	*Perforación e instalación de pernos helicoidales pasivos D: 25mm para instalación del sistema TECCO.*	*ml*	*1664*
4.04	*Suministro e instalación de barrera dinámica contra caída de rocas, altura de 2m, largo 60m, energía de impacto máxima de 100kJ, malla compuesta alambre de alta resistencia con módulo 1770 N/mm2, elementos de frenado y demás características técnicas.*	*GLB*	*1*
4.05	*Perforación, instalación de anclajes cabeza flexible o pernos pasivos para la barrera dinámica de 3"*	*ml*	*79*
4.06	*Inyección de lechada cemento relación 0.45 (Incluye suministro de materiales, equipo de inyección y mano de obra)*	*Bulto*	*39.5*
5.0	***CONSTRUCCIÓN DE CUNETAS DE DRENAJE***		
5.01	*Acero de refuerzo de 3/8" fy=420 Mpa ASTM A 706*	*kg*	2600
5.02	*Cuneta revestida en concreto de 21mpa (3000psi) sin refuerzo (incluye sello de juntas)*	*m3*	21.65
5.03	*Cuneta revestida tipo canal pantalla deflectora. (CPD)- Ancho: 0.40 m. En concreto de 21mpa (3000psi) sin refuerzo (incluye sello de juntas).*	*m3*	*45.0*

14.2 PRESUPUESTO GENERAL

Tabla 46. *Presupuesto general de obras en el sector de la Fuente.*

PRESUPUESTO DE OBRAS GEOTECNICAS E HIDRAULICAS A EJECUTAR					
ACTIVIDAD/ITEM	***DESCRIPCION***	***UNIDAD***	***CANTIDAD***	***VALOR UNITARIO***	***VALOR TOTAL***
1.0	***PRELIMINARES***				
1.01	*Localización, replanteo y control topográfico.*	*día*	*32*	*$437289.*	*$13,993,250.56*
1.02	*Cerramiento en vara rolliza y lona h=1.50 m . distancia entre postes 2 m*	*ml*	*600*	*$48379.*	*$29,027,604.00*
1.03	*Corte arbol (incl.raices) h>3.0*	*und*	*100*	*$97376.*	*$9,737,625.00*
1.04	*Demolición muros en ladrillo e = 0.25 mts*	*m2*	*200*	*$15673.*	*$3,134,670.00*
1.05	*Desmonte de cubierta lamina*	*m2*	*180*	*$8792.*	*$1,582,497.00*
VALOR PARCIAL					*$57,475,646.56*
2.0	***CONFORMACIÓN GEOMÉTRICA DE TALUD***				

2.01	*Excavación manual en roca con retiro sobrante y traslado a 5 km, y dispocisión final*	*m3*	*1050*	*$177182.184.*	*$186,041,293.20*
VALOR PARCIAL					*$186,041,293.20*
3.0	***MURO DE CONFINAMIENTO Y CONTENCIÓN***				
3.01	*Excavación manual y/o mecánica en roca con retiro de sobrante y traslado a 5 km, y disposición final*	m3	*306.00*	*$150193.730.*	*$45,959,281.38*
3.02	*Suministro figurada y amarre de acero 60000 psi 420 mpa.*	Kg	*8709.74*	*$7002.120.*	*$60,986,644.65*
3.03	*Muro de contención en concreto de 28 mpa - 4000 psi 2.01mts h 5.0 m.*	m3	*123.52*	*$1100809.022.*	*$135,971,930.35*
3.04	*Suministro e instalación de geotextil nt1600 para separación subrasante/capas granulares y/o subdrenes/filtros.*	m3	*179.30*	*$8252.720.*	*$1,479,712.70*
3.05	*Construcción de filtros a cualquier profundidad, con material filtrante según norma invias, sin excavación, incluye geotextil nt2000.*	m3	*32.63*	*$230547.080.*	*$7,523,673.41*
3.06	*Cunetas revestidas en concreto de 21 mpa (3000 psi) sin refuerzo (incluye sello de juntas). 3000 PSI) SIN REFUERZO (INCLUYE SELLO DE JUNTAS)*	m3	*3.50*	*$696589.210.*	*$2,438,062.24*
VALOR PARCIAL					*$254,359,304.72*
4.00	***OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES***				

4.01	Protección de talud con manto permanente TRM500	m2	1500	*$49725.*	*$74,587,920.00*
4.02	Recubrimiento del talud con malla en material flexible TECCO G65/3 o equivalente con resistencia a la tracción ≥ 150kN, a cortante ≥ 90, a punzonamiento ≥ 180 kN, a esfuerzos paralelos al talud 30 kN, fy ≥ 1770 kN.	m2	1500	*$226329.*	*$339,493,500.00*
4.03	Perforación e instalación de pernos helicoidales pasivos D : 25mm para instalación del sistema TECCO.	ml	1664	*$233094.*	*$387,868,416.00*
4.04	Suministro e instalación de barrera dinámica contra caída de rocas, altura de 2m, largo 60m, energía de impacto máxima de 100kJ, malla compuesta alambre de alta resistencia con módulo 1770 N/mm2, elementos de frenado y demás características técnica s.	GLB	1	*$72860000.*	*$72,860,000.00*
4.05	Perforación, instalación de anclajes cabeza flexible o pernos pasivos para la barrera dinámica de 3"	ml	79	*$180000.*	*$14,220,000.00*
4.06	Inyección de lechada cemento relación 0.45 (Incluye suministro de materiales, equipo de inyección y mano de obra)	Bulto	39.5	*$76050.*	*$3,003,975.00*
VALOR PARCIAL					*$892,033,811.00*

5.00	***CONSTRUCCIÓN DE CUNETAS DE DRENAJE***				
5.01	Acero de refuerzo de 3/8" fy=420 Mpa ASTM A 706	kg	2600	*$7002.*	*$18,205,512.00*
5.02	Cuneta revestida en concreto de 21mpa (3000psi) sin refuerzo (incluye sello de juntas)	m3	21.65	*$696589*	*$15,081,156.40*
5.01	Cuneta revestida tipo canal pantalla deflectora. (CPD)- Ancho: 0.40 m. En concreto de 21mpa (3000psi) sin refuerzo (incluye sello de juntas).	m3	45	*$697913*	*$31,406,090.85*
VALOR PARCIAL					*$ 64,692,759.25*
SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS					***$1,268,561,521.52***
COSTOS INDIRECTOS					
ADMINISTRACION		*%*	*12.0%*	*$152,227,382.58*	
IMPREVISTOS		*%*	*5.0%*	*$63,428,076.08*	
UTILIDAD		*%*	*8.00%*	*$101,484,921.72*	
SUBTOTAL COSTOS INDIRECTOS					***$317,140,380.38***
VALOR TOTAL					***$1,585,701,901.90***

15 ESPECÍFICACIONES TÉCNICAS

De acuerdo con el tipo de obras y/o medidas correctivas y preventivas diseñadas para la estabilización del área o zona inestable, las especificaciones técnicas aplican específicamente a las estructuras de confinamiento y contención en muros de concreto reforzado, el sistema de malla de confinamiento y protección para caída de rocas tipo TECCO® G80/4, el manto complementario de cubrimiento y protección contra los procesos de erosión tipo TRM 500 de PAVCO, la barrera dinámica de protección contra caída de bloques y fragmentos de roca desprendidas desde la parte alta y media de la cara del talud; y también las obras del sistema de drenaje de aguas de escorrentía superficial mediante cunetas en concreto normales y tipo CPD.

En las tablas siguientes se presentan las especificaciones técnicas del manto de cubrimiento y protección TRM 500, la malla de confinamiento y protección para caída de rocas TECCO® G80/4 y la barrera dinámica de protección sistema GBE-100ª contra caída de bloques y fragmentos de roca desprendidas desde la parte alta y media de la cara del talud, respectivamente; suministradas directamente por los proveedores y fabricantes. Todos los procedimientos y especificaciones de instalación de los sistemas, se presentan amplia y detalladamente en el Anexo No 6.0

Tabla 47. *Especificaciones técnicas del manto de protección TRM500 PAVCO*

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Resistencia a la tensión (1)						
Elongación longitudinal	ASTM D6818	%	19.8	19.0	40.0	40.0
Elongación transversal	ASTM D6818	%	26.7	26.0	40.0	40.0
Sentido longitudinal	ASTM D6818	kN/m	3.3	5.3	45.0	60.0
Sentido transversal	ASTM D6818	kN/m	2.6	4.4	30.0	45.0
Resiliencia (1)	ASTM D6524	%	-	-	60.0	60.0
PROPIEDADES FÍSICAS	**NORMA**	**UNIDAD**	**TRM 500**	**TRM 550**	**TRM 700**	**TRM 1000**
Masa por unidad de área (1)	ASTM D6566	g/m²	310 ± 5%	320 ± 5%	270	340
Espesor (1)	ASTM D6525	mm	6.81	6.82	7.0	10.0
Penetración de la luz (1)	ASTM D6567	%	27.6	27.6	35.0	30.0
Estructura	-	-	-	-	3D Rectangular	3D Rectangular
Color	-	-	Verde	Verde	Verde	Verde
PROPIEDADES DE DESEMPEÑO	**NORMA**	**UNIDAD**	**TRM 500**	**TRM 550**	**TRM 700**	**TRM 1000**
Esfuerzo cortante (2-3)	Gran escala	Pa	386	480	575	766
Velocidad admisible (2-3)	Gran escala	m/s	4.5	5.0	6,1	7.6
"n" de Manning profundidad de flujo entre 0.15 -0.6	Calculado	-	0.03-0.018	0.03-0.018	0.028	0.028
Germinación de las semillas (3)	ASTM D 7322	-	470	470	200-220	255-296
DURABILIDAD	**NORMA**	**VALOR**	**TRM 500**	**TRM 550**	**TRM 700**	**TRM 1000**
Resistencia UV (% Retenido @ 1000hr) (2)	ASTM D4355	%	90	90	90	-
Resistencia UV (% Retenido @ 3000hr) (2)	ASTM D4355	%	-	-	90	90
Resistencia UV (% Retenido @ 6000hr) (2)	ASTM D4355	%	-	-	-	90
PRESENTACIÓN DEL ROLLO	**NORMA**	**UNIDAD**	**TRM 500**	**TRM 550**	**TRM 700**	**TRM 1000**
Ancho	Medido	m	2.0	2.0	3.4	3.4
Largo	Medido	m	25	25	50	50
Área	Calculado	m²	50	50	170	170

Notas:

1. Ficha en Valores Típicos
2. La velocidad máxima admisible y el esfuerzo cortante ha sido obtenido a través de ensayos programados con tipos de suelos específicos, clases de vegetación, condiciones de flujo y criterios de falla. Estas condiciones pueden ser no relevantes para cada proyecto, y no son replicables para otros proveedores.
3. Calculado como porcentaje del incremento en la biomasa media de la planta con la semilla de pasto fetuca sembrado en tierra orgánica luego de 21 días de siembra.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • **N. A.:** No aplica.

***Tabla 48**. Especificaciones técnicas de la malla de confinamiento y protección, sistema TECCO C65/3.*

SISTEMA TECCO® G65/3 Spike Plate P33/40		
ECCO® G65/3		
PROPIEDAD / PARÁMETRO	*VALOR*	*SÍMBOLO*
Resistencia a tracción longitudinal	150 kN/m*	zk
Resistencia a la tracción transversal	≥ 57 kN/m*	zj
Resistencia de la malla a punzonamiento	180 kN	DR
Capacidad de soporte a cortante	90 kN	PR
Capacidad de soporte frente a esfuerzos paralelos al talud	30 kN	ZR
Deformación unitaria para la carga de rotura a tracción directa en la dirección longitudinal	<6%*	δ
Diámetro del alambre	3 mm	d
Resistencia del alambre de acero	1 770 N/mm2	ft
Peso unitario	1.65 kg/m²	g
Protección contra la corrosión	95% Zn / 5 Al	-
EAD	230025-00-0106	-
ETA-Dictamen Técnico Europeo	ETA-17/0118	-
CE- Certificado de Conformidad	1301 - CPR1274	-
ACCESORIOS SISTEMA		
Spike Plate P33/40		
Grosor de la placa	7 mm	-
Resistencia longitudinal a flexión	≥2.5 kNm	-
Anclaje cabeza flexible		
Diámetro cable	10.5 mm	-
Carga de trabajo	100 kN	-
Cable perimetral		
Tipo de cable	12 mm Supercoating	-
Diámetro cable	12 mm	-
Carga mínima de rotura	90.7 kN	-
Elemento de Unión		
Tipo	T3	-
Diámetro Alambre / Vástago	4.0 mm	-
Barras de anclaje 1		
Diámetro / Grado	25 mm G 75	-
Resistencia Fluencia [Kgf/mm² [MPa]]	50 [500]	-

La malla tiene una resistencia uniforme, lo que significa que no hay puntos débiles en la costura de los paneles. Adicionalmente, en caso de rotura del alambre, la espiral no se deshilacha.

Tabla 49. *Especificaciones técnicas para la barrera dinámica de protección, sistema GBE-100, para caída de bloques y fragmentos de roca.*

ESPECIFICACIONES TECNICAS BARRERA DINAMICA GBE-100A	
PROPIEDAD / PARÁMETRO	*VALOR*
Energía	Energía 100
Altura barrera (m)	2.0 m
Longitud Barrera (m)	60
Distancia entre postes	12
Energía Cinética hasta detención del bloque	111
Energía cinética del bloque	103
103 CERTIFICACIONES	
Certificación	EAD-340059-00-0106
Clase energética de acuerdo a EAD340059-00-0106	0
Clase energética de acuerdo a FOEN	1
Certificado de acuerdo a la directriz suiza (FOEN)	FOEN 19-5
Informe de ensayo de WSL	-
Evaluación Técnica Europea (ETE)	ETA 17/0279 & ETA 17/0283
Certificado de Constancia de Prestaciones	1301 - CPR – 1387 1301 - CPR - 1302
CONFIGURACIÓN DE LA RED Y POSTES	
Tipo de malla / Tipo de red	TECCO® G80/4
Alambre de alta resistencia Ø	4 mm
Vueltas por anillo / Construcción	Alambre Único
Luz de la malla / Ø anillo	80 mm
Malla secundaria	-
Tipo de Poste	HEA 120
CABLES DE LA SUPERESTRUCTURA	
Cables de soporte superiores Ø	1 x 16 mm
Cables de soporte inferiores Ø	1 x 16 mm
Cantidad de frenos por tramo	-
ANCLAJES DE LA SUPERESTRUCTURA	
Anclajes laterales (cantidad / Cable espiral Ø)	1 x 14.5 mm
Tipo de anclaje	Anclaje de cable espiral / Cabeza flexible
Fuerza de anclaje característica	232 kN
Anclajes al valle (Cantidad / Cable espiral Ø)	14.5 mm
Tipo de anclaje	Anclaje de cable espiral / Cabeza flexible
Fuerza de anclaje característica	232 kN
CIMENTACION	
Anclaje Roca	2 x GEWI Ø20
Tipo de placa base	Type I, 360/200/90 mm

Los sistemas de barrera están certificados por el gobierno suizo: Guideline for the approval of rockfall protection kits (vigente desde el año 2.001). El certificado de prueba puede ser obtenido a petición y/o de acuerdo ETAG 27 Kits de protección contra la caída de rocas (Vigente desde 2.008).

Las especificaciones técnicas de construcción de las cunetas en concreto normales y tipo CPD, tienen como objetivo garantizar la eficiencia y durabilidad de las mismas. En este caso, las especificaciones técnicas están

amplia y explícitamente detallas en los planos de diseño, en cuanto calidad del concreto, refuerzo, dimensiones pendientes y detalles constructivos; las cuales deben ser aplicados a cabalidad e integralmente en la etapa de construcción, para garantizar la calidad de la obra. En los planos de diseño hidráulico del sistema de drenaje, mostrados en el Anexo No 5, se presentan detalladamente las especificaciones técnicas de la obra respectiva, en el contexto descrito anteriormente.

Para el caso de las estructuras de los muros de confinamiento y contención diseñadas integralmente como un componente importante y relevante dentro de la solución y manejo geotécnico de estabilización de la zona o talud inestable, las especificaciones técnicas de diseño y construcción respectivas, están amplia y explícitamente detalladas en los planos de diseño presentados en el Anexo No 5.

16 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRAS

El cronograma detallado de ejecución de las obras integrales de solución y anejo geotécnico diseñadas, con la secuencia de las actividades de construcción, se presenta en el Anexo No. 7 denominado - CRONOGRAMA DE EJECUCCION DE OBRAS.

17 ASPECTOS TÉCNICOS PRODUCTO DE LA CONSULTORIA DE ESTUDIOS Y DISEÑOS APLICADOS A LA METODOLOGIA MGA

17.1.IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En el sector del barrio La Fuente del municipio de Duitama, en el talud o ladera superior que limita la zona de fundación o implantación de algunas de la viviendas del sector; se presenta inestabilidad crítica manifestada en el desprendimiento y caída de bloques de material rocoso, al igual que el desplome local de masas con mezcla de suelo y roca meteorizada. Lo anterior, teniendo en cuenta que el talud se caracteriza por una alta pendiente y/o grado de inclinación y adicionalmente fue impactado negativamente mediante el corte realizado para la fundación o implantación de las viviendas y solares existentes en la parte inferior del mismo; ocasionando el sobre empinamiento.

La ocurrencia de la inestabilidad del talud, por las causas primarias descritas anteriormente, se ha visto agudizada por diversos factores, siendo los principales la meteorización y erosión del talud conformado naturalmente por estratos de materiales susceptibles y altamente vulnerables a los procesos de meteorización y erosión, por la exposición de los mismos mediante el corte realizado en forma verticalizada, llegando a generarse posteriores taludes negativos por el desprendimiento y desplome paulatino de los materiales del macizo rocoso, debido a la degradación por los agentes erosivos y meteóricos. La interacción de estos procesos geodinámicos ha dado lugar a una situación retrogresiva y potencialmente más crítica de inestabilidad.

Hacia el costado suroeste del talud, la presencia de árboles tipo eucaliptus han causado meteorización biológica y erosión, provocando deterioro y aumento del fracturamiento del macizo rocoso que conforma el talud o ladera. Así mismo en una zona a contrapendiente o talud negativo, se produjo un desprendimiento significativo de una masa en cuña de material rocoso, ocasionando daños considerables en la edificación del salón de parqueadero existente en el sector contra la base del talud. La altura de la caída de material rocoso es de aproximadamente 8.0 m, lo que resultó en daños materiales y representa una amenaza latente y potencial para las edificaciones de las viviendas y sus moradores, existentes en el sector o zona aferente.

El talud a nivel general, por sus condiciones geotécnicas de pendiente alta, interacción de discontinuidades e impactos antrópicos, está sujeto a un mecanismo de inestabilidad cinemática superficial consistente en el desprendimientos de bloques y fragmentos del material rocoso mediante cuñas o deslizamiento planar. Aunque el buzamiento de los estratos del macizo rocoso está en contra de la pendiente, la exposición a los procesos de meteorización y la exposición a la caída de bloques y fragmentos de material rocoso, generan una situación de amenaza potencialmente crítica para la infraestructura de las viviendas existentes en el borde del pie del talud y consecuentemente para los moradores.

La complejidad de la situación se intensifica debido a la interacción entre condiciones climáticas desfavorables y la ausencia de medidas efectivas y/o adecuadas para mitigar la erosión. Las actividades antrópicas y la presencia de aguas superficiales durante la temporada de invierno, sin ningún manejo y también la exposición de los materiales del talud, implican la saturación del macizo rocoso, siendo este un aspecto muy desfavorable para las condiciones de estabilidad del talud. La falta de planificación e implementación de medidas correctivas y/o preventivas adecuadas, implican una alteración continua del entorno natural, generando una serie de impactos negativos de degradación paulatina que afectan la estabilidad del área del talud afectado y expuesto, al igual que su entorno. La necesidad de abordar medidas de intervención integral para el manejo geotécnico de la problemática existente, se vuelve imperativa y urgente, ya que la combinación de estos factores incrementa las amenazas y riesgos asociados con la

inestabilidad del talud, manifestados en el desprendimiento de bloques y fragmentos de roca al igual que el desplome local de masas con mezcla de materiales tipo suelos y rocas.

17.2.ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Como resultado de los estudios geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos realizados, la modelación y análisis geotécnico de estabilidad; se diseñaron las obras de medidas correctivas y preventivas y/o de mitigación más optimas, las cuales consisten integralmente en la remoción del material superficial alterado, desprendido y/o inestabilizado, junto con la conformación parcial del talud con el fin de disminuir la pendiente y la tendencia al desprendimiento de las rocas en la zona o área más crítica. Para fines de seguridad para las viviendas ubicadas en el tramo más crítico de empinamiento por el corte de la pata del talud, sujetas a la mayor amenaza, se debe construir un muro en concreto reforzado con altura de 5.0 m y 3.50 y longitud diferente.

En las zonas del talud reconformadas, se debe instalar un manto geo sintético permanente tipo TRM 500, para la protección del talud ante los procesos erosivos y también la instalación simultanea de un sistema de malla de protección y confinamiento, para la protección y corrección contra desprendimiento de bloques y fragmentos de rocas por las condiciones de la dinámica del movimiento cinemático existente dentro del macizo rocoso, debido a la interacción desfavorable de las discontinuidades con la geometría y pendiente del talud.

Como medida correctiva y de mitigación ante los efectos de la caída de bloques y fragmentos de roca dese la parte alta y media del talud general, se debe construir la barrera dinámica de protección diseñada.

Complementaria e integralmente, se debe implementar un sistema de drenaje de las aguas de escorrentía superficial en la parte media e inferior del talud inestable y su entorno aferente, mediante cunetas en concreto normales y tipo CPD; para el manejo, conducción y descarga adecuada de las aguas dentro del sistema pluvial municipal del sector. Contra la cara posterior del muro de confinamiento y contención en concreto reforzado, se debe construir un elemento de sub drenaje tipo filtro Francés y también la cuneta de drenaje superior contra el borde de la corona del muro.

17.3. ESTADO ACTUAL

El talud a nivel general, por sus condiciones geotécnicas de pendiente alta, interacción de discontinuidades e impactos antrópicos, está sujeto a un mecanismo de inestabilidad cinemática superficial consistente en el desprendimientos de bloques y fragmentos del material rocoso mediante cuñas o deslizamiento planar. Aunque el buzamiento de los estratos del macizo rocoso está en contra de la pendiente, la exposición a los procesos de meteorización y la exposición a la caída de bloques y fragmentos de material rocoso, generan una situación de amenaza potencialmente crítica para la infraestructura de las viviendas existentes en el borde del pie del talud y consecuentemente para los moradores.

Se presentó el desprendimiento reciente de una masa en cuña de material de tamaño representativo en zona donde el talud se encuentra a contrapendiente o en talud negativo, lo cual causó daño en el techo de la construcción del salón de parqueadero y afecto también un vehículo. Esta tipo de amenaza continúa siendo potencial sobre las construcciones de las viviendas y sus moradores.

Se evidencia el crecimiento de árboles tipo eucalyptus en una disposición densa, en la zona sur del talud, que tienden a alcanzar alturas considerables y son propensos a caer por volcamiento. Existe un riesgo inminente

sobre las construcciones ubicadas en la parte inferior, asociado a la posibilidad de caídas de estos árboles, lo que requiere la intervención urgente de desmonte y retiro de estos árboles, para mitigar dicho riesgo.

Hacia el pie del talud, en el costado suroeste, se evidencia la descarga de aguas de escorrentía superficial provenientes y encausadas a través del talud o ladera, sin ningún manejo no control. El material rocoso en esta zona presenta niveles de humedad media a alta, en contraste con el resto del macizo, lo que puede tener implicaciones desfavorables en la estabilidad a largo plazo.

Aunque a través de la modelación y el análisis de estabilidad el talud general se obtuvieron factores de seguridad que cumplen con la norma sismo- resistente NSR 10, se identifica el problema crítico de caída de rocas, principalmente influenciado por el movimiento y/o comportamiento cinemático del macizo rocoso, ampliamente favorecido por los procesos de meteorización. La degradación superficial del macizo rocoso, por los efectos de la meteorización, hace que los estratos vulnerables, como las arcillolitas, contribuyan a la pérdida de soporte de las capas o estratos de rocas más duras e interestraficadas. Los deslizamientos o movimientos cinemáticos de bloques superficiales, al igual que el desprendimiento o colapso de cuñas o grandes masas de material en la parte frontal del talud donde se impactó antrópicamente mediante el corte verticalizado; son una amenaza permanente y significativa, debido a que los bloques sueltos caen o pueden caer por gravedad a grandes velocidades a través de la pendiente del talud, lo cual puede ocasionar daños considerables potenciales y ya manifestados, descritos en los numerales anteriores; sobre las construcciones implantadas contra el pie del talud. Esta amenaza es altamente potencial y latente, siendo aún más crítica durante los periodos invernales; por lo cual es imperativa y urgente la implementación integral de todas las medidas correctivas y preventivas o de mitigación diseñadas.

Sogamoso, diciembre de 2023



Ing. PEDRO ANTONIO IBAÑEZ GOMEZ
Esp. en Geotecnia - Esp. en Gerencia y Construcción de Obras Civiles
Esp. QA – QC en obras civiles
T.P. No 15223-42978 COPNIA

LISTA DE ANEXOS

ANEXO No 0: *LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO*

ANEXO No 1: *MAPA DE UNIDADES GEOLOGICAS*

ANEXO No 2: *MAPAS DE COBERTURA Y USO DEL SUELO*

ANEXO No 3: *EXPLORACION GEOTECNICA Y ENSAYOS DE LABORATORIO*

ANEXO No 4: *MEMORIAS GENERALES DE CÁLCULO*

ANEXO No 5: *PLANOS DE DISEÑOS DE OBRAS CORRECTIVAS Y PREVENTIVAS*

ANEXO No 6: *CANTIDADES DE OBRA, APU Y PRESUPUESTO*

ANEXO No 7: *CRONOGRAMA DE EJECUCION DE OBRAS*

S.I. SERINCO LTDA.

SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERÍA, GEOTECNIA Y CONSTRUCCIÓN LIMITADA

MAS DE 30 ANOS CIMENTANDO EL DESARROLLO DE LOS PROYECTOS Y OBRAS DE INGENIERIA.

SOLUCIONES GEOTECNICAS Y DE INGENIERIA CONFIABLES

PROYECTO
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA REALIZAR OBRAS DE MITIGACIÓN DEL DESLIZAMIENTO UBICADO EN EL SECTOR QUEBRADA BECERRAS KILÓMETRO 4 VIA DUITAMA CHARALÁ

DICIEMBRE DE 2023

AVENIDA SAN MARTÍN (TRANSVERSAL 17) N° 20 - 21 Celulares: 3132846468 - 3125139693
e-mail: *siserinco@gmail.com - admonsiserinco@gmail.com*
SOGAMOSO - COLOMBIA

PROYECTO
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA REALIZAR OBRAS DE MITIGACIÓN DEL DESLIZAMIENTO UBICADOS EN EL SECTOR QUEBRADA BECERRAS KILÓMETRO 4 VIA DUITAMA CHARALÁ

S.I. SERINCO LTDA

SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERÍA, GEOTECNIA Y CONSTRUCCIÓN LIMITADA

ÁREA: GEOTECNIA E INGENIERIA

SOLUCIONES GEOTECNICAS Y DE INGENIERIA CONFIABLES

MAS DE 30 AÑOS CIMENTANDO EL DESARROLLO DE LOS PROYECTOS Y OBRAS DE INGENIERIA

CLIENTE SOLICITANTE: ALCALDÍA MUNICIPAL DE DUITAMA

DUITAMA - BOYACÁ

DICIEMBRE DE 2023

AVENIDA SAN MARTÍN (TRANSVERSAL 17) N° 20 - 21 Celulares: 3132846468 - 3125139693

e-mail: *siserinco@gmail.com - admonsiserinco@gmail.com*

SOGAMOSO - COLOMBIA

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 9

2 LOCALIZACIÓN 10

3 ESTUDIO GEOLÓGICO DEL ÁREA INESTABLE Y ZONAS AFERENTES AL PROYECTO 11

3.1 LITOLOGÍAS Y FORMACIONES GEOLÓGICAS AFLORANTES EN EL SECTOR 11

3.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL 14

4 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL DEL ÁREA DE ESTUDIO 15

5 COBERTURA Y USO DEL SUELO 17

6 ESTUDIO HIDROLÓGICO 20

6.1 SERIES DE PARAMETROS HIDROCLIMATOLOGICOS. 20

6.2 ANÁLISIS DE FRECUENCIA EN SERIES DE PARÁMETROS HIDRO CLIMÁTICOS EXTREMOS. 21

6.3 RÉGIMEN HIDROLÓGICO 25

6.3.1 PRECIPITACIÓN 25

6.3.2 NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIÓN 28

6.3.3 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS. 30

6.3.4 PRECIPITACIONES MÁXIMAS ACUMULADAS EN 5 DÍAS 34

6.3.5 PRECIPITACIONES MÁXIMAS MENSUALES. 36

6.3.6 DISEÑO DE EVENTOS DE PRECIPITACION EXTREMA PARA EL ANÁLISIS DE ESCORRENTIA 38

7 EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 40

7.1 EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO 40

7.2 EXPLORACIÓN GENERAL DEL ÁREA 40

8 EXPLORACIÓN DEL PERFIL DEL SUELO MEDIANTE PERFORACIONES 43

8.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO MEDIANTE ENSAYOS EN LABORATORIO 45

8.2 RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO 47

8.3 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DEL SUELO 47

8.3.1 NIVEL PIEZOMÉTRICO Y DE AGUAS FREÁTICAS 51

8.3.2 PROPIEDADES GEOMECÁNICAS E ÍNDICE DEL SUELO DE FUNDACIÓN 52

8.3.3 PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO RESIDUAL. 53

8.3.4 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO Y DEL MACIZO ROCOSO 54

8.4 ENSAYOS DE PERCOLACIÓN - CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA Y CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN DEL SUELO 55

8.4.1 PERCOLACIÓN EN EL SUELO NATURAL 55

9 ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN - INFILTRACIÓN 59

9.1 ESTIMACIÓN DE LA INFILTRACIÓN 60

10 ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES 65

10.1 CRITERIOS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD 65

10.2 CONSIDERACIONES SOBRE NIVEL FREÁTICO O TABLA DE AGUA (LLUVIAS – INFILTRACIÓN - RED DE FLUJO)....68

10.3 PARÁMETROS SÍSMICOS....69

10.4 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO Y MACIZO ROCOSO 71

10.5. MODELAMIENTO EN SOFTWARE 72

11 CALCULOS Y DISEÑOS HIDRAULICOS SISTEMA DE DRENAJE 76

11.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA CONTROL DE AGUAS DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL 76

11.2 DISEÑO DE HIETOGRAMAS DE TORMENTA DE PRECIPITACIÓN PARA EL AREA A INTERVENIR...76
11.2.1 DELIMITACIÓN DE ÁREAS AFERENTES PARA ELEMENTOS DE DRENAJE. 77
11.2.2 CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO POR MÉTODO RACIONAL....78

11.3 DISEÑO GEOMETRICO DE CUNETAS....78

11.4 DISEÑO GEOMÉTRICO DE CANALES DE DESCARGA PRINCIPAL 80

11.5 VERIFICACION HIDRAULICA CUNETAS TIPO 1, 2 Y 3....83

11.6 DISEÑO DE SISTEMA DE SUB-DRENAJE. 88
11.6.1 ESTIMACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO....88
11.6.2 CAUDAL POR ABATIMIENTO DE RED DE FLUJO FILTROS INTERCEPTORES 90
11.6.3 TUBO PARA SUB-DRENES PARA MEJORA DE EFICIENCIA:....92

12 EVALUACIÓN SISMOLÓGICA....95

12.1 CONSIDERACIONES REGIONALES....95

13 DISEÑO DE OBRAS PARA MANEJO Y SOLUCIÓN GEOTÉCNICA....97

14 PLANOS DETALLADOS DE DISEÑO....101

15 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO....105

16 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO 106

16.1 CANTIDADES DE OBRA....106

16.2 PRESUPUESTO RESUMIDO....107

17 ESPECÍFICACIONES TÉCNICAS....109

18 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN 110

19 ASPECTOS TÉCNICOS PRODUCTO DE LA CONSULTORIA DE ESTUDIOS Y DISEÑOS APLICADOS A LA MGA 110

19.1. IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA 110

19.2. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN Y MANEJO GEOTECNICO....110

19.3. ESTADO ACTUAL 111

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización de la zona del deslizamiento y el área de influencia. 10
Figura 2. Mapa de unidades geológicas a nivel regional, a escala 1:25.000. Tomado de la plancha 171-Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá). 11
Figura 3. Perfil geológico, sección A-A'. Fuente: Autor 11
Figura 4: Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio. Tomado de la plancha 171- Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá). 13
Figura 5.Anticlinal de Arcabuco y la Falla de Boyacá Cartografía a escala 1:100.000. Tomado de "Atlas Geológico de Colombia", SGC, 2023 14
Figura 6. Mapa de unidades geomorfológicas, Sector Quebrada de Becerras. Cartografía a escala 1:25.000. Tomado del Atlas Geomorfológico del departamento de Boyacá. 15
Figura 7. Clasificación de las principales coberturas en la zona. Tomado de la metodología Corine Land Cover adaptada para Colombia a escala 1.100.000, IDEAM. 17
Figura 8. Mapa de cobertura del suelo para el sector donde se ubica el área a intervenir. Fuente: Autor 18
Figura 9. Mapa de uso del suelo para el sector donde se ubica el área a intervenir. Fuente: Autor 19
Figura 10 Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo. 24
Figura 11 Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo. 24
Figura 12 Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo. 25
Figura 13 Serie multianual de precipitación total (mm) Estación Duitama. 26
Figura 14 Diagrama de cajas y bigotes precipitación mensual (mm) Estación Duitama. 28
Figura 15 Serie multianual de número de días con precipitación - Estación Duitama. 29
Figura 16 Diagrama de cajas y bigotes número de días con precipitación estación Duitama. 30
Figura 17 Serie multianual de máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama. ..31
Figura 18 Diagrama de cajas y bigotes para máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama. 32
Figura 19 Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Gumbel tipo I) Estación Duitama. 33
Figura 20 Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Pearson TIII) Estación Duitama mejor bondad de ajuste, D=0.09451 33
Figura 21 Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Log – Pearson TIII) Estación Duitama. 34
Figura 22: Serie multianual de máximos acumulados de precipitación en 5 días (mm) Estación Duitama....35
Figura 23. Curva de frecuencia de precipitación máxima acumulados en 5 días (mm) para los periodos de retorno definidos (Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama. 36
Figura 24: Serie multianual de máximos mensuales de precipitación (mm) Estación Duitama. 37
Figura 25: Curva de frecuencia de máximos mensuales de precipitación (mm) para los periodos de retorno definidos (Log Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama. 38
Figura 26 Curva IDF sintética Estación San Pablo. 39
Figura 27. Esquema de localización de los sondeos, perforaciones y apiques de exploración del perfil del suelo, sobre la planta topográfica del área del proyecto, incluyendo la ubicación de las pruebas de percolación infiltración. 44
Figura 28 Registro fotográfico de muestras recuperadas para la caracterización física y mecánica del perfil del suelo. 46
Figura 29. Correlación estratigráfica de los registros de los sondeos o perforaciones de exploración del 3-4-9 48

Figura 30. Correlación estratigráfica de los registros de los sondeos o perforaciones de exploración de los apiques del 1-5. 49
Figura 31: Perfil estratigráfico promedio de propiedades y la resistencia a la penetración dinámica, tomando los resultados de los sondeos 1,2,5, y 6 de los ensayos realizados en campo y laboratorio para el suelo residual. 49
Figura 32. Perfil estratigráfico promedio de propiedades y la resistencia a la penetración dinámica, tomando todos los resultados de los apiques del No. 1-5, de los ensayos realizados en campo y laboratorio.....50
Figura 33: Perfil estratigráfico promedio general de propiedades índice, basado en los sondeos 1,2,5 y 6 de los ensayos realizados en campo y laboratorio para el suelo residual.....50
Figura 34. Perfil estratigráfico promedio general de propiedades índice, basado en los apiques del 1 al 5, de los ensayos realizados en campo y laboratorio para el suelo residual.....51
Figura 35. Perfil del movimiento con la ubicación con fines ilustrativos de las correlaciones estratigráficas a partir de los datos de las perforaciones.....51
Figura 36: Ubicación de las pruebas de infiltración realizadas en campo, método de Porchet para determinación de la conductividad hidráulica k.....55
Figura 37: Pruebas de infiltración en campo, método de Porchet para determinación de la conductividad hidráulica k y capacidad de infiltración.....56
Figura 38. Perfil geológico – geotécnico A_A', con las respectivas capas promediadas y diferenciadas encontradas en la exploración geotécnica, en la condición natural actual. 66
Figura 39. Perfil geológico – geotécnico A_A', con las respectivas capas promediadas y diferenciadas encontradas en la exploración geotécnica, con intervención futura de abatimiento de nivel freático.....66
Figura 40. Perfil geológico – geotécnico A_A', con las respectivas capas promediadas y diferenciadas encontradas en la exploración geotécnica, con intervención futura de abatimiento de nivel freático y reconformación con movimiento de tierras.....67
Figura 41 Ubicación del trazado del perfil geológico- geotécnico perfil A – A' en planta. 68
Figura 42 Perfil geológico – geotécnico A_A', con las respectivas capas promediadas y diferenciadas encontradas en la exploración geotécnica., modelo de infiltración mensual y variación de la red de flujo.....69
Figura 43: Suelo Tipo D, Espectro de aceleraciones de diseño como fracción de g.....70
Figura 44 Factor de seguridad Perfil A-A'. Condición normal- actual. Escenarios estático y sísmico. 73
Figura 45. Factor de seguridad Perfil A-A'. Abatimiento de nivel freático. Escenario estático y sísmico.....74
Figura 46. Factor de seguridad Perfil A-A'. Cortes de reconformación del terreno y abatimiento del nivel freático. Escenario estático y sísmico.....75
Figura 47. curvas IDF sintéticas estación Duitama (24030350) 77
Figura 48. Dimensiones mínimas para zanjas de coronación (INVIAS, 2009). 79
Figura 49. Diseño perfil transversal cuneta Tipo 1, para las cunetas de coronación, ramales en espina de pescado y bermas. 80
Figura 50. Diseño perfil transversal canales principales de conducción y descarga tramos 1-3A y 2-3A.....81
Figura 51. Detalles de empalme entre módulos de colcho gavión para generar el escalonamiento canales principales de conducción y descarga tramos 1-3A y 2-3A. 81
Figura 52. Diseño perfil transversal canal principal de conducción y descarga **1-3A y 2-3A**. 82
Figura 53. Planta de disposición y distribución del sistema de drenaje superficial 83
Figura 54. Velocidad de flujo Vs Gradación, para tamaños de gradación uniforme. Fuente: tomado de Manual de diseño con geosintéticos, PAVCO, 2012.....91
Figura 55 Secciones diseñadas para subdrenajes de tipo filtro francés, tipo 1 y 2.....92
Figura 56. Construcción de filtro o sub dren francés. 94
Figura 57. Mapa de Amenaza Sísmica de Colombia. Fuente: AIS 2010 96
Figura 58. Diseño geométrico y geotécnico de excavación para conformación de talud. 98
Figura 59. Sección transversal de ejemplo para conformación geométrica de excavación y estimación de cantidad de movimiento de tierras.....99

Figura 60. Diseño de las obras geotécnicas de La Quebrada Becerras 100
Figura 61: Plano 01 de 03, planta del movimiento de tierras para conformación del talud. 101
Figura 62: Plano 02 de 03, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes 102
Figura 63: Plano 02 de 03, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes 102
Figura 64: Plano 01 de 02, planta para obras de cobertura, protección de taludes 103
Figura 65: Plano 01 de 02, planta de cunetas de drenaje superficial y secciones transversales. 104
Figura 66: Plano 02 de 02, perfiles y detalles de cunetas de drenaje superficial. 104

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Ubicación del área a intervenir. 10
Fotografía 2. Formación Tilatá, Sector Quebrada Becerras. 12
Fotografía 3. Geoformas presentes en el área de estudio, Quebrada de Becerras. Fuente: Autor. 16
Fotografía 4, 5 y 6. Cunetas de la vía que conecta los municipios de Duitama y Charalá. 40
Fotografía 7 y 8. Agentes antrópicos; reservorio y actividades de ganadería. 41
Fotografía 9 y 10. Marcas que el ganado y la intervención antrópica producen en el terreno. 41
Fotografía 11 y 12. Deslizamiento sobre la vía, por el corte del talud. 42
Fotografías 13, 14, 15 y 16: Registro fotográfico de exploración geotécnica, ...43

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1 Relación de Estaciones IDEAM. 20
Tabla 2 Parámetros calculados para la distribución Gumbel TI 22
Tabla 3 Parámetros calculados para la distribución Pearson TIII. 22
Tabla 4 Parámetros calculados para la distribución Log Pearson TIII. 23
Tabla 5 Resultado prueba de bondad de ajuste Komolgorov – Smirnov. 23
Tabla 6 Parámetros curva IDF (Vargas M. & Diaz Granados, 1998). 38
Tabla 7 Variables IDF por microcuenca metodología (Vargas M. & Díaz Granados, 1998). 39
Tabla 8. Sondeos y apiques. 43
Tabla 9: Grado de variabilidad estratigráfica 47
Tabla 10: Nivel freático. 51
Tabla 11 Propiedades mecánicas de los materiales. 53
Tabla 12 Parámetros del macizo rocoso para análisis de estabilidad 54
Tabla 13: Resultados de Conductividad hidráulica ensayo de percolación prueba No. 1 57
Tabla 14: Resultados de Conductividad hidráulica ensayo de percolación prueba No. 2 57
Tabla 15: Resultados de Conductividad hidráulica ensayo de percolación prueba No. 3 57
Tabla 16: Resumen de Resultados de Conductividad hidráulica suelo. 58
Tabla 17: Descripción de uso y cobertura de suelos en el área de captación. 59
Tabla 18: Coeficiente de retención por follaje. 60
Tabla 19: Coeficiente de infiltración por textura del suelo Tipo C suelo natural y Tipo B estéril en retro llenado. 61
Tabla 20: Conductividades hidráulicas estimadas. 61
Tabla 21: Coeficiente de infiltración por pendiente. 62
Tabla 22: Coeficiente de infiltración por vegetación. 62
Tabla 23: Infiltraciones mensuales promedio con un escenario extremo a de precipitación mensual a TR 10 Y 50 años 63
Tabla 24: Infiltraciones potenciales vs lluvia para eventos de tormentas rápidas, diarias, a 5 días y mensuales con escenarios extremos a periodo de retorno TR 100 años. 64

Tabla 25 Factores de seguridad básicos mínimos para estabilidad de taludes. 65
Tabla 26 Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10).....70
Tabla 27 Clasificación del suelo y obras civiles según NSR 10.....70
Tabla 28. Parámetros sísmicos calculados para análisis pseudo estático de taludes. 71
Tabla 29 Parámetros del macizo rocoso para análisis de estabilidad. 71
Tabla 30 Propiedades mecánicas de los materiales de los suelos.....71
Tabla 31 Resultados del análisis de estabilidad para los perfiles analizados (TR 475).....72
Tabla 32. Curvas sintéticas Estación San Pablo 23060160 – IDF IDEAM.....76
Tabla 33. Planteamiento del sistema de drenaje superficial. 79
Tabla 34. Velocidades máximas para diferentes materiales de revestimiento en canales artificiales (INVIAS, 2009).....84
Tabla 35.Cálculo de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para Cunetas Tipo 1, y Tipo 2. 85
Tabla 36. Cálculo de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para Cunetas Tipo 3, CPD tramos 1 – 3A Y 2 – 3A. 87
Tabla 37. Conductividad hidráulica: 89
Tabla 38. Gradación material a ser empelado como filtro; material MF150:.....91
Tabla 39. Cálculo de caudal para los filtros franceses tipo 1 y 2, evaluando únicamente material MF150:...93
Tabla 40. Cálculo de caudal en tubo ranurado de conducción: 93
Tabla 41. Caudales de diseño comparados con los caudales obtenidos para las secciones planteadas y diseñadas: 93
Tabla 42. Aceleración sísmica como fracción de la gravedad, para distintos periodos de retorno, Para Duitama. Estudio general de amenaza sísmica de Colombia AIS (2009). 96
Tabla 43 Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10).....96
Tabla 44. Cantidades de obra Deslizamiento Quebrada Becerras 106
Tabla 45. Presupuesto de obra 107

1 INTRODUCCIÓN

Este informe contiene los resultados y memorias del proyecto cuyo objeto son los "*ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA REALIZAR OBRAS DE MITIGACIÓN DEL DESLIZAMIENTO UBICADO EN EL SECTOR QUEBRADA BECERRAS KM 4 VIA DUITAMA – CHARALÁ".*

El alcance del estudio contempla la caracterización de las variables o parámetros geotécnicos necesarios para la modelación geotécnica y el análisis de estabilidad, la planeación y diseño integral de las obras correctivas y preventivas o de mitigación necesarias para la estabilización del deslizamiento a nivel de solución y manejo geotécnico; incluyendo el análisis de las características geológicas, geomorfológicas, hidrológicas e hidráulicas en el área y perímetro circundante a la zona de deslizamiento. El alcance a nivel de diseño incluye las medidas u obras de tipo geotécnico en cuanto a la reconformación geométrica del talud, el diseño del drenaje y subdrenaje de las aguas de escorrentía superficial e infiltradas y también las medidas de protección del área o zona de deslizamiento reconformada.

Para la exploración y caracterización del perfil del suelo, se realizaron perforaciones, apiques y sondeos con ensayos de resistencia a la penetración dinámica en campo y el muestreo representativo de las capas del perfil de suelo. Para este propósito se ejecutaron *nueve (9.0)* sondeos principales *cinco (5.0)* apiques adicionales complementarios. Se realizaron también los ensayos de laboratorio requeridos para obtener las propiedades geomecánicas e índice de las capas que conforman el perfil del suelo y el macizo rocoso, entre ellas la resistencia al corte, la plasticidad y la deformabilidad o compresibilidad y resistencia del suelo.

En el contenido del informe se presenta detalladamente los resultados del estudio, los cuales se basan en los parámetros o lineamientos establecidos por la norma *N.S.R-10* títulos H y Título A, así como las características hidrológicas, geológicas y geomorfológicas del terreno, y las condiciones geotécnicas del área de estudio y las zonas perimetrales de entorno. Se incluyen también las memorias de investigación (Registros de sondeos en campo y de caracterización en laboratorio), resultados de la evaluación geológica y geotécnica del área o zona deslizada, las características geotécnicas del talud inestable y su entorno, los parámetros de sismicidad aplicados al diseño sismo resistente en la estabilidad de los cortes del movimiento de tierras diseñado para la reconformación geométrica y estabilización del talud deslizado. Se incluyen los resultados del estudio hidrológico y análisis hidráulico necesario para el diseño del sistema de drenaje y su drenaje de la zona inestable y su entorno.

Los componentes integrales y específicos abordados en esta consultoría de estudios y diseños, e incluidos en este informe, son los siguientes: Levantamiento topográfico, geología, evaluación de la cobertura y uso del suelo, exploración y caracterización geotécnica, estudio de estabilidad de taludes desde una perspectiva geotécnica, análisis hidrológico e hidráulico, diseño integral de las obras correctivas y preventivas o de mitigación a nivel de solución y manejo geotécnico para la estabilización del deslizamiento, la estimación detallada de las cantidades de obra para los distintos componentes integrales de las mismas, el presupuesto detallado de las obras y el programa detallado para la ejecución de las mismas.

El estudio se realizó a solicitud de la *ALCALDÍA MUNICIPAL DE DUITAMA.*

2 LOCALIZACIÓN

Departamento	Boyacá	Ciudad/Municipio	Duitama
Dirección	Vereda Quebrada Becerras		
Posición respecto al área urbana	2.7 km al Noreste del área urbana del municipio de Duitama; km 4 por la Vía Charalá		
Detalle de la ubicación.	Esquema de ubicación figura No 1 y Fotografía No 1.		



Figura 1. *Localización de la zona del deslizamiento y el área de influencia.*



Fotografía 1. *Ubicación del área a intervenir.*

3 ESTUDIO GEOLÓGICO DEL ÁREA INESTABLE Y ZONAS AFERENTES AL PROYECTO

3.1 LITOLOGÍAS Y FORMACIONES GEOLÓGICAS AFLORANTES EN EL SECTOR

La secuencia estratigráfica ***regional***, está caracterizada por rocas sedimentarias de origen marino y de transición marino- continental, ubicadas en los períodos Cretácico Superior y Neógeno. La distribución de litologías en el municipio de Duitama está dada por las formaciones: La Rusia, Labor y tierna, Plaeners, Grupo Churuvita, Conejo, Guaduas, Une, Tilatá y depósitos aluviales. (**Figura 2**)

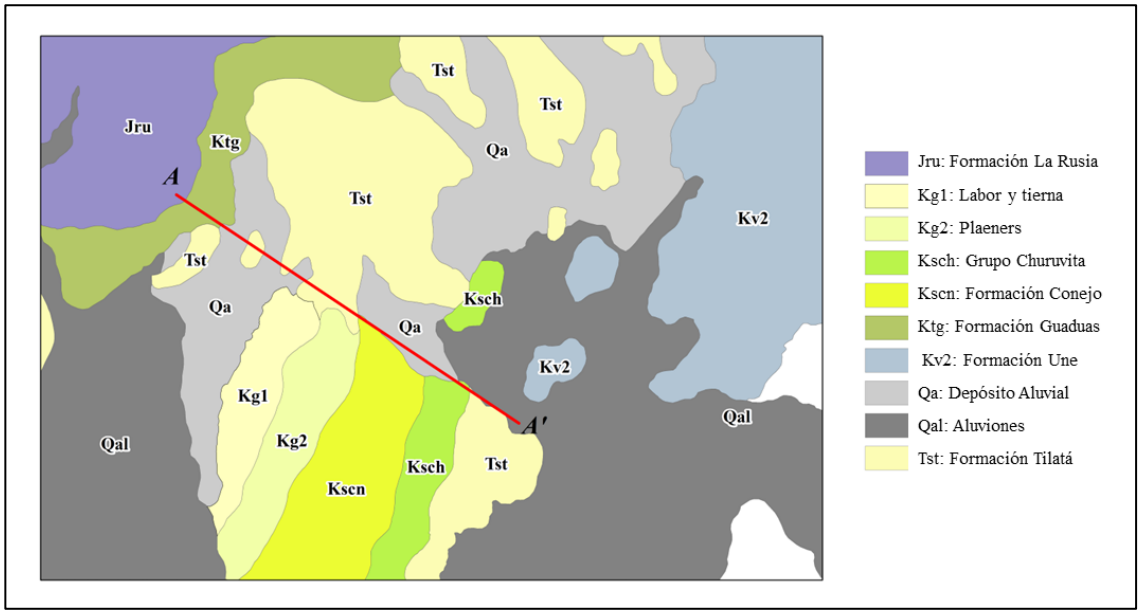


Figura 2. *Mapa de unidades geológicas a nivel regional, a escala 1:25.000. Tomado de la plancha 171-Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá).*

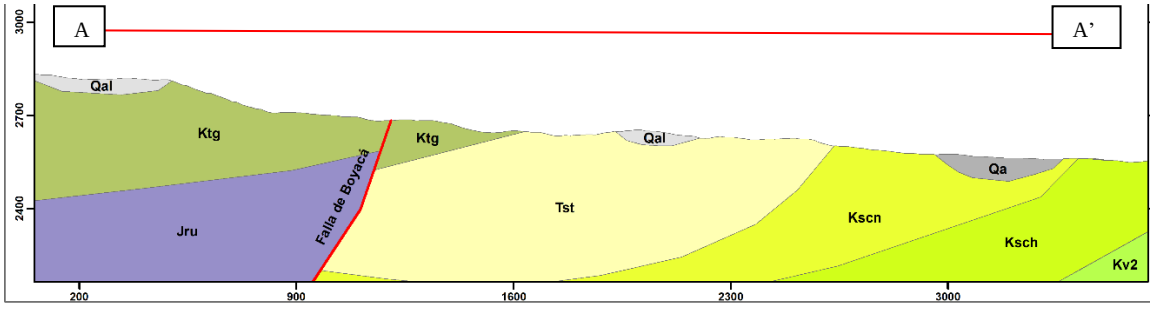


Figura 3. *Perfil geológico, sección A-A'. Fuente: Autor*

La unidad que aflora ***localmente*** en el área a intervenir corresponde a la Formación Tilatá (Tst).

La ***Formación Tilatá (Tst)*:** Scheibe (1933), nombro como Tilatá a un conjunto de areniscas de grano grueso, con clastos de cuarzo que afloran en la Hacienda Tilatá en la represa del Sisga. Hubach (1957) la elevó al rango de Formación y la estudió en lo que llamó cuenca de Chocontá – Villapinzón. Julivert (1961) en el

estudio de la Sabana de Bogotá, llama Formación Tilatá a una terraza alta con sedimentos lacustres y para Helmens & Van der Hammen (1995), la Formación Tilatá esta subdivida en los miembros Tequendama, Tibagota (Tilatá inferior) y Guasca (Tilatá Superior).



Fotografía 2. *Formación Tilatá, Sector Quebrada Becerras.*

Morfológicamente la Formación Tilatá (Tst) muestra terrazas con formas alomadas con varios kilómetros de extensión en forma de abanicos explayados con pendientes suaves con leve inclinación. El origen de estos depósitos está asociado con la existencia de abanicos y planicies aluviales antiguas disectados y tectonizados (Carvajal et al., 2005),

La sección tipo de la formación, presenta un espesor de 83 m, se describe como una secuencia de gravas y arenas, en donde se diferenciaron dos segmentos. El Segmento A, es arenoso, con 37 m de espesor caracterizado por arenas y gravas; hacia la parte inferior del segmento se presentan capas muy gruesas de arenas de grano medio y grueso, son granocrecientes hasta llegar al tamaño de guijarros (20 mm), tienen estratificación cruzada, laminación lenticular y en ocasiones granodecreciente. Por otro lado, el Segmento B de 46 m está conformado por capas muy gruesas de gravas grano soportadas, con tamaño de guijos (5 cm) y guijarros (20 cm), con formas elongadas, subredondeados y con evidencia de imbricación, los clastos se identifican como pertenecientes a rocas de tipo areniscas y liditas.

En la zona de estudio existen capas gruesas de gravas y cantos rodados elongados y de tamaño guija y guijarro, predominantemente areniscas, liditas y arcillas abigarradas. se presenta un intervalo de capas muy gruesas de gravas matriz- soportadas, con clastos de 2 y 4 cm; es común observar lentes de arcillas y capas delgadas de arenas. Las relaciones de campo observadas en la zona de estudio definen un contacto discordante sobre la formación Conejo (Kscn). No se visualizan de efectos de fallamiento activo dentro del área de interés. No hay evidencia de estructuras de fractura de tipo diaclasas. Forma suelos residuales con

horizonte orgánico de 20cm de espesor, la **Figura 4**, permite visualizar la geología de la zona analizada y del área que la circunda.

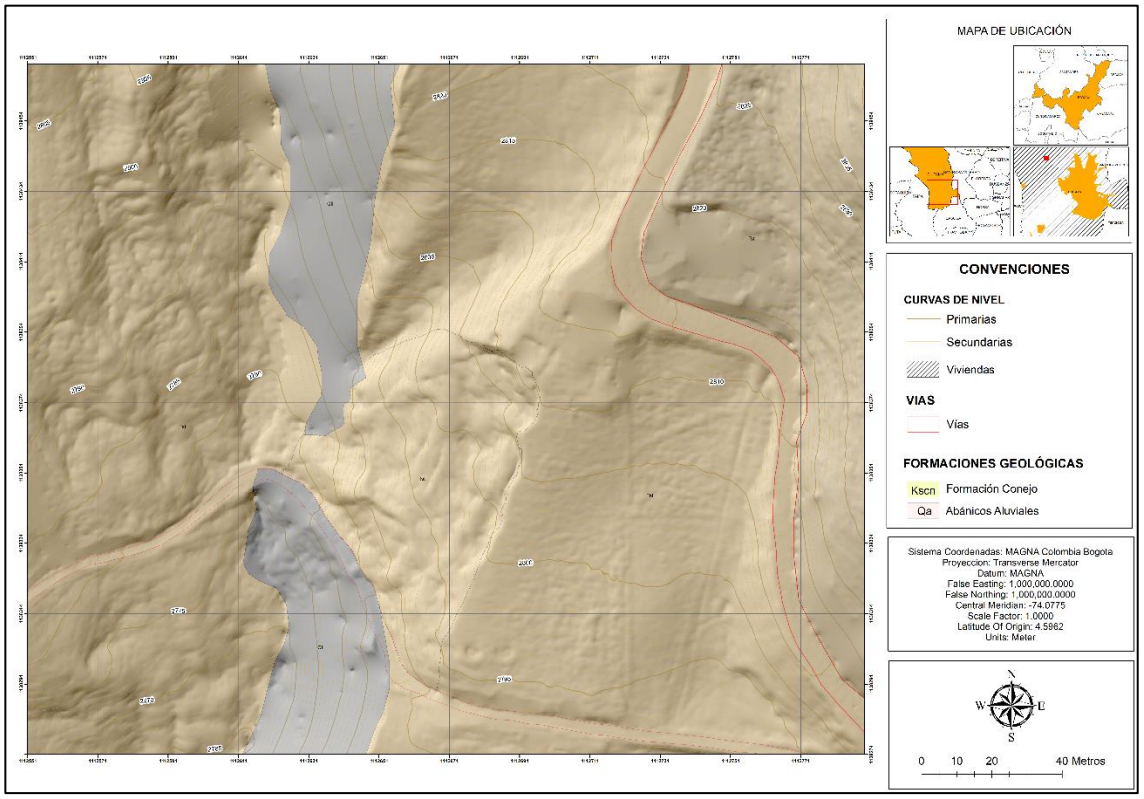


***Figura 4**: Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio. Tomado de la plancha 171- Duitama, SGC (Adaptado Gobernación de Boyacá).*

Desde el punto de vista geotécnico el suelo residual presenta procesos antrópicos de intervención en la ladera, y por procesos de meteorización propios de la dinámica erosiva de la ladera, los datos estructurales del macizo y las características del suelo se encuentran en el apartado titulado **"*EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL ÁREA*".**

Un aspecto importante para considerar corresponde a la exposición de los materiales geológicos a los agentes erosivos, como el sol, el agua y el viento, que son procesos que alteran el comportamiento de las rocas y genera progresivamente suelos residuales como el del caso de estudio, y, por ende, zonas de inestabilidad en las laderas. La topografía obedece a una condición de pendientes pronunciadas, y pudiera considerarse como un factor detonante, además de las características del suelo y los esfuerzos dentro de la masa de suelo.

Las unidades geológicas para geotecnia están descritas en el apartado "*MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO*" dentro de este mismo documento.

3.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL

A nivel ***regional*** Duitama se ubica en el flanco occidental de la cordillera oriental, sobre el altiplano cundiboyacense. Caracterizado por la alta actividad tectónica y la exposición de rocas sedimentarias del periodo cretácico superior y neógeno, que presentan estructuras principales como resultado de la alta actividad tectónica y el régimen de esfuerzos; compresional y distencional. Estos eventos generaron pliegues de tipo sinclinal y anticlinal, las estructuras más sobresalientes son: el Anticlinal de Arcabuco y el Sinclinal de Los Medios.

A continuación, se describen las estructuras que se encuentran en el área perimetral del área de estudio:

Anticlinal de Arcabuco: Constituye un pliegue cuyo eje se orienta según tendencia N78E y afecta rocas Triásico-Jurásicas y Cretácicas. Su origen se asocia al levantamiento final Andino que dio lugar a la Cordillera Oriental en el Terciario.

Sinclinal de los Medios: El Sinclinal de Los Medios es una estructura amplia de tendencia NE que parcialmente se identifica en el área. Es una estructura amplia con cabeceo al Oriente y que afecta unidades Jurásico- Triásicas y Cretácicas.

Falla de Boyacá: La Falla de Boyacá es una falla fundamental de carácter regional, de tipo inverso, convergencia al NW y sobresale como un lineamiento de tendencia N45E. La falla afecta sedimentos antiguos Jurásico- triásicos y rocas Cretácicas. En el área del proyecto no se hallaron evidencias claras de actividad neotectónica, pero algunos indicios geomorfológicos sugieren actividad durante el Cuaternario.

Regionalmente se definen dos subcuencas derivadas de la actividad tectónica de la falla de Boyacá; la subcuenca de Arcabuco - Villa de Leyva y las subcuencas de Duitama – Tunja. El área correspondiente a la zona de paramos es decir la cubierta entre los 3200 m.s.n.m. se ubica geológicamente en la subcuenca Arcabuco - Villa de Leyva al occidente de la Falla de Boyacá, formando el Anticlinal de Arcabuco.

Para la ubicación ilustrativa del municipio de Duitama con respecto a las estructuras, se tiene la **Figura 5**.

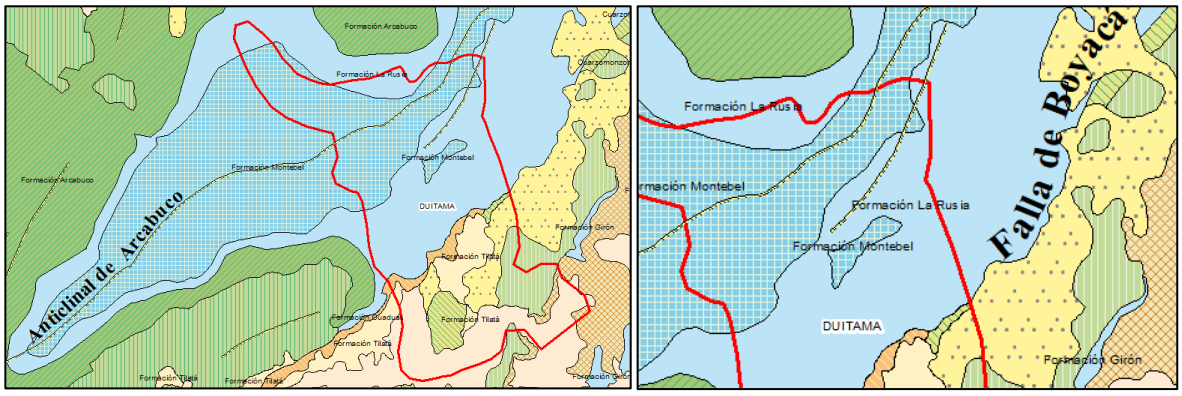


Figura 5*.Anticlinal de Arcabuco y la Falla de Boyacá Cartografía a escala 1:100.000. Tomado de "Atlas Geológico de Colombia", SGC, 2023*

4 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

El municipio de ***Duitama*** está ubicado en el sistema morfo estructural orogénico andino, en el cinturón montañoso plegado y fallado correspondiente a la cordillera oriental colombiana. Este sector, ubicado en la parte central de Boyacá, hace parte principalmente del pie de monte cordillerano contra el valle del Río Magdalena, el cual discurre en sentido SW – NE subsecuentemente al sistema de plegamiento y fallamiento principal de la región, sobre rocas sedimentarias Paleógenas y cretácicas, bajo un fuerte control estructural. El relieve de la región y las geoformas existentes, a manera general, corresponde a un ambiente montañoso estructural denudacional y en segundo grado, algunas geoformas propias de un ambiente aluvial de montaña, ligadas a los cursos de los ríos principales y quebradas del sector.

A continuación, en la **Figura 6** se muestran las geoformas ***locales*** que caracterizan el área a intervenir.

Ambiente	Código	Descripción
DENUDACIONAL	Dldebl	Lomo denudado bajo de longitud larga
	Ftae	Escarpe de terraza de acumulación.
	Fpla	Planicie y delta lacustrito
FLUVIAL	Ftan	Terraza de acumulación antigua
	Sl	Lomos
ESTRUCTURAL	Slcps	Ladera de contrapendiente suave

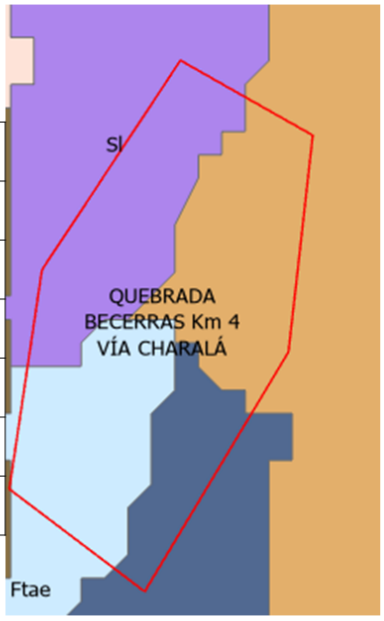


Figura 6. *Mapa de unidades geomorfológicas, Sector Quebrada de Becerras. Cartografía a escala 1:25.000. Tomado del Atlas Geomorfológico del departamento de Boyacá.*

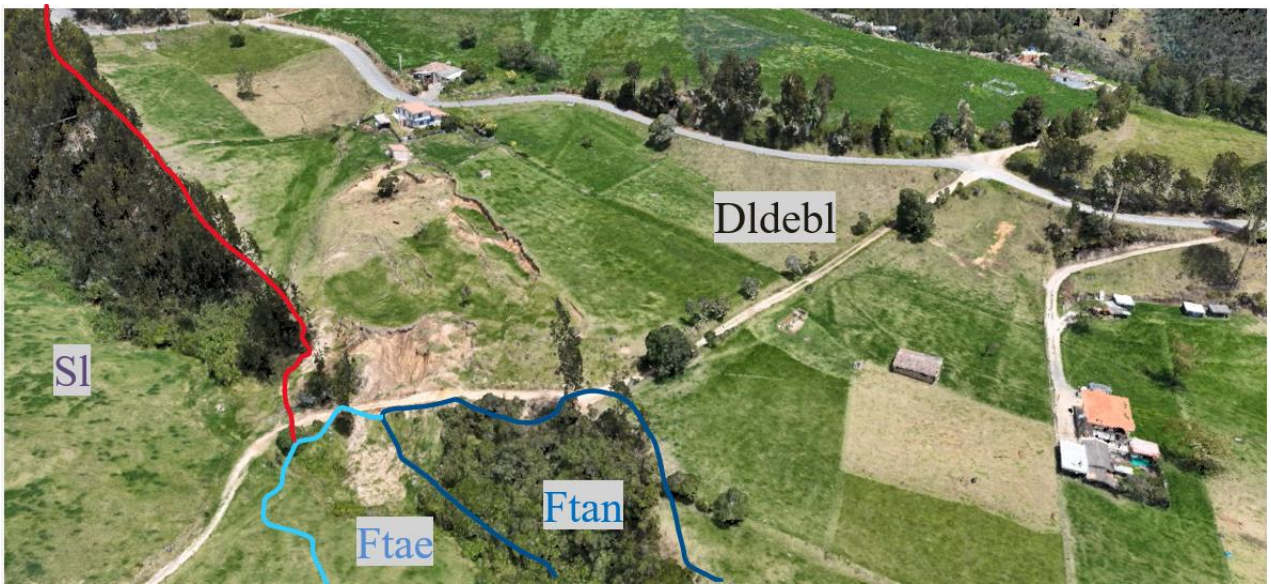
Dentro del ambiente denudacional se observa un lomo denudado bajo de longitud larga, que se encuentra en proceso de disección. Otra geoforma de menor magnitud corresponde a un deslizamiento superficial, cuyo mecanismo principal es de tipo traslacional y superficial, relacionado principalmente con el desarrollo de perfiles de suelo residual a partir de las rocas arcillosas recientes, sobre las laderas de alta a media pendiente. Dicho deslizamiento deja una topografía cóncava en la ladera, y un lóbulo de topografía convexa, correspondiente a las masas deslizadas y acumuladas ladera abajo.

La quebrada becerras en la actualidad desarrolla procesos de erosión vertical sobre la zona baja del área sin influencia significativa sobre la ladera inestabilizada actualmente. Siendo evidente que el corte realizado para el trazo de la carretera terciaria veredal en la pata del talud y el retiro de los árboles de eucalipto que son muy eficientes en la absorción de las aguas infiltradas en la ladera, se consideran como los factores precursores

en la generación de la inestabilidad, y como factores detonantes, la acumulación de aguas lluvias infiltradas al interior de la masa inestable por las grietas de tracción.

En los criterios geomorfológicos para movimientos en masa; se evidencian escarpes menores en la corona del deslizamiento y flancos, grietas de tracción en el cuerpo deslizado, depósitos en el pie de laderas, contra la quebrada, zonas de infiltración en la corona de los taludes; con base en lo anterior es importante aclarar que, las intervenciones antrópicas, desarrolladas de forma incorrecta, que consisten en deforestación, cortes de carreteras en el pie del talud en cuestión, sistemas de drenaje superficial de la vía con algunas deficiencias de diseño en lo que concierne a la descarga ladera abajo, permiten infiltración en el terreno relacionado con la zona del deslizamiento lo que desencadena y acelerar procesos de erosión o infiltración.

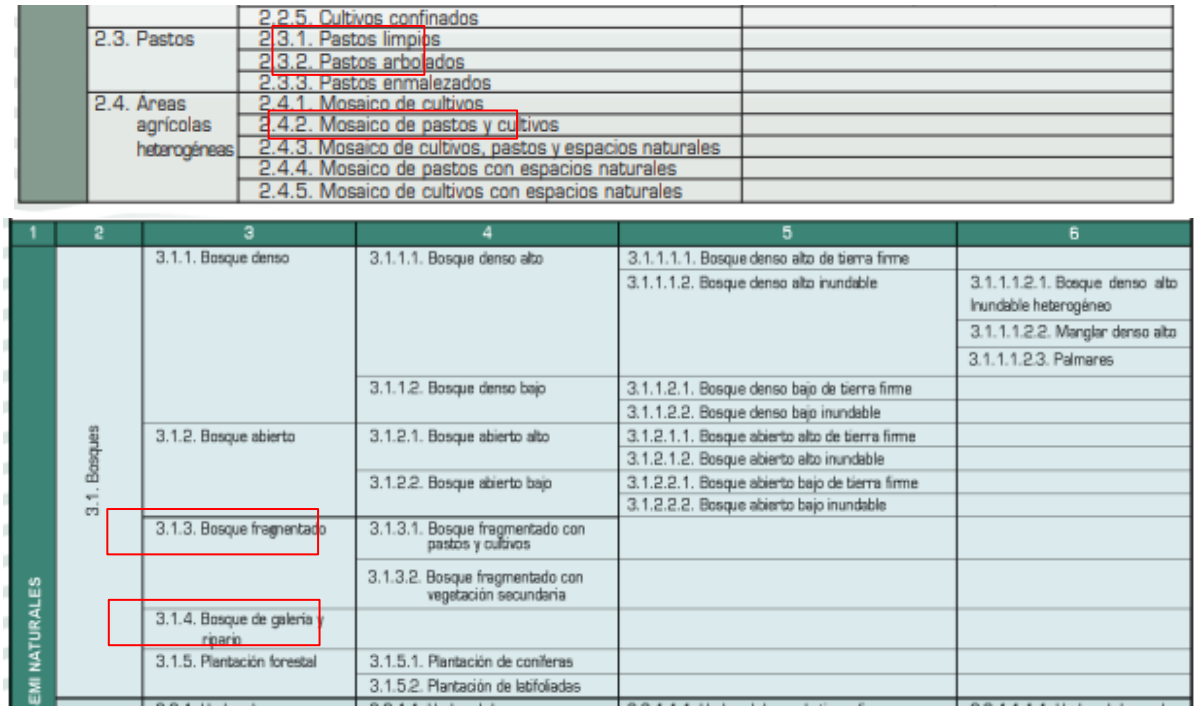
Dentro de los procesos morfodinámicos más destacados están los procesos antrópicos que depositan aguas de escorrentía recogidas por alcantarillas construidas para la vía, y procesos de infiltración de reservorios sin impermeabilizar. También existen cultivos y áreas de infiltración, en zonas de pastoreo, por lo que la recarga de la red de flujo de aguas infiltradas es el principal factor y el más crítico que debe intervenirse para estabilizar dicha ladera.



***Fotografía 3**. Geoformas presentes en el área de estudio, Quebrada de Becerras. Fuente: Autor.*

5 COBERTURA Y USO DEL SUELO

Con el propósito de analizar los efectos de la cobertura vegetal en las zonas adyacentes al talud y su influencia en la inestabilidad de la ladera, se llevó a cabo la interpretación de los procesos que inciden en el talud, ya sean de origen natural o antrópico, así como en las áreas circundantes. Con el fin de evaluar la relación entre la cobertura vegetal y el uso en la estabilidad del suelo, se elaboraron mapas de cobertura y uso del suelo. Estos mapas se basaron en la aplicación de la metodología Corine Land Cover adaptada para Colombia, en concordancia con las especificaciones sobre los usos del suelo proporcionadas por el IDEAM.
Las coberturas están clasificadas hasta el nivel 4 según el alcance de la tabla establecida por la metodología.



		2.2.5. Cultivos confinados			
	2.3. Pastos	2.3.1. Pastos limpios			
		2.3.2. Pastos arbolados			
		2.3.3. Pastos enmalezados			
	2.4. Areas agrícolas heterogéneas	2.4.1. Mosaico de cultivos			
		2.4.2. Mosaico de pastos y cultivos			
		2.4.3. Mosaico de cultivos, pastos y espacios naturales			
		2.4.4. Mosaico de pastos con espacios naturales			
		2.4.5. Mosaico de cultivos con espacios naturales			

1	2	3	4	5	6
EMI NATURALES	3.1. Bosques	3.1.1. Bosque denso	3.1.1.1. Bosque denso alto	3.1.1.1.1. Bosque denso alto de tierra firme	
				3.1.1.1.2. Bosque denso alto inundable	3.1.1.1.2.1. Bosque denso alto inundable heterogéneo
					3.1.1.1.2.2. Manglar denso alto
					3.1.1.1.2.3. Palmares
			3.1.1.2. Bosque denso bajo	3.1.1.2.1. Bosque denso bajo de tierra firme	
				3.1.1.2.2. Bosque denso bajo inundable	
		3.1.2. Bosque abierto	3.1.2.1. Bosque abierto alto	3.1.2.1.1. Bosque abierto alto de tierra firme	
				3.1.2.1.2. Bosque abierto alto inundable	
			3.1.2.2. Bosque abierto bajo	3.1.2.2.1. Bosque abierto bajo de tierra firme	
				3.1.2.2.2. Bosque abierto bajo inundable	
		3.1.3. Bosque fragmentado	3.1.3.1. Bosque fragmentado con pastos y cultivos		
			3.1.3.2. Bosque fragmentado con vegetación secundaria		
		3.1.4. Bosque de galería y ripario			
		3.1.5. Plantación forestal	3.1.5.1. Plantación de coníferas		
			3.1.5.2. Plantación de latifoliadas		

Figura 7. *Clasificación de las principales coberturas en la zona. Tomado de la metodología Corine Land Cover adaptada para Colombia a escala 1.100.000, IDEAM.*

La **Figura 8** y **Figura 9** reflejan los resultados de los mapas que muestran los usos y coberturas del suelo que se van a describir y analizar a continuación.

En las áreas circundantes al talud, las coberturas predominantes incluyen pastos limpios y pastos arbolados, con ocasional presencia de áreas identificadas como mosaicos de cultivos y pastos. En la zona de deslizamiento, la cobertura actual consiste principalmente en pastos limpios, la presencia de vegetación baja contribuye a reducir la erosión y mitiga la escorrentía superficial directa sobre el suelo qué sugiere un impacto positivo para mitigar los procesos erosivos y en la gestión del flujo hídrico superficial.

La presencia de indicios de la tala de algunos árboles, posiblemente de más de 3 metros de altura, pertenecientes al género *Eucalyptus*, sugiere que esta intervención en la capa vegetal ha llevado a una disminución en la capacidad de la cobertura para interceptar el agua a profundidad, las raíces tienen un papel importante al absorber y retener agua, contribuyendo así a regular tanto la altura del nivel freático como la saturación de los materiales presentes en el suelo. En ausencia de este proceso la masa se desliza.

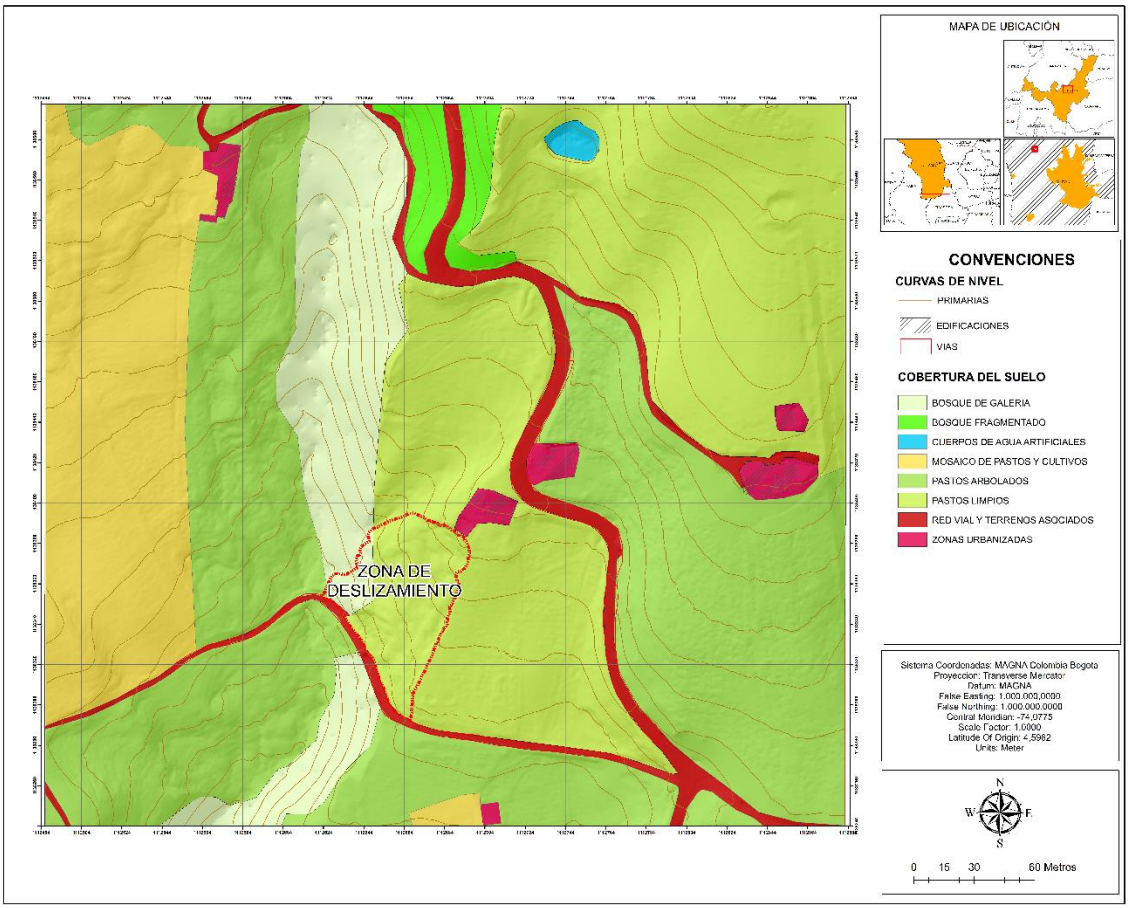


***Figura 8**. Mapa de cobertura del suelo para el sector donde se ubica el área a intervenir. Fuente: Autor*

La elevada tasa de infiltración se atribuye al intenso pastoreo que ha provocado deformaciones superficiales, tales como la formación de terrazas y hundimientos menores en diversas áreas del terreno. Esta infiltración de agua da lugar a presiones intersticiales elevadas, generadas por el fluido en profundidad, lo que a su vez reduce la resistencia del suelo e induce la relajación del material debido al desconfinamiento de la base del talud.

En el ámbito local, el uso de los suelos es de tipo residencial, pastoreo, tierras en descanso y transporte, los usos del suelo son factores importantes en la generación de deslizamientos. La infraestructura de drenaje de las vías no cuenta con el mantenimiento necesario para descolar el drenaje del agua de escorrentía que se desvía hacia los predios donde está la zona a intervenir; En la parte superior de la vía, contigua al área en movimiento, hay un cuerpo de agua artificial sin impermeabilizar de tamaño considerable que presenta infiltración hacia la ladera. El terreno también recibe agua que proviene netamente de precipitaciones que caen sobre la cobertura vegetal del mismo. La infiltración es alta y en función de esto, se presenta una situación crítica de erosión en la mayor parte del área inestable.

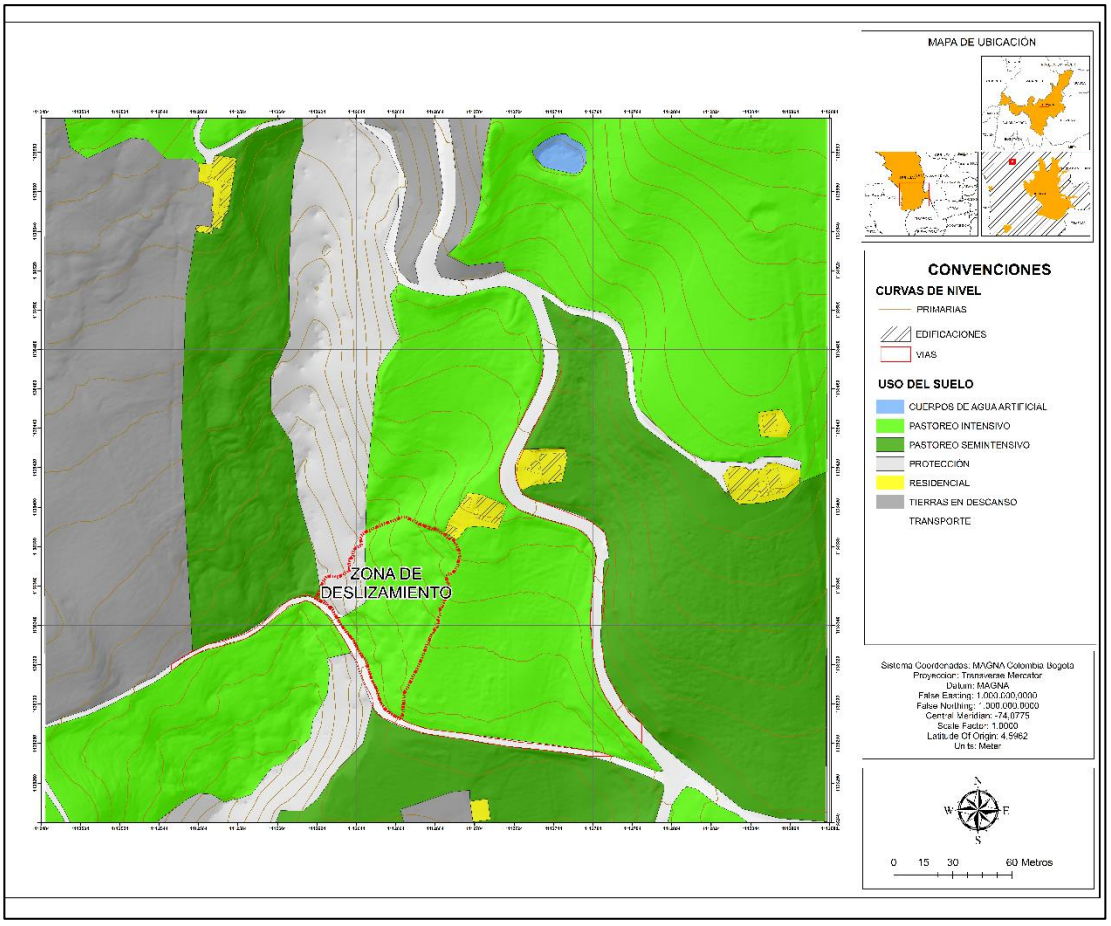


Figura 9. *Mapa de uso del suelo para el sector donde se ubica el área a intervenir. Fuente: Autor*

6 ESTUDIO HIDROLÓGICO

En la zona para la cual se lleva a cabo el presente estudio, el comportamiento hidrológico se estudia con el fin de comprender el régimen de precipitaciones tanto con la recurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos, como con el régimen hidrológico promedio, ya que es necesario identificar qué eventos generan el mayor estrés en los taludes evaluados y los mayores incrementos de nivel freático que pueden generar inestabilidad en los taludes, así como en manejo de la escorrentía superficial en el área de influencia de los taludes. Por tanto, es conveniente realizar un modelamiento hidrológico enfocado en estimar el comportamiento de la precipitación, ya sea a partir de información de parámetros hidrológicos para eventos (curvas IDF) extremos aportados por el IDEAM o con curvas IDF sintéticas a partir de modelos paramétricos locales y nacionales, así como eventos extremos de lluvias mensuales, y lluvias antecedentes en ventanas temporales de 5 días. Los datos obtenidos estarán relacionados a un periodo de retorno en los que se realizara el análisis y por lo tanto una probabilidad de ocurrencia. Esta información es vital para estimar los caudales de diseño para el manejo de aguas superficial, y el dimensionamiento de la red de drenaje superficial.

Para tal fin se consultó la información disponible en cuanto a series de parámetros hidrometeorológicos en la base de datos del IDEAM, para su posterior análisis.

6.1 SERIES DE PARAMETROS HIDROCLIMATOLOGICOS.

El estudio detallado a continuación busca analizar y evaluar el comportamiento de las diferentes variables hidro climatológicas con influencia sobre el área de estudio, con el fin de determinar el régimen hidrológico preponderante en el área, lo que servirá como insumo fundamental.

Para tal fin se contó con información de parámetros hidrometeorológicos de las estaciones meteorológicas del IDEAM presentes en la zona:

En la ***Tabla* 1** se relacionan las estaciones para las que se solicitó información, tanto para análisis como para correlación y estimación de datos faltantes en las series temporales de los parámetros hidro climatológicos requeridos, la selección se llevó a cabo considerando criterios de proximidad a la zona de estudio, representatividad del régimen hidrológico, extensión de los registros y numero de parámetros disponibles para el análisis, de manera que en algunos casos se despreciaron los datos asociados a otras estaciones próximas al sitio de estudio:

Tabla 1 *Relación de Estaciones IDEAM.*

DESCRIPCION DE LA ESTACION							
ID	CODIGO	NOMBRE	TIPO	RESP	COTA m.s.n.m.	LATITUD	LONGITUD
1	24030350	DUITAMA [24030350]	PTM	IDEAM	2540	5.830083	-73.0446

Para la estación climatológica se solicitó la información correspondiente a los siguientes parámetros:

PT es serie precipitación total diaria (mm), con la cual se derivó:

No. D.P. es serie No. días precipitación mensual.
PMAX24H es serie mensual precipitación máxima en 24h mensual (mm).

P promedio mensual (mm).
P máxima mensual Multianual (mm).
P máxima acumulada 5 días, multianual (mm).

A la información suministrada, en forma de series mensuales y anuales de los diferentes parámetros hidro climatológicos por estación, se les realizaron diferentes análisis estadísticos, entre los que cabe mencionar:

- Análisis de frecuencia: Estimación de valores extremos disponibles para los diferentes parámetros mediante ajuste a distribuciones de probabilidad de valores extremos.

- Construcción de curvas IDF: Diseño de tormentas de precipitación.

En el anexo No. 4 se presentan los cálculos realizados, así como los datos empleados.

6.2 ANÁLISIS DE FRECUENCIA EN SERIES DE PARÁMETROS HIDRO CLIMÁTICOS EXTREMOS.

El análisis de frecuencia es el tipo de enfoque más usual empleado en el modelamiento de fenómenos estocásticos para predecir la magnitud de eventos hidrometeorológicos extremos relacionados a un periodo de retorno seleccionado de acuerdo con los requerimientos del estudio en curso. Para el caso se seleccionaron periodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 20, 50, 100 años con el objetivo de contar con un amplio abanico de información a emplear en los diferentes análisis.

Para este fin es necesario ajustar los datos de las series hidrometeorológicas anuales de interés a una distribución de probabilidad de valor extremo, en este análisis se emplearon tres de las distribuciones de probabilidad más utilizadas en hidrología para estimación estadística inferencial (Ven Te, Maidment, & Mays, 1994):

Distribución de valor extremo tipo I (Gumbel)
Distribución de valor extremo tipo III (Pearson)
Distribución de valor extremo tipo III (Log - Pearson)

Las distribuciones se programaron en una hoja de cálculo y se aplicaron a cada una de las series de parámetros hidrometeorológicos anuales considerados en el análisis.

- Distribución Gumbel Tipo I:

La función de densidad de probabilidad de esta distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$f(x,\alpha,u) = \frac{1}{\alpha} e^{\left(-\frac{x-u}{\alpha} - e^{-\frac{x-u}{\alpha}}\right)} \quad para \ -\infty < x < \infty$$

Con parámetros:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}S}{\pi} \quad ; \quad u = \bar{X} - 0.5772\alpha$$

Donde: $\bar{X}$ es promedio de los datos de la serie anual y S es la varianza de los datos de la serie anual.

En la ***Tabla 2*** se presentan los valores de promedio, varianza y parámetros de la distribución Gumbel TI, calculados para cada una de las series anuales de valores extremos:

Tabla 2 *Parámetros calculados para la distribución Gumbel TI*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***MOMENTOS EST. MUESTRA***				***GUMBEL TI***	
ESTACIÓN	CODIGO	PARÁMETRO	X	S	Cs	n	α	u
DUITAMA	[24030350]	P24H	40.23	9.33	0.12	38	7.27	36.04

- Distribución Pearson Tipo III:

La función de densidad de probabilidad de esta distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$f(x,\alpha,\beta) = \begin{cases} \frac{1}{\beta^{\alpha}\Gamma(\alpha)}(x-\epsilon)^{\alpha-1}e^{-\frac{x-\epsilon}{\beta}} & para\ x > \epsilon;\ \alpha,\beta > 0 \\ 0 & para\ x \leq \epsilon \end{cases}$$

Con parámetros:

$$\alpha = \left(\frac{\overline{X}}{S}\right)^2 \quad ; \quad \beta = \frac{S^2}{\overline{X}} \quad ; \quad \epsilon = \overline{X} - S\sqrt{\alpha}$$

Donde: $\overline{X}$ es promedio de los datos de la serie anual y S es la varianza de los datos de la serie anual.

En la ***Tabla 3*** se presentan los valores de promedio, varianza y parámetros de la distribución Pearson TIII calculados para cada una de las series anuales de valores extremos:

Tabla 3 *Parámetros calculados para la distribución Pearson TIII.*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***MOMENTOS EST. MUESTRA***				***PEARSON TIII***		
ESTACIÓN	CODIGO	PARÁMETRO	X	S	Cs	n	α	β	ϵ
DUITAMA	[24030350]	P24H	40.23	9.33	0.11	38	286.44	0.55	-117.67

- Distribución Log - Pearson Tipo III:

La función de densidad de probabilidad de esta distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$f(x,\alpha,\beta) = \begin{cases} \frac{1}{\beta^{\alpha}\Gamma(\alpha)}(y-\epsilon)^{\alpha-1}e^{-\frac{y-\epsilon}{\beta}} & para\ x > \epsilon;\ \alpha,\beta > 0 \\ 0 & para\ x \leq \epsilon \end{cases}$$

Con parámetros:

$$\alpha = \left(\frac{\overline{Y}}{S_y}\right)^2 \quad ; \quad \beta = \frac{S_y^2}{\overline{Y}} \quad ; \quad \epsilon = \overline{Y} - S_y\sqrt{\alpha} \quad ; \quad y = \ln x$$

Donde: $\overline{X}$ es promedio de los datos de la serie anual y S es la varianza de los datos de la serie anual.

En la ***Tabla 4*** se presentan los valores de promedio, varianza y parámetros de la distribución Log-Pearson TIII calculados para cada una de las series anuales de valores extremos:

Tabla 4 *Parámetros calculados para la distribución Log Pearson TIII.*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***MOMENTOS EST. MUESTRA***				***LOG - PEARSON TIII***		
ESTACIÓN	CODIGO	PARÁMETRO	X	S	Cs	n	α	β	ϵ
DUITAMA	[24030350]	P24H	3.66	0.239	-0.25	38	63.30	0.03	1.76

- **Prueba de bondad de ajuste a las distribuciones de valores extremos.**

Para determinar el grado de ajuste de los datos de las series hidrometeorológica a las distribuciones de probabilidad usadas, se empleó el método de Komolgorov – Smirnov, el cual consiste en obtener la distribución de probabilidad acumulada de la muestra y compararla con la función de distribución acumulada teórica calculada a partir de los momentos de la muestra; para un cierto número de datos de la serie, el valor absoluto máximo de la diferencia entre la distribución acumulada teórica y de la muestra, no debe exceder el valor fijado por el Test para un nivel de significación elegido previamente, en este caso a=0.2 o 20%, de lo contrario se rechaza la hipótesis nula, es decir, se acepta que los datos de la serie no se ajustan a la distribución de probabilidad escogida. En la ***Tabla 5Tabla 5*** se presenta en forma resumida el resultado de la prueba para cada serie analizada:

Tabla 5 *Resultado prueba de bondad de ajuste Komolgorov – Smirnov.*

SERIE HIDROCLIMATOLOGICA			***PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE K-S a=0.2***			
ESTACIÓN	CODIGO	PARÁMETRO	Dt-NIVEL DE SIGNIFICACION a=0.2	Dmax-GUMBELTI	Dmax-PEARSON TIII	Dmax-LOG PEARSON TIII
DUITAMA	[24030350]	P24H	0.1735	0.13	0.09	0.11

Aunque los datos se ajustan de forma satisfactoria a las tres distribuciones propuestas, se observa que la serie anual de precipitación máxima en 24 horas presenta el mejor ajuste a la distribución Pearson Tipo III, sin embargo, todas cumplieron la prueba de bondad de ajuste, por lo tanto, todas son útiles para la obtención de curvas de frecuencia de los parámetros analizados; (ver ***Tabla 5***).

El ajuste de los datos de las series hidrológicas se puede observar en forma gráfica al superponer el histograma de frecuencia acumulada de los datos de las series a la curva de distribución acumulada teórica, en las ***Figura 10*** a ***Figura 12*** se muestra el ajuste grafico de las distribuciones acumuladas de los datos de las series de valores extremos anuales (rojo) analizadas, comparadas con las diferentes distribuciones de valores extremos (línea verde):

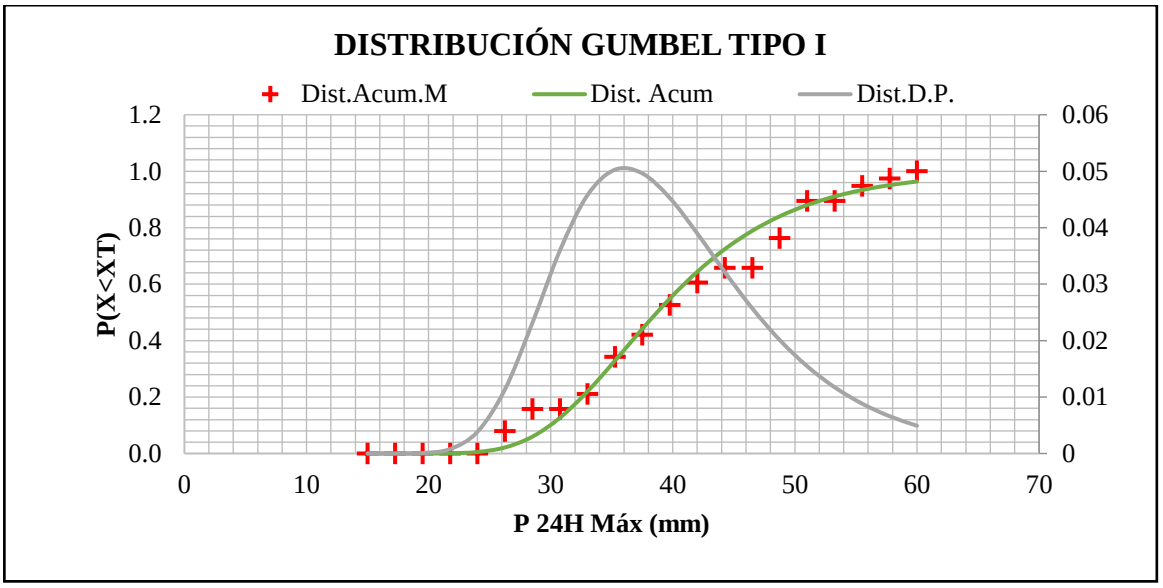


Figura 10 *Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.*

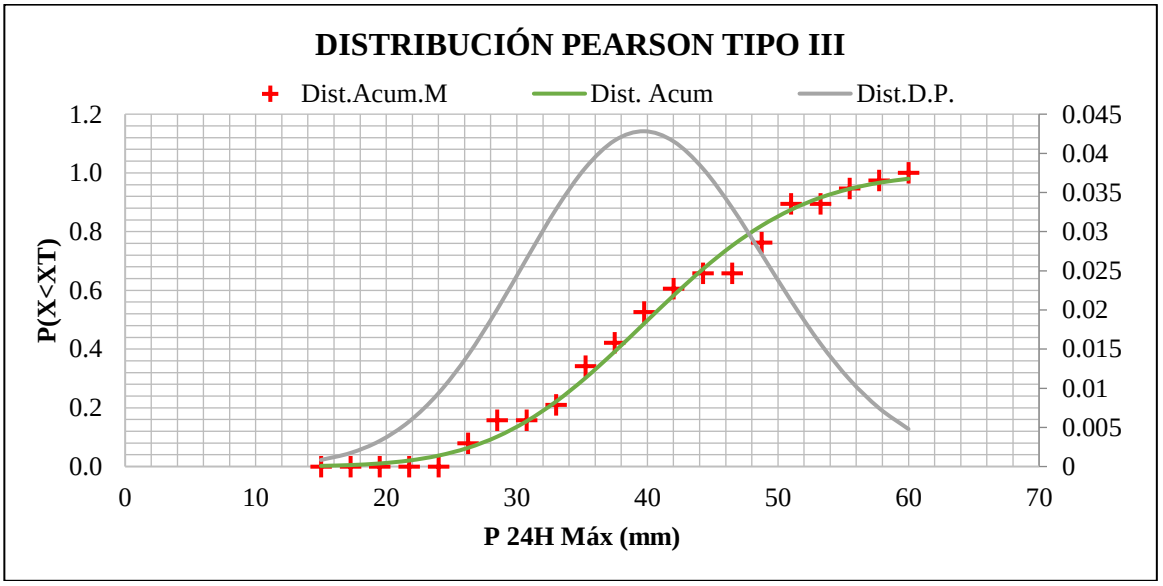


Figura 11 *Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.*

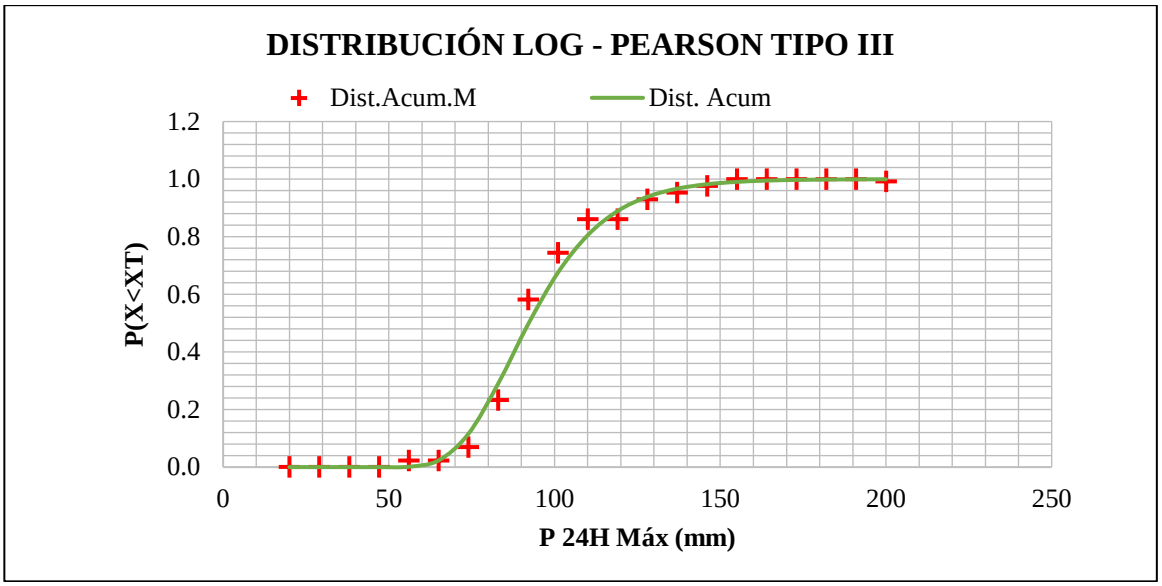


Figura 12 *Ajuste de la serie anual de precipitación en 24 horas (Est. Duitama) a las distribuciones de valor extremo.*

6.3 RÉGIMEN HIDROLÓGICO

Con el fin de caracterizar el régimen hidrológico del área de estudio, se analiza el comportamiento temporal de las variables hidrometeorológicas, lo que involucra la identificación de tendencias en las series multianuales de precipitación total, número de días con precipitación, precipitación máxima en 24 horas; así como el comportamiento de las series mensuales multianuales mediante el uso de los diagramas de cajas y bigotes.

6.3.1 PRECIPITACIÓN

En la ***Figura 13***, se presentan los datos de precipitación total anual para cada uno de los años del registro (1983 -2022), de forma general se evidencia un comportamiento cíclico caracterizado por alternancia entre años menos húmedos y años más húmedos, con una recurrencia aproximada de 6 a 7 años, que se puede asociar a la ocurrencia del fenómeno de la niña y el niño. En el registro es posible observar de igual manera algunos años marcados por precipitaciones inusualmente altas como los fenómenos ocurridos en (2011). En promedio para la zona de estudio, la precipitación promedio anual multianual es de 929.3mm.

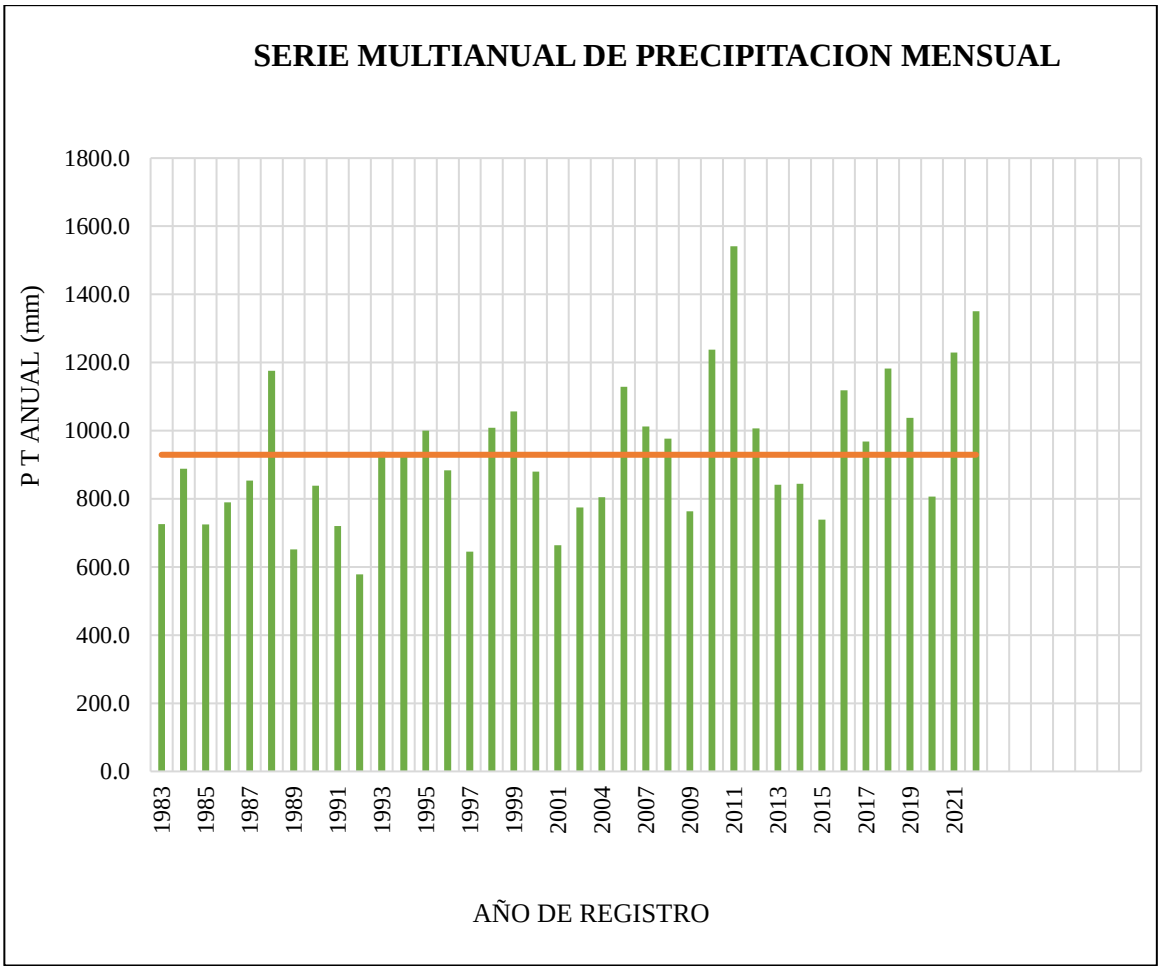
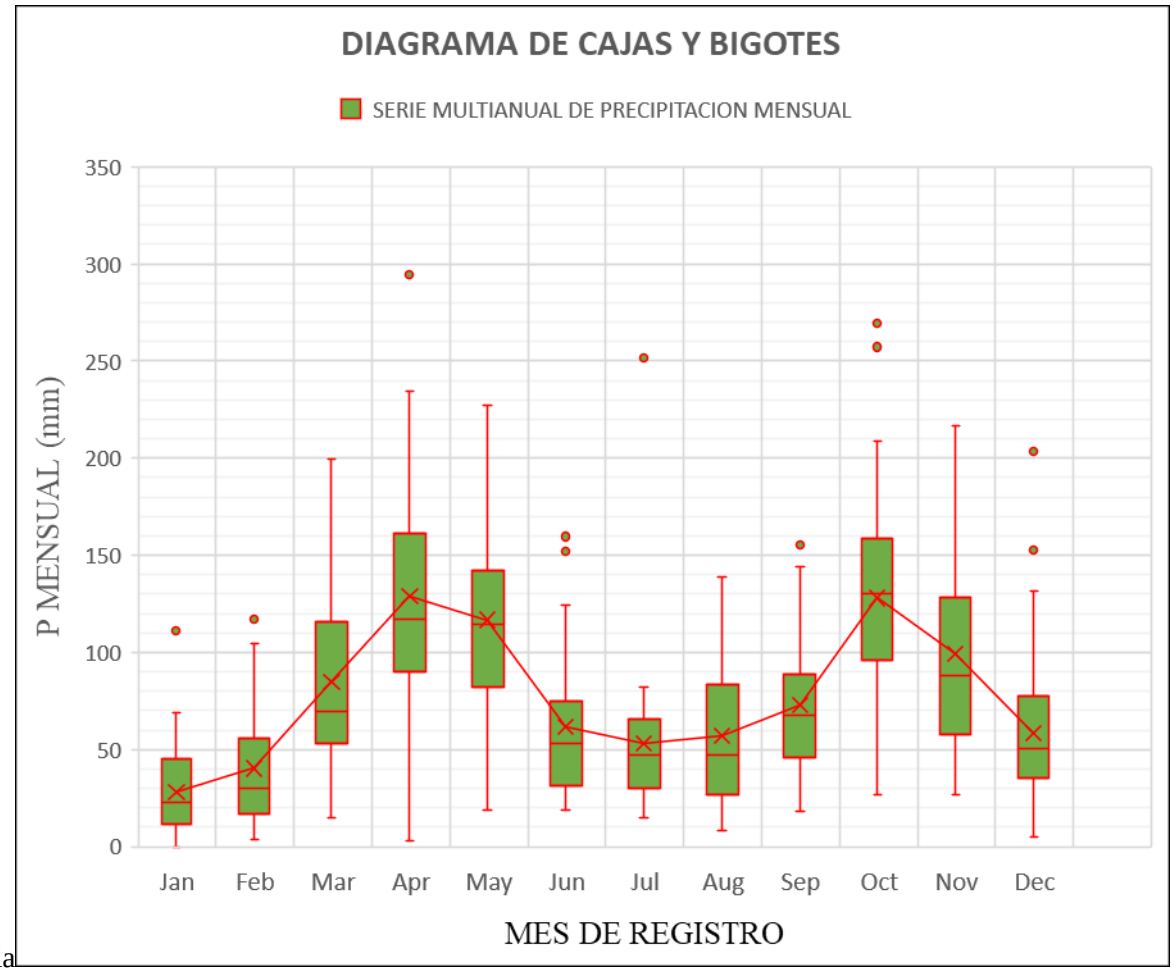


Figura 13 *Serie multianual de precipitación total (mm) Estación Duitama.*



En la **Figura *14*** se presenta del diagrama de cajas y bigotes para la serie mensual promedio multianual para la estación analizada, se observa un comportamiento bimodal en la precipitación total mensual a lo largo del año, con los meses de marzo, abril y mayo, así como octubre y noviembre, como los meses de mayores precipitaciones; alternados con julio, agosto, y enero, febrero como los meses con menores precipitaciones. Los meses de abril y octubre se caracterizan por presentar la mayor variación en los valores de precipitación lo cual se relaciona con la variación entre periodos húmedos y secos, reportando datos inusualmente altos con más frecuencia en los meses de octubre y noviembre.

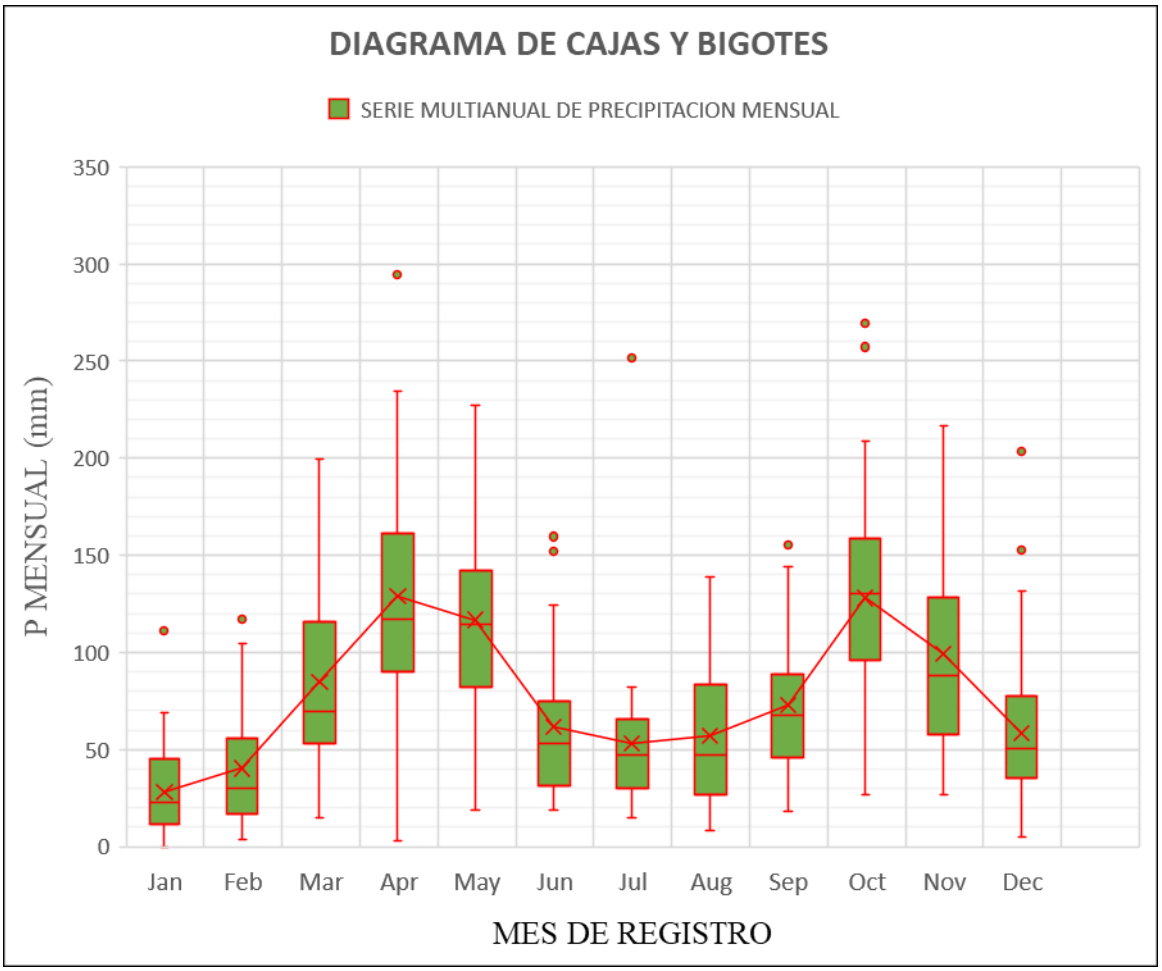


Figura 14 *Diagrama de cajas y bigotes precipitación mensual (mm) Estación Duitama.*

6.3.2 NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIÓN

La serie multianual de número de días con precipitación presentada en la
Figura 15 revela un comportamiento homogéneo en el número de días con precipitación, desde donde se ve una tendencia más o menos constante alrededor de 182 días con precipitación al año para el periodo de 1983 a 2022. No se observan cambios evidentes en la tendencia de la serie, atribuibles al cambio climático en este parámetro hidrometeorológico.

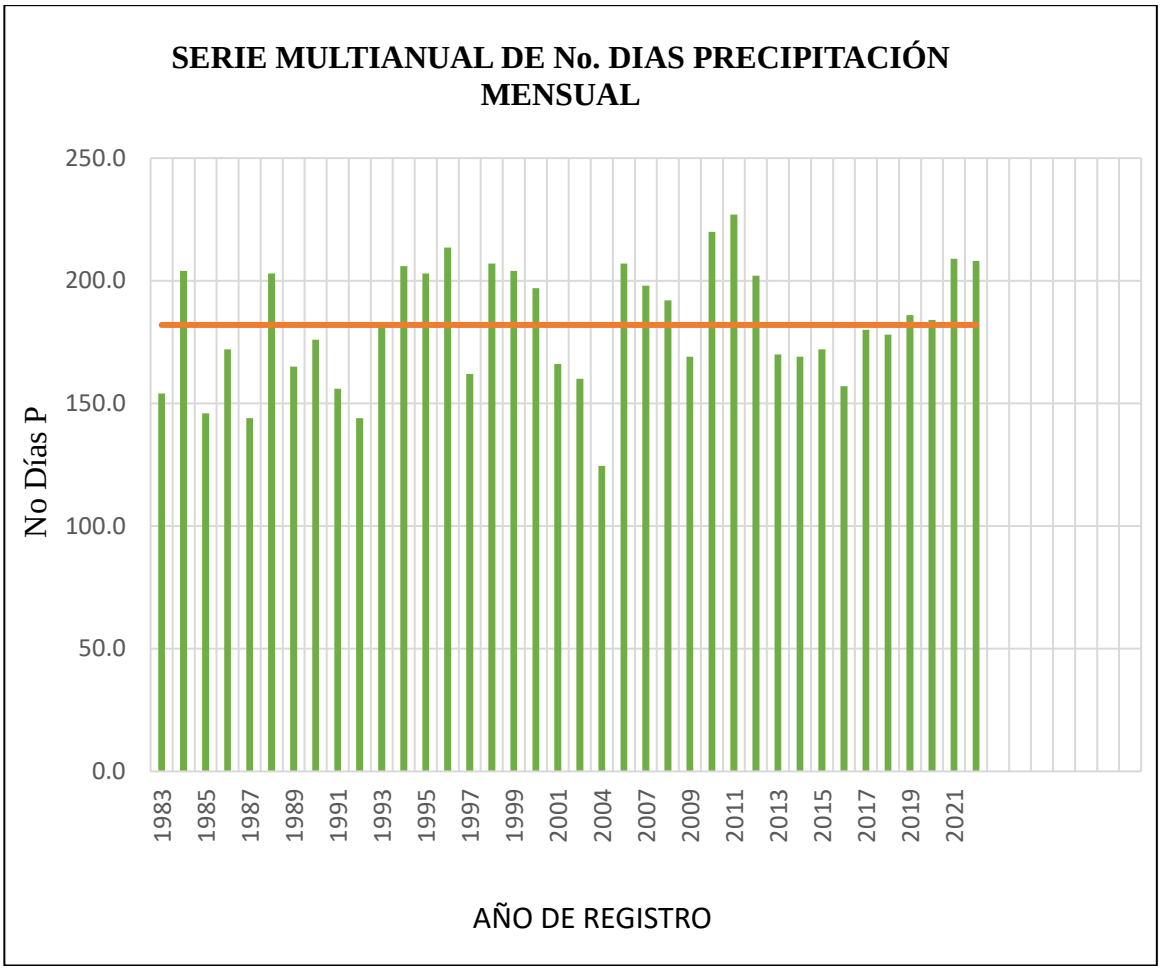


Figura 15 *Serie multianual de número de días con precipitación - Estación Duitama.*

En cuanto los valores de la serie mensual multianual, se observa un comportamiento Bimodal presentando un valor máximo en los meses lluviosos de marzo, abril, mayo, octubre y noviembre, con 19 días (/mes, mientras que, en los meses secos, el promedio de días es de 9dias/mes.

Se observa a su vez que los meses con mayor dispersión en los datos de esta variable corresponden a los meses de transición entre periodos secos e invernales del año presentando menor regularidad (ver ***Figura 16***).

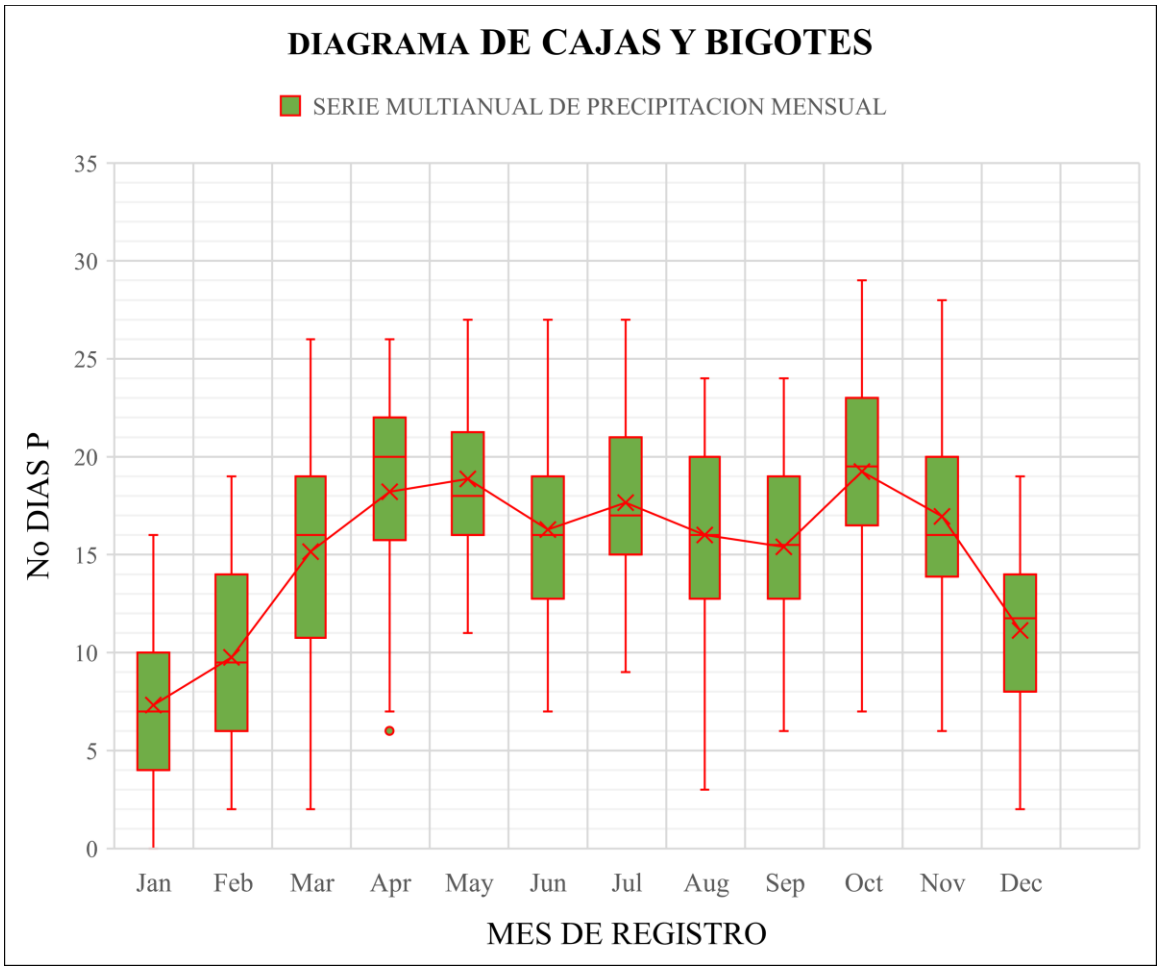


Figura 16 *Diagrama de cajas y bigotes número de días con precipitación estación Duitama.*

6.3.3 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS.

En la serie multianual de valores máximos de precipitación en 24 horas presentada en la ***Figura 17*** se observa un comportamiento altamente aleatorio y homogéneo a lo largo del registro. Para la extensión del registro se obtuvo un valor promedio multianual de 40.2mm.

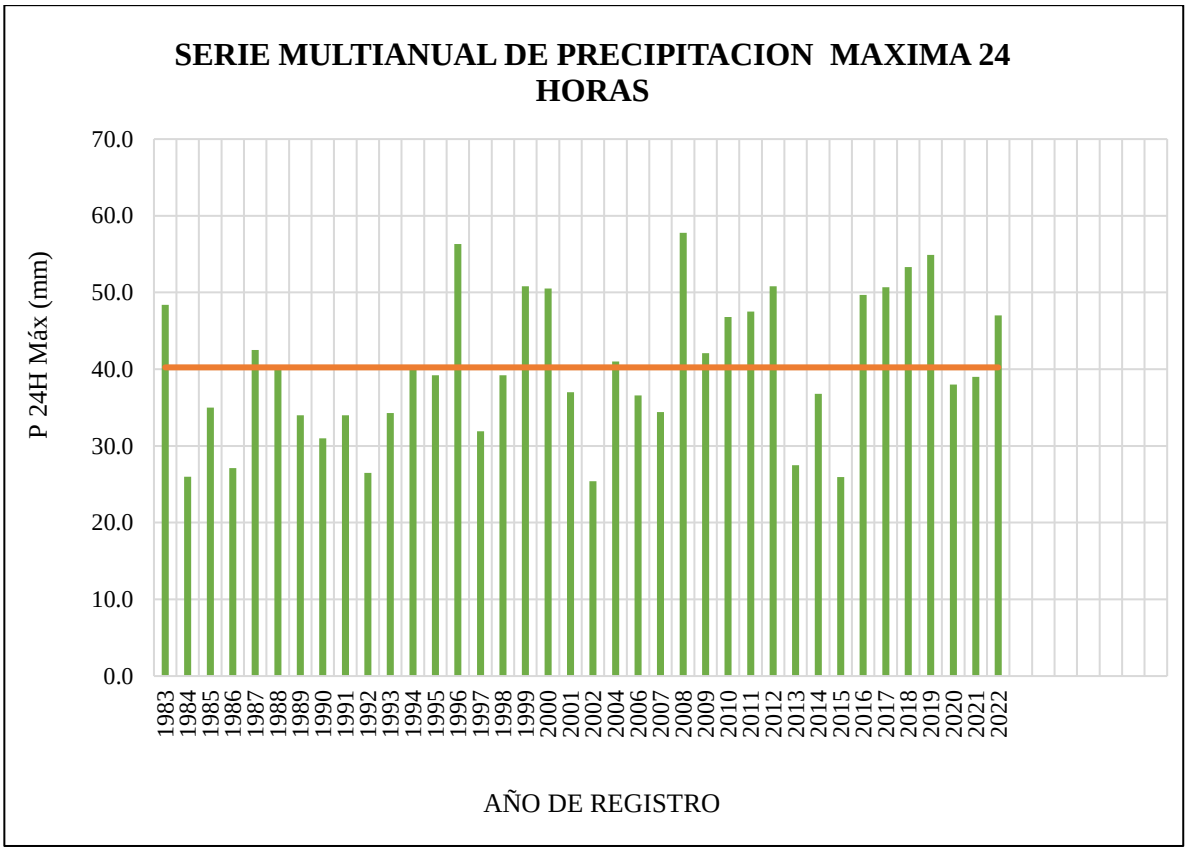


Figura 17 *Serie multianual de máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama.*

Los valores de máximos de precipitación en 24 horas serie mensual presentados en la ***Figura 18,*** se correlacionan con los meses más lluviosos, en una tendencia bimodal; los meses donde se presentan los valores mayores registrados son abril y noviembre, por lo tanto, en estos meses es más probable la ocurrencia de aguaceros extraordinarios.

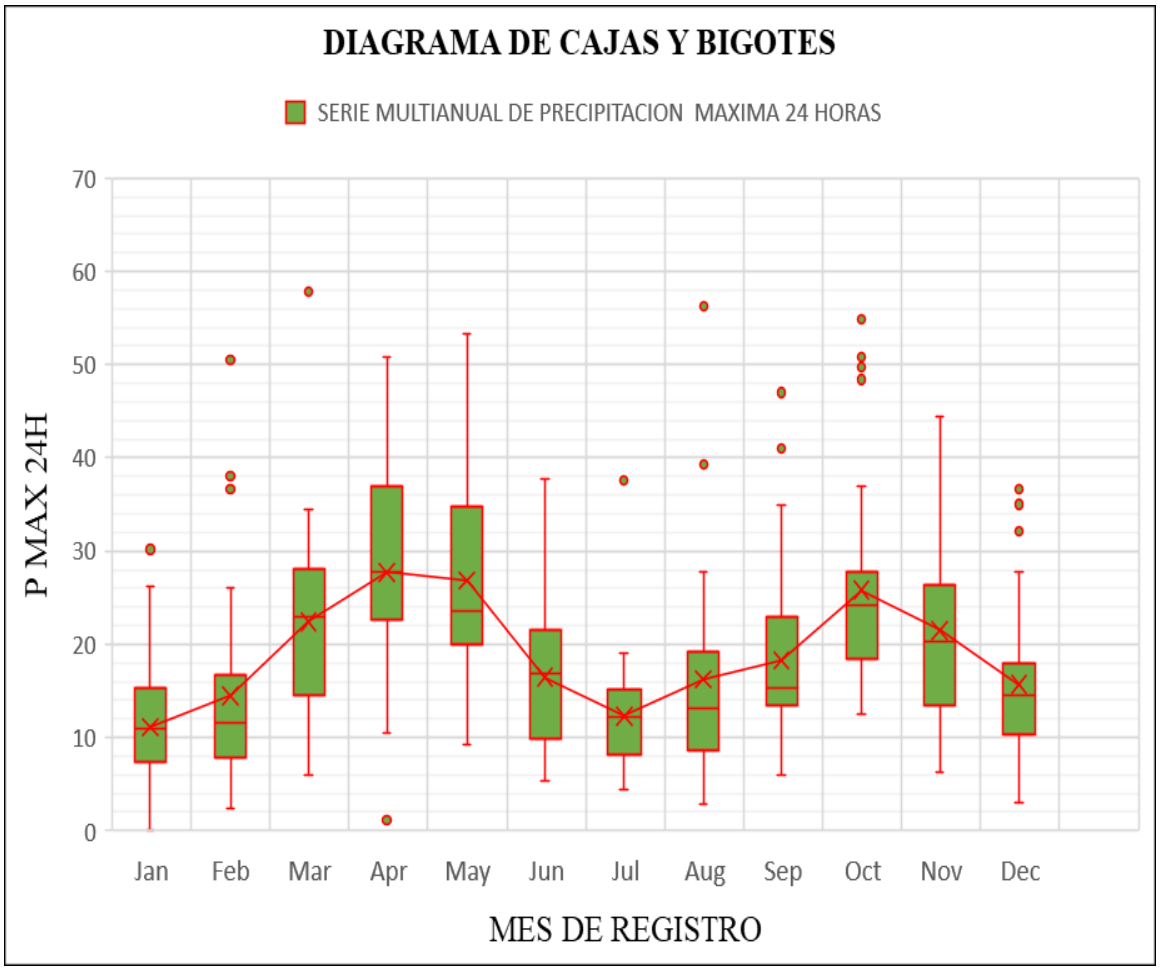


Figura 18 *Diagrama de cajas y bigotes para máximos mensuales de precipitación en 24 horas (mm) Estación Duitama.*

A continuación, se presentan gráficas resumen con los valores estimados de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno seleccionados con probabilidad de excedencia del 5% (nivel significancia) para la estación seleccionada (Estación San Pablo) y las distribuciones de valor extremo empleadas (ver **Figura 19, Figura 20** ***y*** **Figura 21***):*

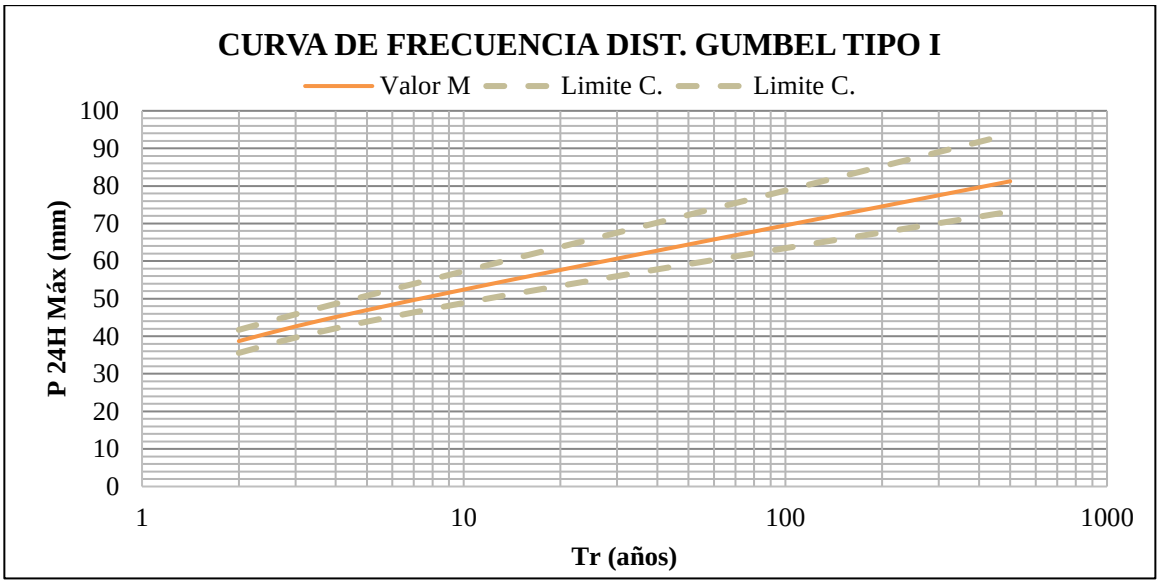


Figura 19 *Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Gumbel tipo I) Estación Duitama.*

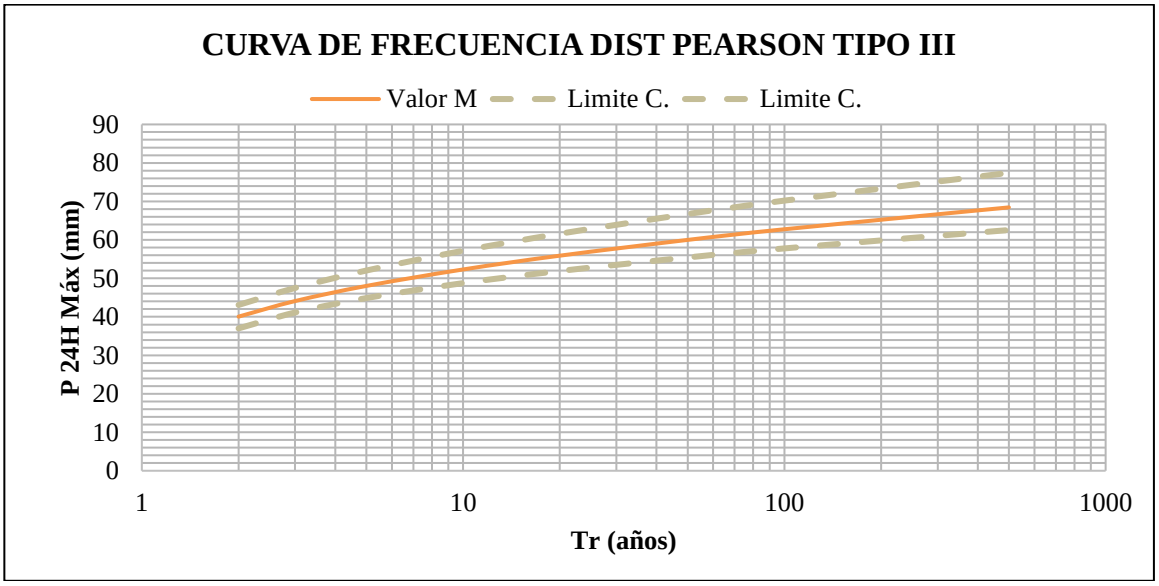


Figura 20 *Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Pearson TIII) Estación Duitama mejor bondad de ajuste, D=0.09451.*

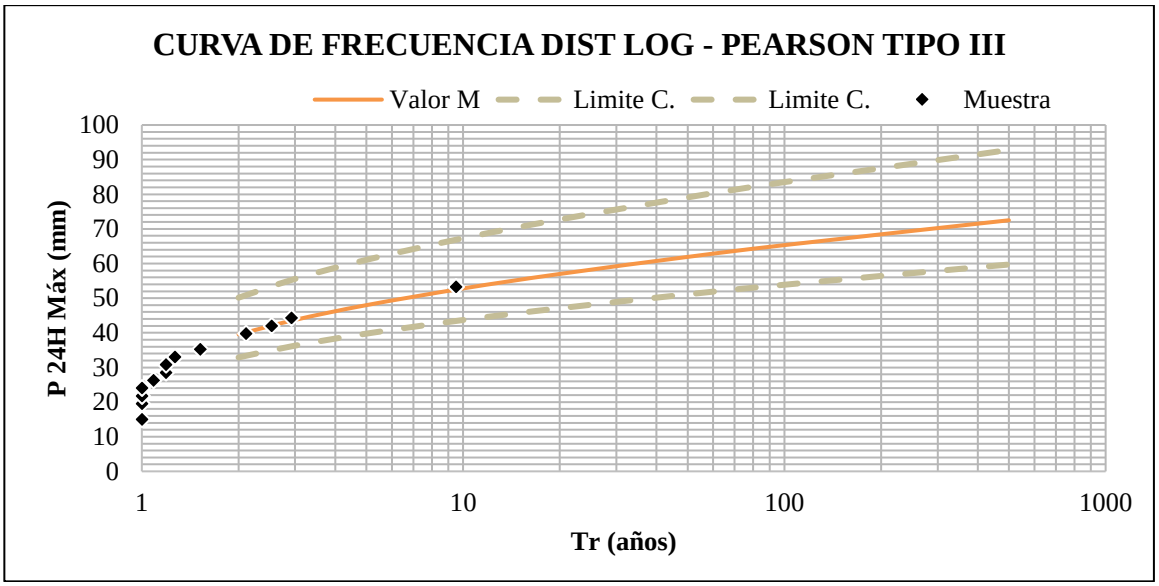


Figura 21 *Curva de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno definidos (Log – Pearson TIII) Estación Duitama.*

6.3.4 PRECIPITACIONES MÁXIMAS ACUMULADAS EN 5 DÍAS

En la serie multianual de valores máximos de precipitación acumulada en 5 días presentada en la ***Figura 22*** se observa un comportamiento altamente aleatorio y homogéneo a lo largo del registro, el cual se ve levemente afectado por los procesos macro climáticos de calentamiento global, como se puede observar en la que se presenta una tendencia incremental en la media móvil de los datos de la variable analizada. Para la extensión del registro se obtuvo un valor promedio multianual de 85.3mm.

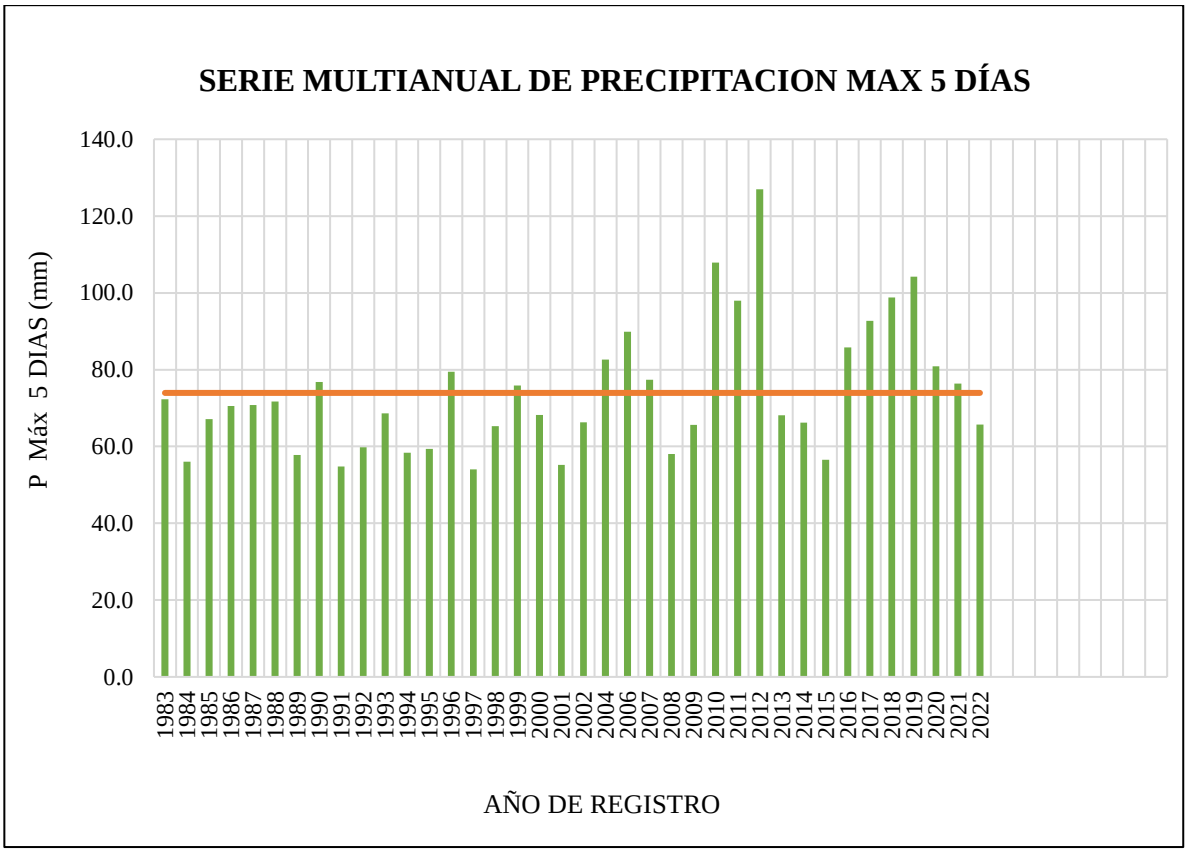


***Figura 22**: Serie multianual de máximos acumulados de precipitación en 5 días (mm) Estación Duitama.*

A continuación, se presentan gráficas resumen con los valores estimados de precipitación máxima acumulada en 5 días para los periodos de retorno seleccionados con probabilidad de excedencia del 5% (nivel significancia) para la estación seleccionada (Duitama) y las distribuciones de valor extremo empleadas (ver ***Figura 23***)

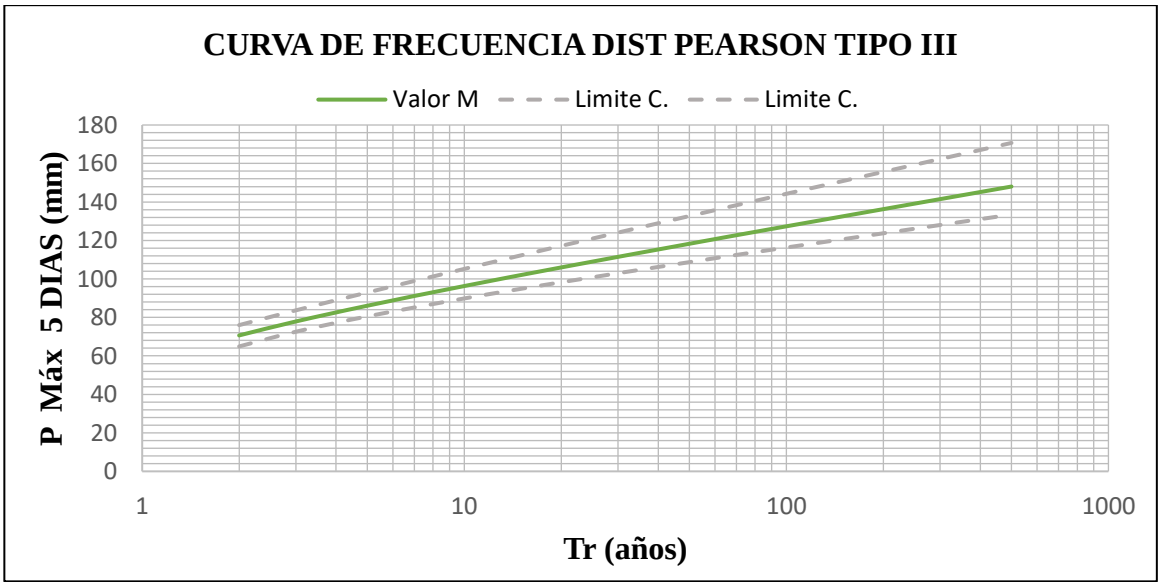


Figura 23. *Curva de frecuencia de precipitación máxima acumulados en 5 días (mm) para los periodos de retorno definidos (Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama.*

6.3.5 PRECIPITACIONES MÁXIMAS MENSUALES.

En la serie multianual de valores máximos de precipitación mensual presentada en la ***Figura 24*** se observa un comportamiento altamente aleatorio y homogéneo a lo largo del registro, con un valor promedio de 176.8mm.

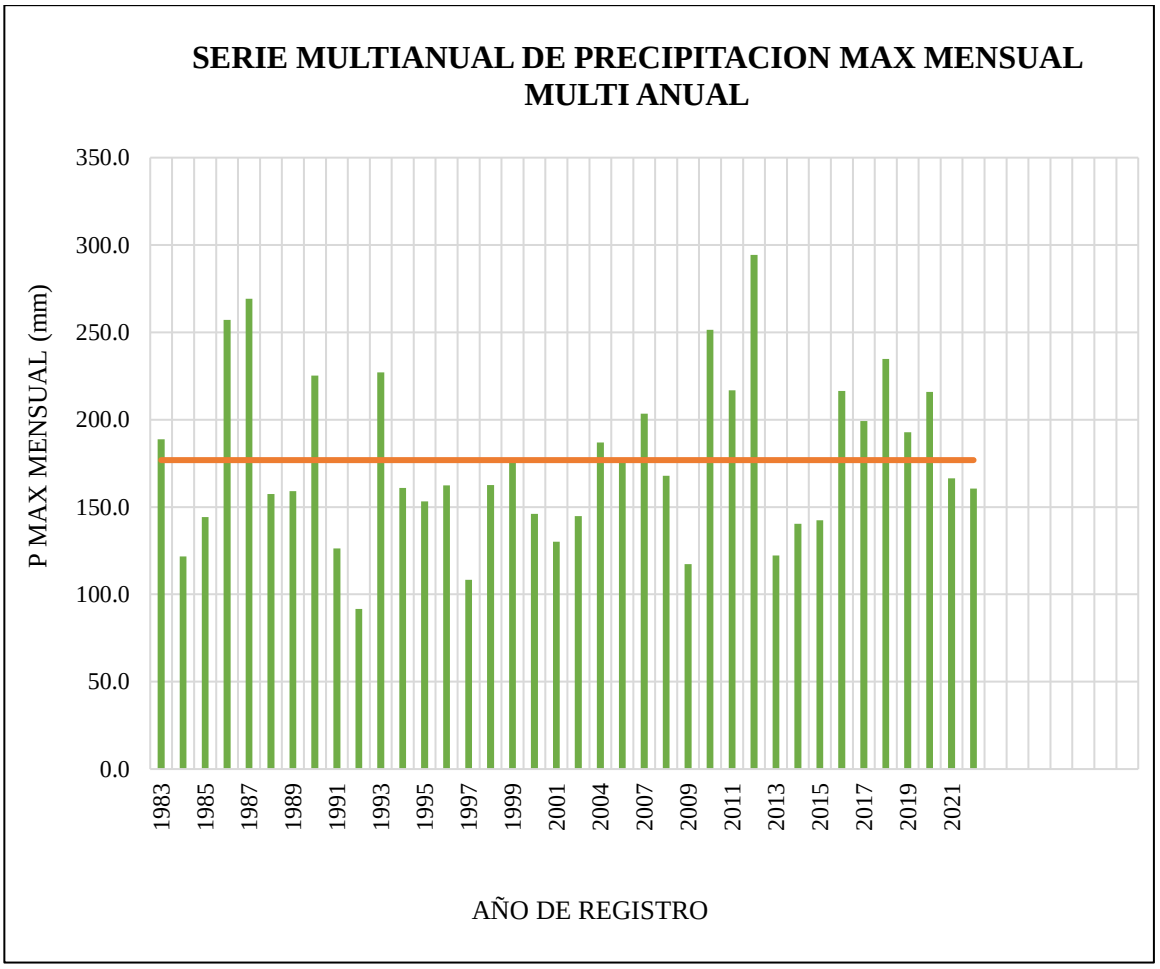


***Figura 24**: Serie multianual de máximos mensuales de precipitación (mm) Estación Duitama.*

A continuación, se presentan gráficas resumen con los valores estimados de precipitación máxima mensual para los periodos de retorno seleccionados con probabilidad de excedencia del 5% (nivel significancia) para la estación seleccionada (Duitama) y las distribuciones de valor extremo empleadas (ver ***Figura 25***).

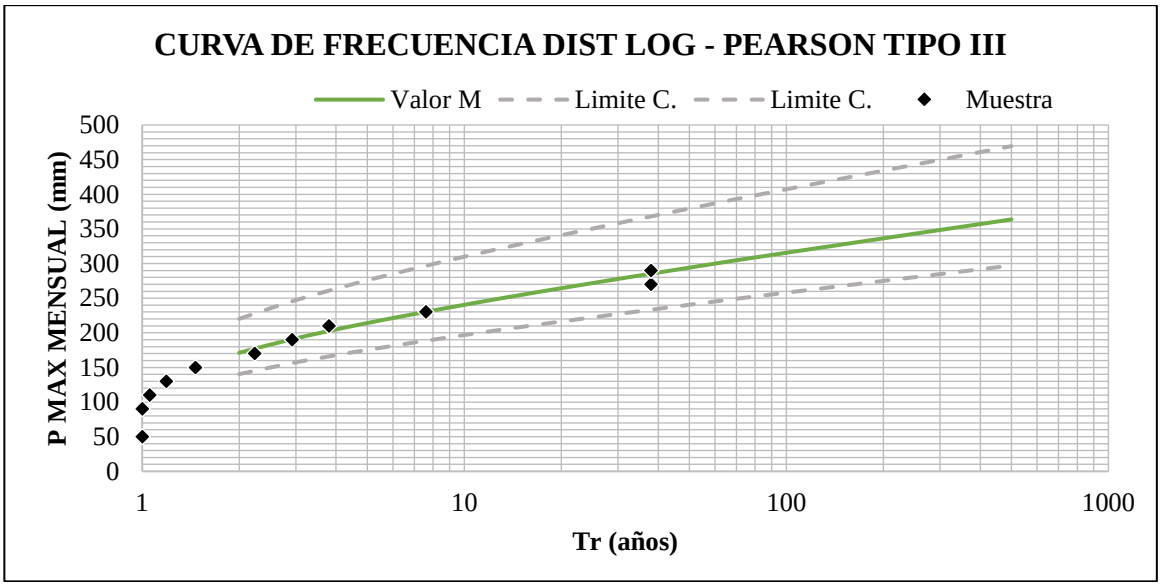


***Figura 25**: Curva de frecuencia de máximos mensuales de precipitación (mm) para los periodos de retorno definidos (Log Pearson tipo III siendo la de mayor bondad de ajuste) Estación Duitama.*

6.3.6 DISEÑO DE EVENTOS DE PRECIPITACION EXTREMA PARA EL ANÁLISIS DE ESCORRENTIA

Construcción de curvas sintéticas de intensidad, duración y frecuencia.

Debido a que ninguna de las estaciones de las que se solicitó información cuenta con los parámetros de curva IDF, fue necesario emplear la metodología propuesta por (Vargas M. & Diaz Granados, 1998) para construir el conjunto de curvas IDF sintéticas para la estación (La Florida) bajo análisis. De acuerdo con esta metodología la relación entre intensidad I, Duración t y frecuencia T, está dada por la siguiente ecuación:

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

Con parámetros (ver Tabla 6):

***Tabla 6** Parámetros curva IDF* (Vargas M. & Diaz Granados, 1998).

PARAMETROS REGIONALIZADOS (VARGAS, DIAZ & GRANADOS,1998)					
a	b	c	d	e	f
1.61	0.19	0.65	0.75	-0.15	0.08

Los parámetros fueron obtenidos por los autores mediante regresión múltiple con datos de 116 estaciones y con Variables:
M= Precipitación máxima en 24 horas (promedio anual)
N= Número de días con precipitación (promedio anual)
PT= Precipitación total anual promedio.

Las variables M, N y PT la microcuenca se obtiene de la serie anual de cada parámetro, en la ***Tabla 7*** se resumen los valores determinados de los parámetros:

Tabla 7 *Variables IDF por microcuenca metodología (Vargas M. & Díaz Granados, 1998).*

PARAMETROS HIDROMETEOROLOGICOS		
M (mm)	N	PT (mm)
40.02	182	929.30

A continuación, se presenta en forma gráfica el comportamiento de las curvas IDF calculadas para el área urbana de Duitama y zonas aferentes (ver **Figura 26**):

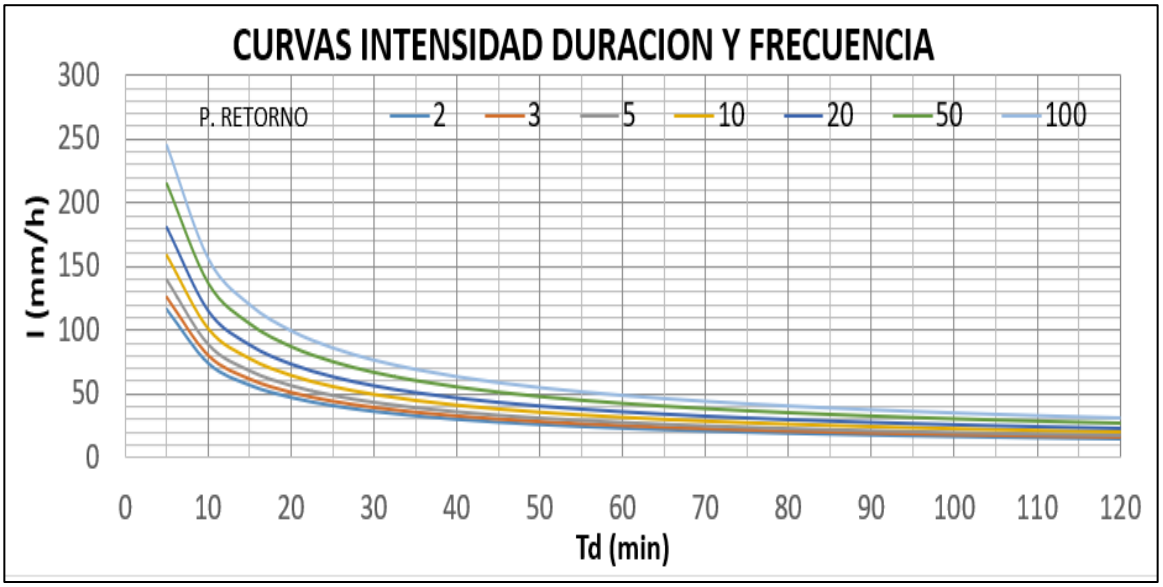


Figura 26 *Curva IDF sintética Estación San Pablo.*

7 EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

7.1 EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO

El perfil del suelo de fundación del proyecto se caracterizó con base en los tres pilares de investigación en geotecnia; mediante la exploración con sondeos o perforaciones, la experimentación o caracterización a través de pruebas o ensayos en campo y laboratorio y el análisis de los resultados obtenidos; para establecer el modelo geológico – geotécnico del suelo.

7.2 EXPLORACIÓN GENERAL DEL ÁREA

La zona por intervenir presenta características desfavorables a raíz de la intervención antrópica, los aspectos más relevantes se presentan a continuación.

El área del proyecto y donde se presenta el deslizamiento se sitúa adyacente a la vía que conecta a los municipios de Duitama y Charalá; debido a que las cunetas de drenaje de la carretera se encuentran colmatadas por sedimentos y troncos, las aguas de escorrentía superficial tienden a desviarse hacia los terrenos adyacentes. (ver fotografía 1, 2 y 3) Parte de estas aguas son dirigidas hacia las alcantarillas y, posteriormente, descargadas directamente en el suelo sin llevar el tratamiento adecuado que evite la generación de problemas geotécnicos.



Fotografía 4, 5 y 6. *Cunetas de la vía que conecta los municipios de Duitama y Charalá.*

El reservorio ubicado en la parte superior de la vía, hacia la zona noreste de donde se presenta el deslizamiento, carece de impermeabilización y contiene una cantidad considerable de agua; esta situación es desfavorable debido a que facilita la infiltración cuesta abajo hacia la zona inestable. (Fotografías 4 y 5). Por otro lado, se evidencia el impacto de los cultivos y la presencia de ganado, que generan pequeñas depresiones y terrazas en la ladera, provocando hundimientos y agrietamientos que aumentan la tasa de infiltración del fluido. (Ver fotografía 6 y 7)





***Fotografía 7 y 8**. Agentes antrópicos; reservorio y actividades de ganadería.*





***Fotografía 9 y 10.** Marcas que el ganado y la intervención antrópica producen en el terreno.*

Un factor detonante del deslizamiento fue la construcción de la vía terciaria ubicada en el pie del talud que involucró el corte de la ladera, generando desconfinamiento del suelo y exponiendo los materiales a la meteorización. En la misma zona, se realizaron cortes de árboles de eucalipto de gran tamaño que podrían haber absorbido parte del agua subterránea, manteniendo el talud en condiciones adecuadas de saturación para garantizar su estabilidad. (Ver fotografía 8 y 9)





Fotografía 11 y 12*. Deslizamiento sobre la vía, por el corte del talud.*

8 EXPLORACIÓN DEL PERFIL DEL SUELO MEDIANTE PERFORACIONES

Los criterios establecidos para definir el número y profundidad de los sondeos de exploración del suelo fueron, la extensión del predio, más específicamente el talud en donde se presentó el deslizamiento a tratar, las condiciones topográficas, la geología local del área del proyecto y la experiencia del autor. Con base en las características estratigráficas del perfil de suelo encontradas al momento de la exploración, se determinó como suficiente y óptimo el programa de exploración preestablecido. Las fotografías siguientes ilustran parte del proceso de exploración.



***Fotografías 13, 14, 15 y 16**: Registro fotográfico de exploración geotécnica,*

En la tabla siguiente se resume el programa de exploración y ensayos dinámicos de campo ejecutados.

***Tabla 8.** Sondeos y apiques.*

Numero de sondeos y apiques	14 (Catorce)	*Profundidad promedio de investigación*	5.0 m – 6.0 m
Numero de sondeos	9.0 (Nueve)	*Número de sondeos*	5.0 (Cinco)
Método de perforación	Percusión con ensayos de penetración dinámica	*Equipo*	Mecánico combinado
Ensayo SPT	Sí	*Ensayo DCPT*	Sí
Recuperación de muestras alteradas	No	*Recuperación de muestras inalteradas con tubo de pared delgada*	Sí
Recuperación de muestras semi-alteradas con Split Spoon	Sí	*Motivo del fin de la perforación en profundidad*	Criterio geotécnico, permitiendo identificar la composición del movimiento hasta identificar materiales más competentes, zona por debajo de falla y transición a material más competente.

Con base en la exploración realizada fue posible conocer las características estratigráficas detalladas del perfil del suelo, el comportamiento de las aguas freáticas; también se ejecutaron ensayos directos de resistencia del suelo en campo y se realizó un muestreo representativo del perfil, con lo anterior se permitió conocer las propiedades índices, de resistencia al corte y deformabilidad mediante ensayos de caracterización geotécnica en laboratorio. En la figura siguiente se muestra el esquema de distribución de los sondeos de exploración sobre el levantamiento topográfico realizado para el proyecto, se incluye la ubicación de las pruebas de percolación para la determinación de la permeabilidad del suelo.

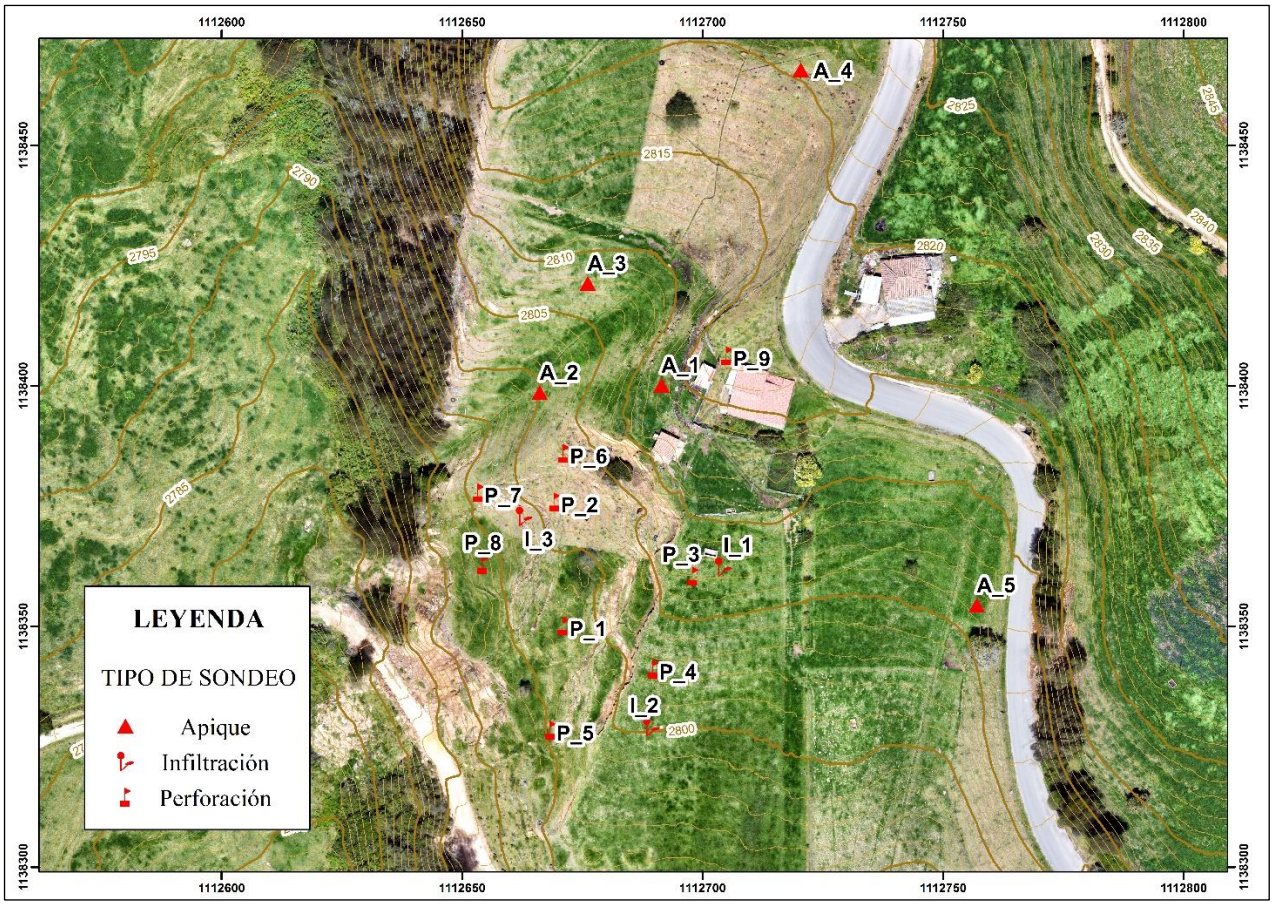


Figura 27. *Esquema de localización de los sondeos, perforaciones y apiques de exploración del perfil del suelo, sobre la planta topográfica del área del proyecto, incluyendo la ubicación de las pruebas de percolación infiltración.*

8.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO MEDIANTE ENSAYOS EN LABORATORIO

Sobre el muestreo de las capas representativas del perfil del suelo de la masa deslizada, ilustrado parcialmente en las fotografías siguientes, se practicó el programa de ensayos para la caracterización geotécnica que se describe en la tabla inferior.





Figura 28 *Registro fotográfico de muestras recuperadas para la caracterización física y mecánica del perfil del suelo.*

Programa de ensayos de caracterización geotécnica del suelo en laboratorio			
Humedad Natural	Sí	Peso Unitario	Sí
Gravedad Especifica	Sí	Consolidación	No
Resistencia a la compresión	Sí	Límites de Atterberg	Sí
Granulometría	Sí	Otros	*Corte Directo*

En el *Anexo No 3* se presentan los resultados detallados de los ensayos de caracterización en laboratorio para las muestras recuperadas en campo, durante la exploración geotécnica del perfil del suelo en la ladera.

8.2 RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO

De acuerdo con los resultados obtenidos en la exploración y caracterización, se determinaron las características estratigráficas del perfil de suelo, su variabilidad lateral y vertical, el comportamiento de los niveles de aguas freáticas, las propiedades geomecánicas e índice, la resistencia al corte y la deformabilidad o compresibilidad.

8.3 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DEL SUELO

La homogenización y descripción del perfil del suelo se desarrolla a partir de la disposición lateral y vertical de las capas o estratos, identificada mediante el programa de exploración, la cual fue definida en los siguientes términos:

Tabla 9: *Grado de variabilidad estratigráfica*

Grado de variabilidad estratigráfica horizontal	*Grado de variabilidad estratigráfica vertical*
Moderada: El perfil identificado es homogéneo con cambios de resistencia asociados a la variabilidad en la depositación y presencia de relictos de Arcillolitas estratificadas con presencia de Gravas.	*Moderada*: El muestreo realizado permitió establecer con claridad el comportamiento del suelo a profundidad.
Variabilidad en la coloración	*Variabilidad en la clasificación (Sistema de Clasificación USC)*
Moderara: El perfil de suelo presenta estratificación a base de coloraciones grises y eventualmente intercalaciones de tonalidades habano.	*Alta*: las muestras se clasifican desde composición arenosa, hasta arcillas y limos (*CL-ML)*, hacia la parte baja se presenta Gravas *(GM – GM)* de areniscas de formas y tamaños variables, dentro de matriz limo arcillosa.
Resistencia al corte	*Compresibilidad*
Baja a alta: A partir de la caracterización mediante ensayos de laboratorio se identifica resistencia mecánica baja en el material de relleno y alta en las muestras de los materiales de la ladera natural.	El suelo del relleno de fundación del proyecto presenta condiciones de deformabilidad y expansión volumétrica bajas asociadas a la condición de humedad y plasticidad baja de los materiales predominantemente arenosos.

Se procedió a la correlación estratigráfica de los resultados obtenidos en las perforaciones de exploración, tomando en consideración las características litológicas y las propiedades índice. Esta correlación abarca los registros de los sondeos o perforaciones de exploración No 1 al 9 y los apiques del 1 al 5, indicando la disposición estratigráfica en concordancia con el perfil longitudinal del talud.

Se presenta en la **Figura 33** el perfil promedio obtenido a partir de la correlación estratigráfica del resumen de las perforaciones 1,2,5, y 6. En la **Figura 34** de los apiques del 1 al 5. Estas figuras sintetizan la información extraída de ensayos en campo y de laboratorio para cada uno de los sondeos de exploración, así como las capas estratigráficas determinadas. En una escala general, la figura muestra los valores de la humedad natural, el peso unitario y la resistencia a la penetración dinámica en campo (tipo SPT y DCPT), relacionados con la profundidad de exploración.

Las **Figura 29** y **Figura 30**, reflejan la correlación estratigráfica del terreno basados en las perforaciones y apiques que están ubicadas en la misma zona del deslizamiento (Superior, medio y bajo).

En el Anexo No 3, se detallan los registros de las perforaciones individuales para cada sondeo de exploración. Estos registros incluyen información detallada sobre la disposición del muestreo, la clasificación USC por muestras y capas, los resultados de los ensayos de penetración dinámica, así como las propiedades índices y de caracterización geotécnica, presentadas en una escala gráfica.

Es importante destacar que el nivel de referencia utilizado para elaborar estos perfiles corresponde al nivel superficial de la topografía actual del terreno en cada sitio específico de perforación.

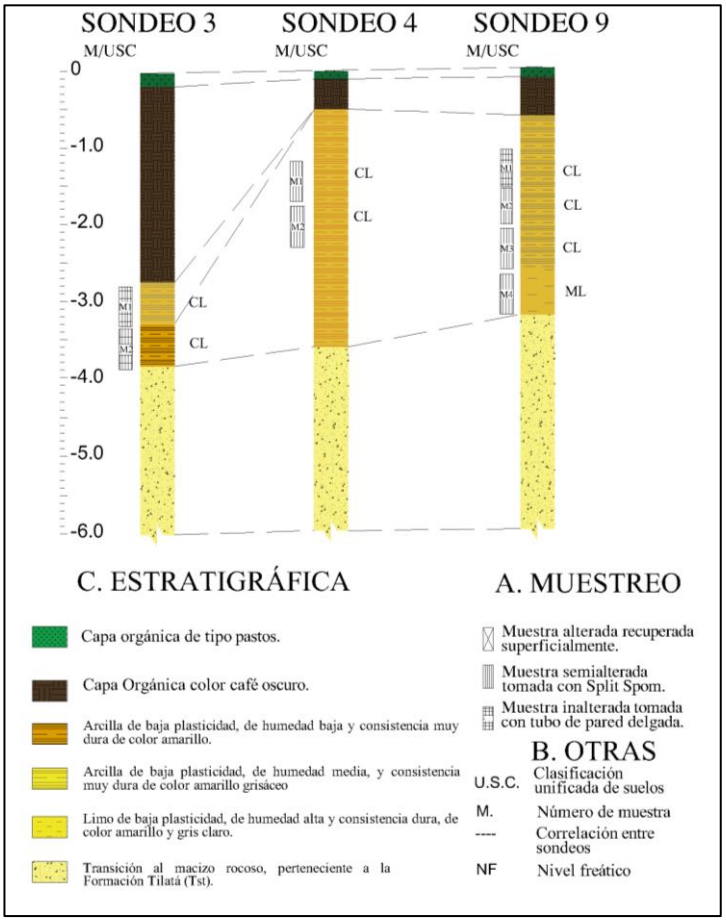


Figura 29*. Correlación estratigráfica de los registros de los sondeos o perforaciones de exploración del 3-4-9*

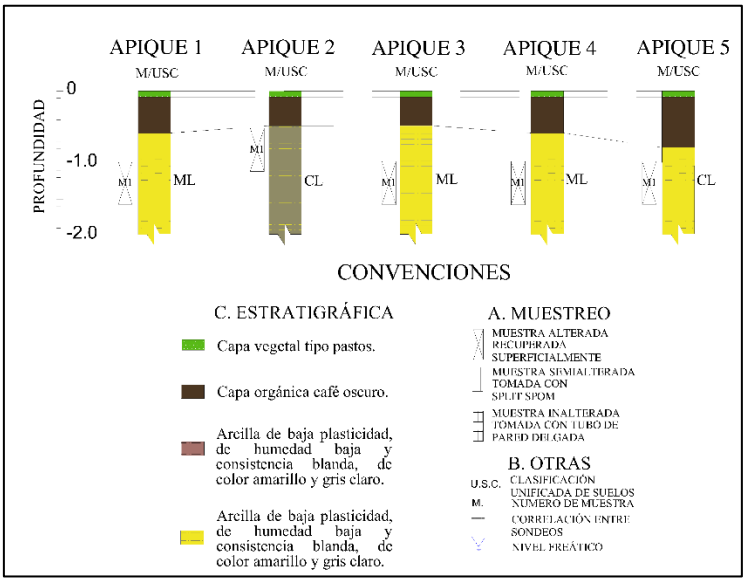


Figura 30*. Correlación estratigráfica de los registros de los sondeos o perforaciones de exploración de los apiques del 1-5.*

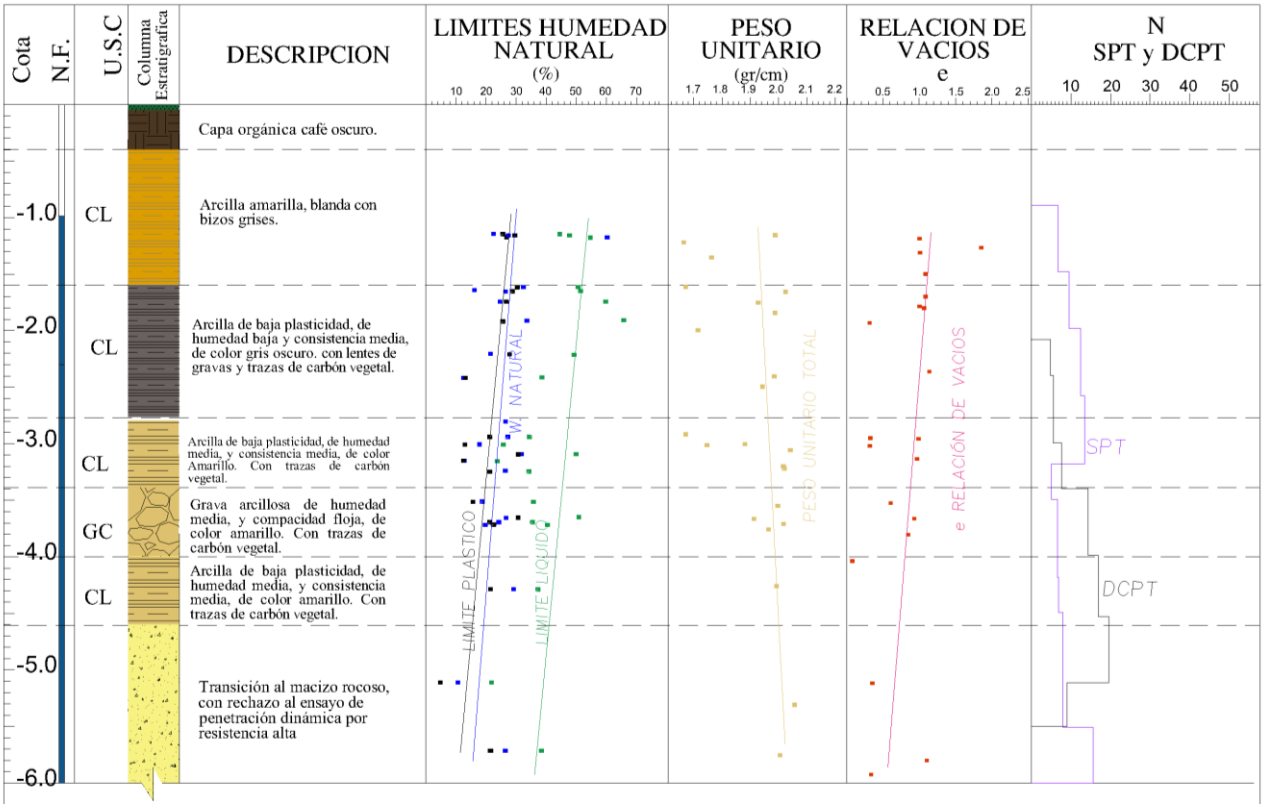


Figura 31: *Perfil estratigráfico promedio de propiedades y la resistencia a la penetración dinámica, tomando los resultados de los sondeos 1,2,5, y 6 de los ensayos realizados en campo y laboratorio para el suelo residual.*

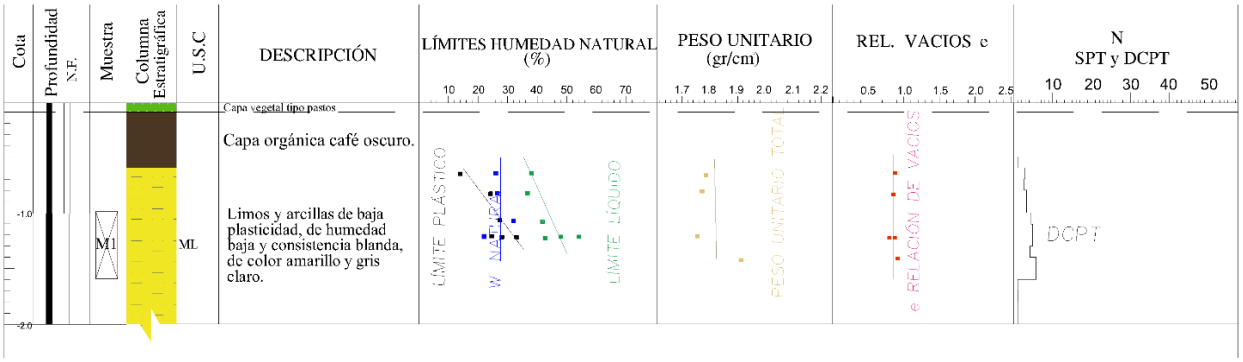


Figura 32. *Perfil estratigráfico promedio de propiedades y la resistencia a la penetración dinámica, tomando todos los resultados de los apiques del No. 1-5, de los ensayos realizados en campo y laboratorio.*

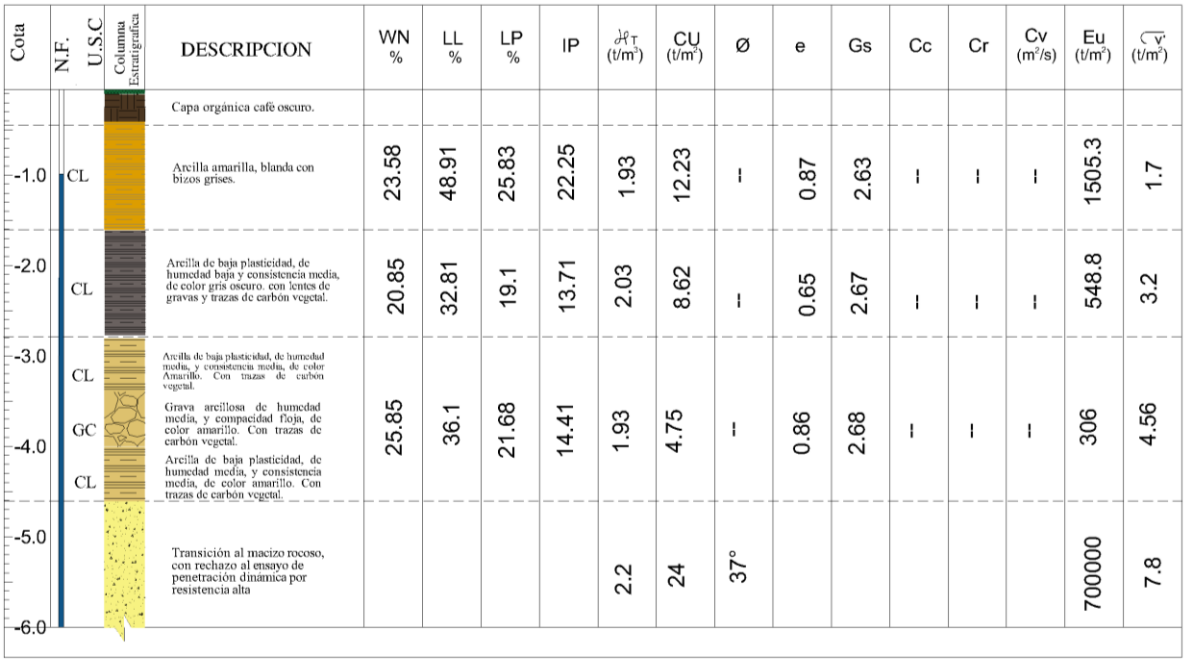


Figura 33*: Perfil estratigráfico promedio general de propiedades índice, basado en los sondeos 1,2,5 y 6 de los ensayos realizados en campo y laboratorio para el suelo residual.*

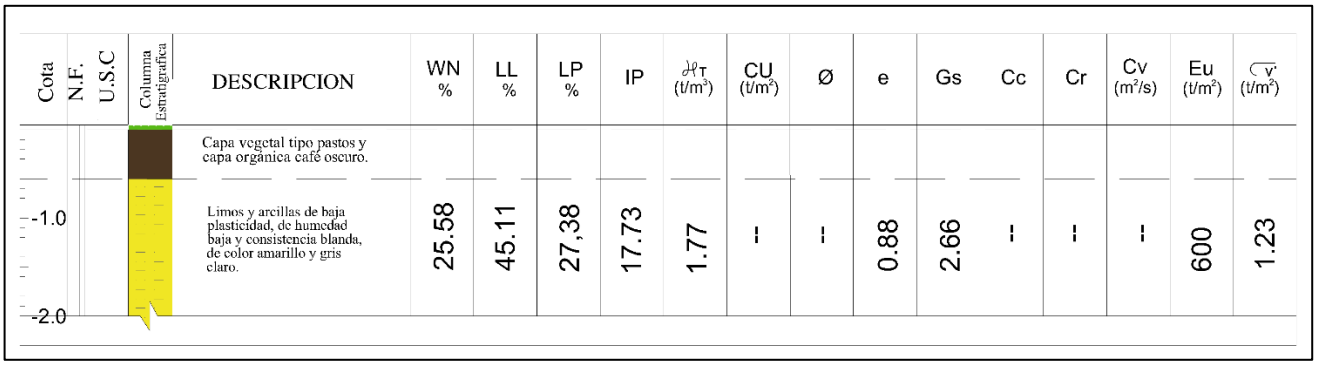


***Figura 34**. Perfil estratigráfico promedio general de propiedades índice, basado en los apiques del 1 al 5, de los ensayos realizados en campo y laboratorio para el suelo residual.*

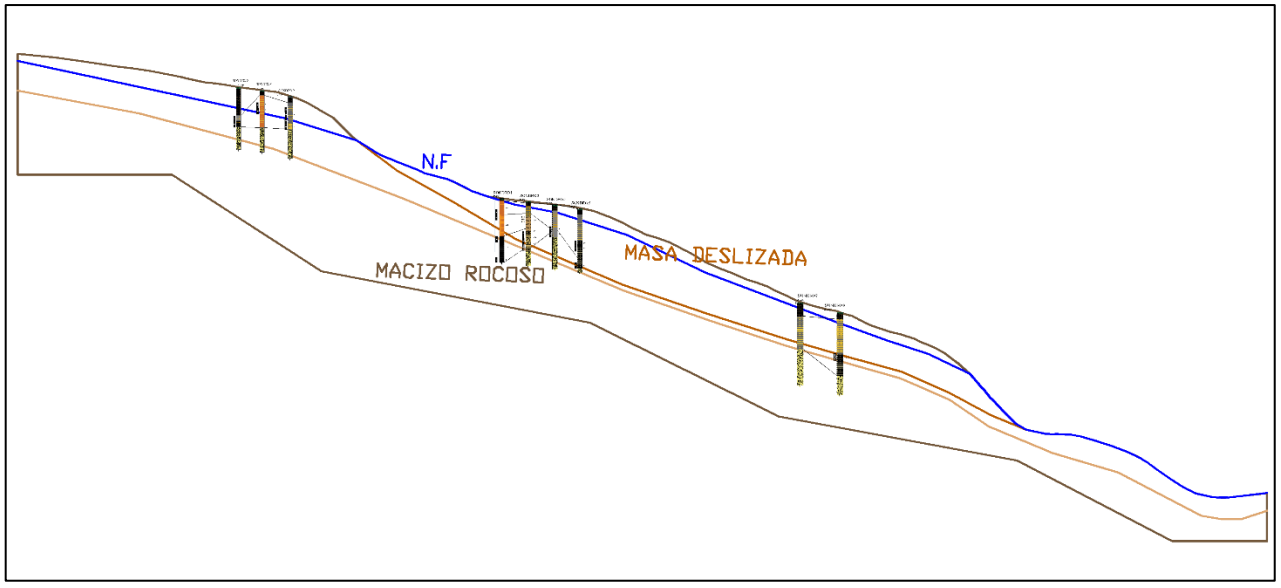


***Figura 35**. Perfil del movimiento con la ubicación con fines ilustrativos de las correlaciones estratigráficas a partir de los datos de las perforaciones.*

8.3.1 NIVEL PIEZOMÉTRICO Y DE AGUAS FREÁTICAS

***Tabla 10:** Nivel freático*

Se identificó presencia de Nivel Freático	Sí	*Presenta Distribución uniforme en el predio*	Sí
Presenta tabla de agua estática	No	*Profundidad del Agua Freática (promedio)*	1.5 m
Presenta tabla de agua confinada	No	*Pérdida de Confinamiento*	- -
		Nivel Libre de aguas freáticas	- -
Observaciones:			
Humedad	Media a alta	*Saturación*	Alta

8.3.2 PROPIEDADES GEOMECÁNICAS E ÍNDICE DEL SUELO DE FUNDACIÓN

A partir de la evaluación en campo, registros de resistencia y ensayos de laboratorio se desarrolla la caracterización, homogenización y definición de las propiedades índice del suelo.

Zona macizo rocoso y suelo residual incipiente:

Origen del suelo	Residual.		
Cobertura	Cobertura vegetal tipo pastos y arbustos		
Rellenos	No		
Capa Orgánica	Superficial de 0.5m en promedio.		
Resumen descriptivo de las propiedades físicas y mecánicas de la Capa No 1. Suelo residual.			
Profundidad	0.5 m a 5.0 m	*Tipo de suelo*	Suelo residual remoldeado en el cuerpo del deslizamiento e intacto en la corona y áreas adyacentes
Composición	Predominantemente arcilloso, con algunos niveles limosos y zonas gravosas.	*Coloración*	Predominantemente color beige y anaranjado con intercalaciones grises
Plasticidad	Media a alta.	*Humedad*	Media a alta
Clasificación USC	*CL* *CH* *ML* *GC*	*Resistencia al corte*	Baja a media.
Compresibilidad	Media	*Expansividad*	Media.
Resumen descriptivo de las propiedades físicas y mecánicas de la Capa No 2. Macizo rocoso formación Tilatá.			
Profundidad	5.0 m en adelante	*Tipo de suelo*	Saprolito de transición al macizo rocoso o roca madre.
Composición	Macizo Rocoso compuesto de areniscas, conglomerados y arcillolitas inmaduras con bajo grado de fracturamiento.	*Coloración*	Predominantemente color beige con intercalaciones grises, y óxidos.
Plasticidad	---.	*Humedad*	Baja
Clasificación USC	--	*Resistencia al corte*	Alta
Compresibilidad	Baja.	*Expansividad*	Baja.
Observaciones: Las condiciones geo-mecánicas de la estabilidad de la ladera del proyecto presentan condiciones desfavorables en cuanto a propiedades mecánicas, lo que se evidencia por los procesos de			

inestabilidad presentados; se trata de suelos blandos, saturados en estado de remoldeo, y casi que en condición de equilibrio limite, a nivel superficial los primeros 5 metros del perfil, lo que los convierte en suelos de baja resistencia al corte, y por ende genera una condición de latencia en cuanto a movimientos en masa.

Bajo el perfil de material meteorizado se trata de un suelo competente y macizo rocoso de resistencia moderada que no implica problemas para la estabilidad general de la ladera, lo que garantiza estabilidad hacia profundidad y descarta que el movimiento en masa se extienda hacia la vía Duitama - Charalá.

8.3.3 PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO RESIDUAL.

De la caracterización geotécnica se toman los resultados de los ensayos de cortes directos y propiedades físicas de los suelos que determinan el comportamiento del suelo.

Tabla 11 *Propiedades mecánicas de los materiales.*

Muestra	*Descripción*	*Densidad* Tn/m^3	*Modalidad de ensayo*	*Angulo de fricción (°)*	*Cohesión*	
					kg/cm^2	tn/m^2
P2-M1	Limo de color ocre, con trazas de carbón, humedad baja.	1.66	CU	18.6	0.75	7.5
P3-M1	Arcilla de color amarillo grisáceo, de humedad media.	1.77	CU	40.7	0	0
P5-M1	Arcilla de color amarillo con bizos grises de humedad media.	1.78	CU	16.7	0.5	5.0
P6-M1	Arcilla de color gris amarillento, de humedad media.	1.99	CU	35.8	0.07	0.7
P9-M1	Arcilla de color amarillo y gris claro, de humedad baja.	1.77	CU	36.2	0.12	1.2
P9-M4	Limo de color amarillo y gris claro de humedad alta.	1.88	CU	21.2	0.27	2.7
A2-M1	Arcilla de color amarillo y gris claro. De humedad media.	1.77	CU	30.0	0.1	1.0

8.3.4 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO Y DEL MACIZO ROCOSO

Del estudio geotécnico detallado se toman los resultados de los ensayos de cortes directos y propiedades físicas de los suelos que determinan el comportamiento del suelo, En el caso del macizo rocoso, es una caracterización básica, con las observaciones en campo y parámetros a partir de pruebas de campo básicas durante la exploración geotécnica en campo, así como el grado de fracturamiento evidenciado, ya que el macizo rocoso no aflora en área del deslizamiento a nivel superficial, y se entiende que el mecanismo de falla que se puede presentar estará relacionado con el suelo residual suprayacente al macizo, siendo los estratos más débiles del suelo.

Tabla 12 *Parámetros del macizo rocoso para análisis de estabilidad*

Parámetro	**Valor**
γd	2.20 tn/m^3
σ_{CI}	10MPa
GSI	75
m_i	17
D	0
mb	6.96
s	0.06
a	0.5
C’	500KPa 50tn/m^2
Φ’	50°

8.4 ENSAYOS DE PERCOLACIÓN - CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA Y CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN DEL SUELO

8.4.1 PERCOLACIÓN EN EL SUELO NATURAL

Para determinar la conductividad hidráulica se realizaron tres pruebas de percolación aplicando el método de Porchet en campo, la ubicación de los puntos donde se realizó la medición se presenta a continuación:

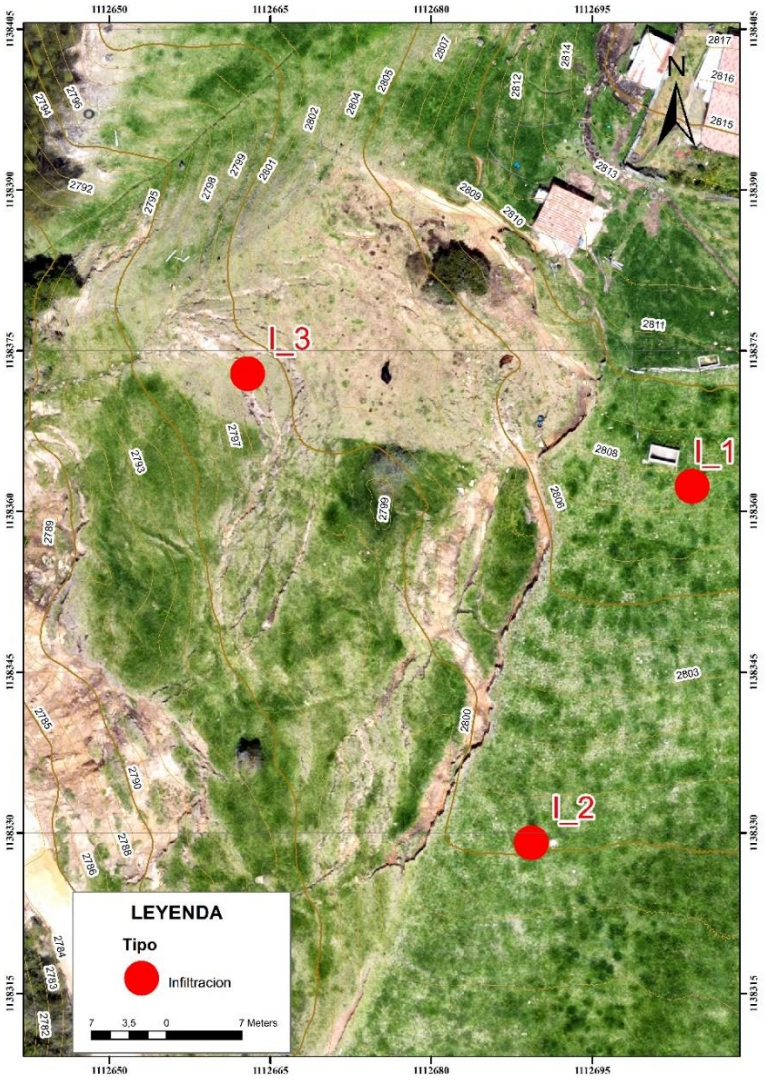


Figura 36: *Ubicación de las pruebas de infiltración realizadas en campo, método de Porchet para determinación de la conductividad hidráulica k.*



***Figura 37**: Pruebas de infiltración en campo, método de Porchet para determinación de la conductividad hidráulica k y capacidad de infiltración.*

La expresión que permite la estimación de la conductividad hidráulica mediante el método de Porchet es:

$$K = r * \frac{Ln\left(\frac{r + 2h_1}{r + 2h_2}\right)}{2(t_2 - t_1)}$$

Donde:

r es el radio del agujero.

h1 y h2: alturas del nivel de agua respecto al fondo del agujero, para un intervalo de tiempo dado, correspondiente al tramo de la curva de infiltración donde se vuelve constante la velocidad de infiltración.

t1 y t2: tiempo en segundos, para el intervalo de análisis de infiltración (infiltración a velocidad constante).

Para determinar la infiltración acumulada de acude a lo propuesto por Phillip y Horton, que relacionan expresiones matemáticas para modelar el comportamiento de la tasa de infiltración en función del tiempo y del nivel de saturación del material o humedad antecedente:

Horton:

$$I_f = I_{fc} + (I_{f0} - I_{fc})e^{-kt}$$

Phillip:

$$I_f = bt^{-\frac{1}{2}} + a$$

Los parámetros para cada expresión se obtienen iterando, respecto a la curva de conductividad aparente, en función de la tasa de infiltración del ensayo de percolación – método Porchet o con la medida directa de tasa de infiltración de ensayos de doble anillo. O el determinado con el método de Porchet.

Posteriormente, se pueden emplear dichas expresiones para estimar la infiltración acumulada, básicamente integrando las funciones respecto al tiempo para un intervalo dado, de esta forma se estima la infiltración máxima que puede tener el terreno ante eventos de precipitaciones de variada duración; el método permite estimar la infiltración básica del suelo, las abstracciones iniciales, así como los coeficientes de escorrentía empleados en el método racional para diseño de drenaje superficial.

Para la condición de encharcamiento, que resulta ser la más crítica, se acude al Kabs, o coeficiente de infiltración básica, y se multiplica por el periodo de tiempo en el que quiero evaluar la infiltración:

***Tabla 13**: Resultados de Conductividad hidráulica ensayo de percolación prueba No. 1*

Porchet	
r (cm)	15
T1 (s)	16200
T2 (s)	23400
H1 (cm)	25.00
H2 (cm)	22.00
K (cm/s)	1.01E-04

***Tabla 14:** Resultados de Conductividad hidráulica ensayo de percolación prueba No. 2*

Porchet	
r (cm)	13.5
T1 (s)	14400
T2 (s)	21600
H1 (cm)	12.00
H2 (cm)	11.50
K (cm/s)	2.53E-05

***Tabla 15**: Resultados de Conductividad hidráulica ensayo de percolación prueba No. 3*

Porchet	
r (cm)	13.5
T1 (s)	1800
T2 (s)	2400
H1 (cm)	37.70

H2 (cm)	35.20
K (cm/s)	6.51E-04

***Tabla 16**: Resumen de Resultados de Conductividad hidráulica suelo.*

PORCHET			
ENSAYO	x	y	K (cm/s)
1	1112704	1138362	1.01E-04
2	1112689	1138329	2.53E-05
3	1112662	1138372	6.54E-04
media geo			1.19E-04
PROMEDIO			2.60E-04

9 ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN - INFILTRACIÓN

Caracterización de la respuesta hidrológica de los terrenos para evaluación de abstracciones e infiltración.

La caracterización hidrológica de los terrenos que conforman el área de captación se realizó siguiendo el método propuesto por (Freeze, 1972), para el cálculo de la infiltración, dicho método consiste en la clasificación de los suelos y las coberturas presentes de acuerdo con los grupos hidrológicos propuestos por el método para la estimación del Número de Curva de escorrentía que será posteriormente acoplado al modelo hidráulico de precipitación escorrentía (abstracciones). El tipo de suelo y la cobertura o uso del suelo se determinaron a partir de la identificación Geológica geotécnica y cobertura de Suelos con la información levantada en campo durante la etapa de campo, los ensayos de percolación cumplen un papel primordial pues ofrecen una medida directa del comportamiento del suelo, y permiten identificar el grupo hidrológico del suelo de forma directa y cuantitativa:

***Tabla 17**: Descripción de uso y cobertura de suelos en el área de captación.*

	USO Y COBERTURA DEL SUELO
1	Vegetación arbustiva en laderas naturales

La capa de textura de suelos se clasifica según los grupos hidrológicos definidos por (Freeze, 1972) como sigue:

A. (Bajo potencial de escorrentía). Suelos que tienen alta tasa de infiltración incluso cuando estén muy húmedos. Consisten en arenas o gravas profundas, bien a excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.

B. (Moderadamente bajo potencial de escorrentía). Suelos con tasa de infiltración moderada cuando están muy húmedos. Suelos moderadamente profundos a profundos, moderadamente bien drenados a bien drenados, suelos con texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas, y permeabilidad moderadamente lenta a moderadamente rápida. Son suelos con tasas de transmisión de agua moderadas.

C. (Moderadamente alto potencial de escorrentía). Suelos con infiltración lenta cuando están muy húmedos. Consisten en suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo; suelos de texturas moderadamente finas a finas; suelos con infiltración lenta debido a sales o álcalis o suelos con niveles freáticos moderados. Esos suelos pueden ser pobremente drenados o bien a moderadamente bien drenados, con estratos de permeabilidad lenta a muy lenta a poca profundidad (50-100 cm).

D. (Alto potencial de escorrentía). Suelos con infiltración muy lenta cuando están muy húmedos. Consisten en suelos arcillosos con alto potencial de expansión; suelos con nivel freático alto permanente; suelos con estrato arcilloso superficial; suelos con infiltración muy lenta debido a sales o álcalis y suelos poco profundos sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa de transmisión de agua muy lenta.

Para los suelos hallados en el área de interés, se identificaron como pertenecientes al grupo B en promedio, de permeabilidad moderada, compuestos suelos mixtos principalmente arcillosos.

9.1 ESTIMACIÓN DE LA INFILTRACIÓN

El balance hídrico del suelo permite estimar la recarga total promedio o infiltración eficaz que se genera sobre el área de estudio, dicha estimación se logra al aplicar el principio de conservación de masa a la cuantificación de todas las entradas y salidas del recurso hídrico que se dan en el suelo. De la precipitación neta disponible para cada punto dentro del terreno, se debe considerar en primer lugar que existe una cantidad de lluvia que es retenida directamente por la cobertura vegetal, esta última no alcanza a interactuar con el terreno y por lo tanto debe ser sustraída de la precipitación total para cada mes. Se considera que la precipitación restante interactúa directamente con el terreno y por tanto hace parte activa de los procesos de escorrentía directa e infiltración potencial los cuales están condicionados por el tipo, la textura y el espesor de los suelos, el tipo de cobertura en la superficie y por último la pendiente del terreno.

Se consideran dos escenarios básicamente:

- En el primer caso se evalúa el comportamiento promedio de la precipitación estimando una infiltración total promedio mensual.
- Para el caso de eventos extremos, se consideran las infiltraciones que dan lugar durante eventos de altas precipitaciones de forma mensual, y de forma diaria, teniendo en cuenta un antecedente de humedad e infiltración de 5 días.

A continuación, se describe en forma breve la metodología aplicada para la estimación mensual de infiltración en condiciones normales de lluvias, o condiciones de lluvias mensuales extremas:

- Fracción de lluvia interceptada por el follaje

De acuerdo con la metodología de (Schosinsky & Losilla, 2000), el follaje retiene como mínimo en un mes, una profundidad de precipitación de 5 mm, por lo tanto, si en un mes cualquiera caen menos de 5 mm de precipitación, no ocurrirá infiltración pues toda la precipitación disponible será retenida por la vegetación. Por otra parte, dependiendo de la densidad del follaje existente en una zona, la retención total puede variar entre un 12% y un 20% de la precipitación total mensual según (BUTLER, 1957) (Linsley, Kohler, & Paulus, 1958) y respectivamente. Para calcular la distribución espacial de retención potencial en el follaje se le asignó un coeficiente de retención Cfo a cada una de las coberturas vegetales existentes en la cuenca a partir del mapa de cobertura vegetal, en la Tabla 18 se presentan los valores de Cfo asignados a cada una de las coberturas presentes en el interior de la cuenca:

***Tabla 18**: Coeficiente de retención por follaje.*

COEFICIENTE DE RETENCION POR FOLLAJE	
DESCRIPCION DE LA COBERTURA	Cfo
2.2.2. Cultivos permanentes arbustivos	0.12
2.3.1. Pastos limpios	0.12
2.3.3. Pastos enmalezados	0.12
2.4.2. Mosaico de pastos y cultivos	0.12
3.1.1. Bosque denso	0.20
3.1.3. Bosque fragmentado	0.20
3.2.2. Arbustal	0.12

Sin cobertura vegetal o muy escasa	0

Para el predio de implantación, así como las áreas aferentes la tipología predominante de la cobertura es de pastos y arbustos pequeños, por lo que corresponde a un Cfo=0.12. Dicho valor será empleado para descontar del volumen de precipitación mensual, la cuantía retenida por el follaje de la vegetación; es decir Pi=Pt(1-Cfo), Pi entonces es la precipitación que realmente llega al suelo y se convierte en escorrentía, se evapora o se infiltra.

- Estimación de la infiltración pluvial.

De acuerdo con la metodología propuesta por (Schosinsky & Losilla, 2000) existen tres factores que determinan la cantidad de lluvia mensual que tendrá potencial de infiltrarse: el primer factor es el coeficiente de infiltración por textura del suelo el cual se relaciona con las propiedades hidráulicas de conductividad de los suelos en superficie, reflejadas en la constante de infiltración básica del suelo fc (mm/dia), dicho parámetro se obtiene mediante pruebas de infiltración en campo o mediante correlación con la clasificación del grupo hidrológico al que pertenece el suelo de acuerdo con la metodología del SCS (Freeze, 1972).

Si fc es mayor a 1568 mm/día se asume un valor de la unidad para el coeficiente de infiltración por textura, Si fc es menor a 16 mm/día se estima el valor del coeficiente de infiltración por textura, mediante la siguiente formula:

$$Kfc = 0.0148fc/16$$

Por último, si el valor de fc se encuentra en el rango entre los límites inferior y superior, la estimación se lleva a cabo mediante la siguiente ecuación:

$$Kfc = 0.267 \ln fc - 0.000154fc - 0.723$$

En la Tabla 19 se presentan los valores estimados para el coeficiente de infiltración por textura del suelo para cada uno de los grupos hidrológicos.

Tabla 19: *Coeficiente de infiltración por textura del suelo Tipo C suelo natural y Tipo B estéril en retro llenado.*

GRUPO HID	*fcmin (mm/h)*	*fcmax (mm/h)*	*fcprom (mm/h)*	*fcprom (mm/dia)*	*Kfc*
A	11.43	7.62	9.525	228.6	0.69213259
B	7.62	3.81	5.715	137.16	0.56982391
C	3.81	1.27	2.54	60.96	0.36504034
D	1.27	0	0.635	15.24	0.014097

Para el caso del terreno. Se obtuvieron valores de fc de 4.9 mm/h para los terrenos naturales, lo que evidencia la permeabilidad moderada del suelo.

Tabla 20*: Conductividades hidráulicas estimadas.*

Porchet	
	K cm/s
Suelo	1.2E-04

Otro de los factores a tener en cuenta en el cálculo de la infiltración potencial tiene que ver con la pendiente del terreno debido a que esta limita bastante el tiempo de permanencia de la lámina de agua precipitada sobre el terreno, pendientes altas hacen que se active casi de forma inmediata los procesos de escorrentía directa, drenando rápidamente la lámina de agua precipitada sobre el terreno, lo cual no da mucho tiempo para que la infiltración ocurra de forma efectiva. en el lado opuesto altas permeabilidades absorben toda la precipitación. En la Tabla 21 se muestran los rangos de clasificación de pendiente en porcentaje y el respectivo valor para el coeficiente de infiltración por pendiente según la metodología propuesta por (Schosinsky & Losilla, 2000):

***Tabla 21**: Coeficiente de infiltración por pendiente.*

COEFICIENTE DE INFILTRACION POR PENDIENTE		
PENDIENTE	%	Kp
MUY PLANA	0.00 - 0.06	0.3
PLANA	0.06 - 1.00	0.2
ALGO PLANA	1.00 - 2.00	0.15
PROMEDIO	2.00 - 7.00	0.1
FUERTE	> 7.00	0.06

Las condiciones de pendientes en el terreno en general superan el 7.0 %, por lo que se define un coeficiente por pendiente Kp=0.06.

El último factor está relacionado con las coberturas vegetales ya que la presencia de coberturas vegetales densas facilita la retención y acumulación de la humedad producida por la lluvia precipitada sobre el terreno por tiempos prolongados, lo que limita la cantidad de lluvia que se transforma en escorrentía y permite que se infiltre un mayor porcentaje de la lluvia precipitada., se realizó la asignación del coeficiente de infiltración para cada cobertura siguiendo la metodología de (Schosinsky & Losilla, 2000), en la Tabla 22 se muestran los valores de referencia para distintas coberturas.

***Tabla 22**: Coeficiente de infiltración por vegetación.*

COEFICIENTE DE INFILTRACION POR VEGETACION	
DESCRIPCION DE LA COBERTURA	Kv
2.2.2. Cultivos permanentes arbustivos	0.09
2.3.1. Pastos limpios	0.18
2.3.3. Pastos enmalezados	0.21
2.4.2. Mosaico de pastos y cultivos	0.10
3.1.1. Bosque denso	0.20
3.1.3. Bosque fragmentado	0.20
3.2.2. Arbustal	0.09
Suelo descubierto vegetación muy escasa	0

Para el predio y áreas perimetrales la cobertura predominante corresponde a pastos limpios para el que corresponde un valor de Kv=0.18.

Con estos valores se procede a estimar los valores de infiltración mensuales en condiciones promedio y valores extremos:

***Tabla 23**: Infiltraciones mensuales promedio con un escenario extremo a de precipitación mensual a TR 10 Y 50 años.*

MES	Precipitación total P (mm/mes)	Subtracción por follaje	Precipitacion en terreno Pi (mm/mes)	cont inf básica del suelo (mm/día)	coef de inf textura del suelo	Pendiente %	Kp	Kv	Ci	Ci Ajust	Infiltración mensual (mm/mes)
Enero	28.2	0.12	24.8	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	18.4
Febrero	40.4	0.12	35.5	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	26.3
Marzo	84.7	0.12	74.5	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	55.2
Abril	128.8	0.12	113.3	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	83.9
Mayo	116.7	0.12	102.7	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	76.0
Junio	61.7	0.12	54.3	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	40.2
Julio	53.3	0.12	46.9	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	34.7
Agosto	57.1	0.12	50.2	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	37.2
Septiembre	72.4	0.12	63.7	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	47.2
Octubre	128.0	0.12	112.6	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	83.4
Noviembre	99.3	0.12	87.4	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	64.7
Diciembre	58.3	0.12	51.3	103.7	0.50	>7.0	0.06	0.18	0.74	0.74	38.0
MAX MES TR 10	263.5	0	263.5	103.7	0.50	>7.0	0.15	0.1	0.75	0.75	197.7
MAX MES TR 50	339.8	0	339.8	103.7	0.50	>7.0	0.15	0.1	0.75	0.75	254.9
MAX MES TR 100	372.6	0	372.6	103.7	0.50	>7.0	0.15	0.1	0.75	0.75	279.5
MAX MES TR 500	449	0	449.0	103.7	0.50	>7.0	0.15	0.1	0.75	0.75	336.9

Para la estimación de infiltración para eventos extremos de precipitación de corta duración (inferiores a un día) se establece el valor de infiltración básica como referente, empleando las pruebas de infiltración:

***Tabla 24**: Infiltraciones potenciales vs lluvia para eventos de tormentas rápidas, diarias, a 5 días y mensuales con escenarios extremos a periodo de retorno TR 100 años.*

Infiltración máx 10 min (m)	0.001
Infiltración máx dia (m)	0.10
Infiltración máx 5 días (m)	0.48
Infiltración máx mensual (m)	2.85

Lluvia 10 min TR 100 Años (m)	0.03
Lluvia 24h TR 100 Años (m)	0.07
Lluvia 5 días TR 100 Años (m)	0.15
Lluvia mensual TR 100 Años (m)	0.37

Con base en estos resultados se establece el rango de valores de infiltración con los que se procede a hacer el análisis de probabilidad para escenario de red de flujo y aguas infiltradas.

Es de notar que los eventos de precipitaciones a los que resulta sensible la ladera, es decir para los que el suelo absorbe un alto porcentaje de la lluvia caída, son los eventos de varios días, mensuales, dada la magnitud de agua que se precipita comparada con la cantidad de agua que se puede infiltrar. Para los eventos diarios la cantidad de agua infiltrada no supone un cambio importante en la capa freática, sin embargo, mensualmente si se pueden presentar variaciones del orden de metros en la napa por lo que resultan ser los escenarios más delicados.

Pese a todo, estos escenarios no son tan graves como permitir el encharcamiento de la ladera con depresiones topográficas con reservorios, o fugas que existan en redes hidrosanitarias o alcantarillas mal manejadas en la extensión de la ladera pues esto perpetua los tiempos de infiltración y genera cambios muy fuertes en el comportamiento hidrológico. Por lo que debe revisarse minuciosamente si en algún lugar del área se presentan dichos eventos. También en una zona de inestabilidad geotécnica donde se han presentado movimientos en masa, como en la actual ladera, se presentan agrietamientos por los que las aguas lluvias son capturadas de forma más efectiva, e infiltradas, lo que puede generar una saturación casi total del perfil del terreno, llevándolo a condiciones críticas.

10 ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES

10.1 CRITERIOS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD

En el análisis de la estabilidad del talud o ladera superior al canal de la bocatoma, así como en la evaluación de los escenarios durante la etapa constructiva y el diseño final, se toman en cuenta los siguientes casos:

- ***Estado actual:*** se analiza las condiciones actuales de geometría, y condiciones de resistencia del suelo remoldeado para la masa inestabilizada, y con las condiciones de red de flujo encontradas al momento de la exploración, así como una evaluación del comportamiento de la red de flujo del talud en la actualidad.

- ***Estado Futuro con Obras Instaladas y Operativas:*** Se consideran intervenciones para garantizar la seguridad, ponderando la importancia de las estructuras, las condiciones locales de amplificación sísmica y otros parámetros; así mismo se realiza un análisis tanto sin efecto sísmico como con efecto sísmico mediante el análisis pseudoestático.

Las consideraciones pertinentes para estos análisis se rigen por las normativas de la NSR 10, específicamente en el Título H, Capítulo H.5.2, y en el numeral A.2 de dicho título, que establece los parámetros sísmicos para el análisis pseudoestático de la estabilidad de taludes.

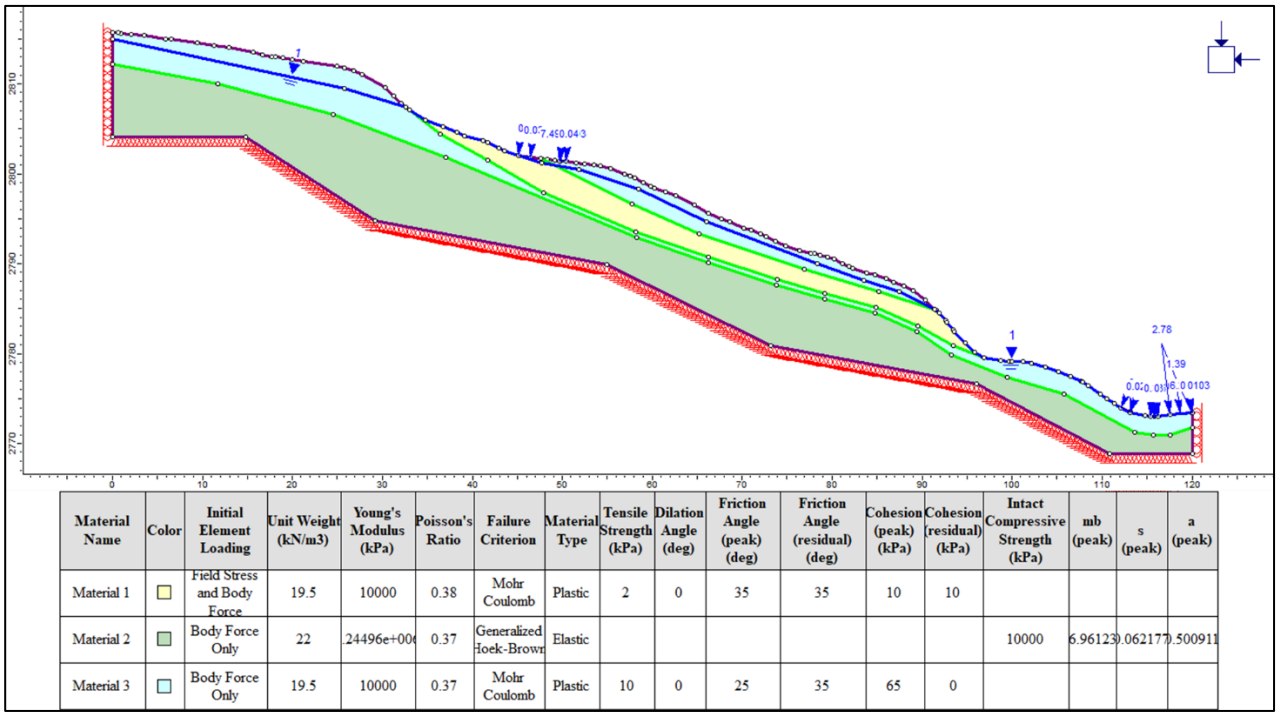
La selección de la posición y orientación del perfil para el análisis se llevó a cabo con el objetivo de proporcionar un modelo representativo de las características geométricas de las laderas, incluyendo la tendencia de las pendientes. Posteriormente, utilizando información de exploración y caracterización geomecánica, se correlacionaron los perfiles de exploración geotécnicos-estratigráficos con la información de campo representativa, considerando la disposición geométrica de los macizos rocosos y suelos residuales, extrayendo así los parámetros mecánicos de cada material.

La metodología planteada para el diseño y los análisis de las condiciones de estabilidad tanto de taludes a conformar, como el área de implantación y zonas perimetrales, consisten en la aplicación de los criterios establecidos en la tabla H.2.4-1 de la NSR-10 que se resume en lo siguiente:

Tabla 25 *Factores de seguridad básicos mínimos para estabilidad de taludes.*

Condición	Diseño	Construcción
Taludes-condición estática y agua subterránea normal	1,50	1,25
Taludes condición Pseudo estático con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño.	1,05	1,00

Con lo anterior se establece los respectivos análisis para una sección o perfil del talud, expuestos a continuación:



Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (kN/m3)	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (kPa)	Dilation Angle (deg)	Friction Angle (peak) (deg)	Friction Angle (residual) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)	Cohesion (residual) (kPa)	Intact Compressive Strength (kPa)	mb (peak)	s (peak)	a (peak)
Material 1		Field Stress and Body Force	19.5	10000	0.38	Mohr Coulomb	Plastic	2	0	35	35	10	10				
Material 2		Body Force Only	22	24496e+00	0.37	Generalized Hoek-Brown	Elastic							10000	6.96123	0.062177	0.500911
Material 3		Body Force Only	19.5	10000	0.37	Mohr Coulomb	Plastic	10	0	25	35	65	0				

***Figura 38**. Perfil geológico – geotécnico A_A', con las respectivas capas promediadas y diferenciadas encontradas en la exploración geotécnica, en la condición natural actual.*

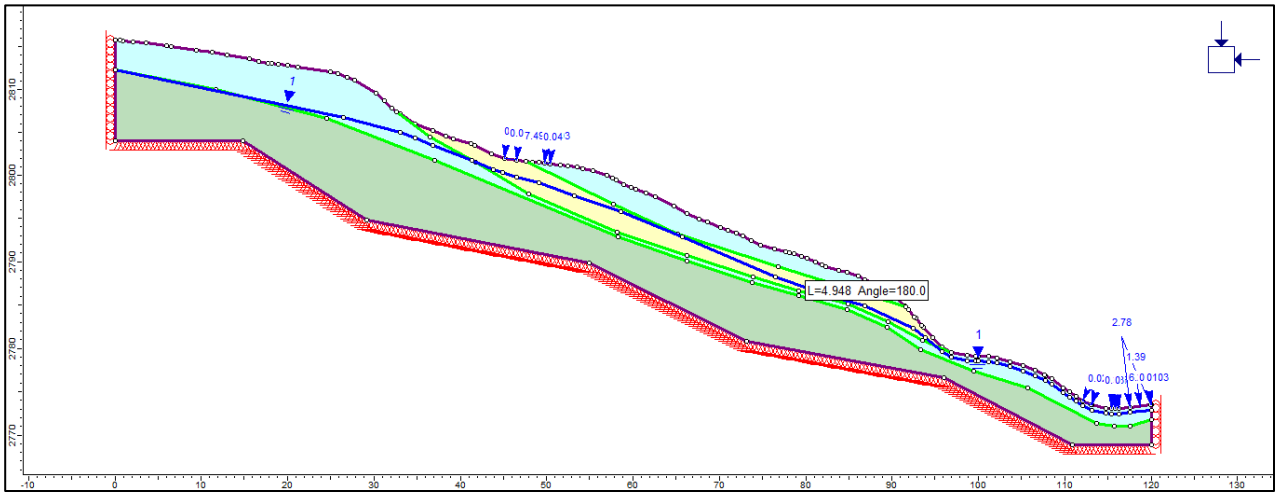


***Figura 39**. Perfil geológico – geotécnico A_A', con las respectivas capas promediadas y diferenciadas encontradas en la exploración geotécnica, con intervención futura de abatimiento de nivel freático.*

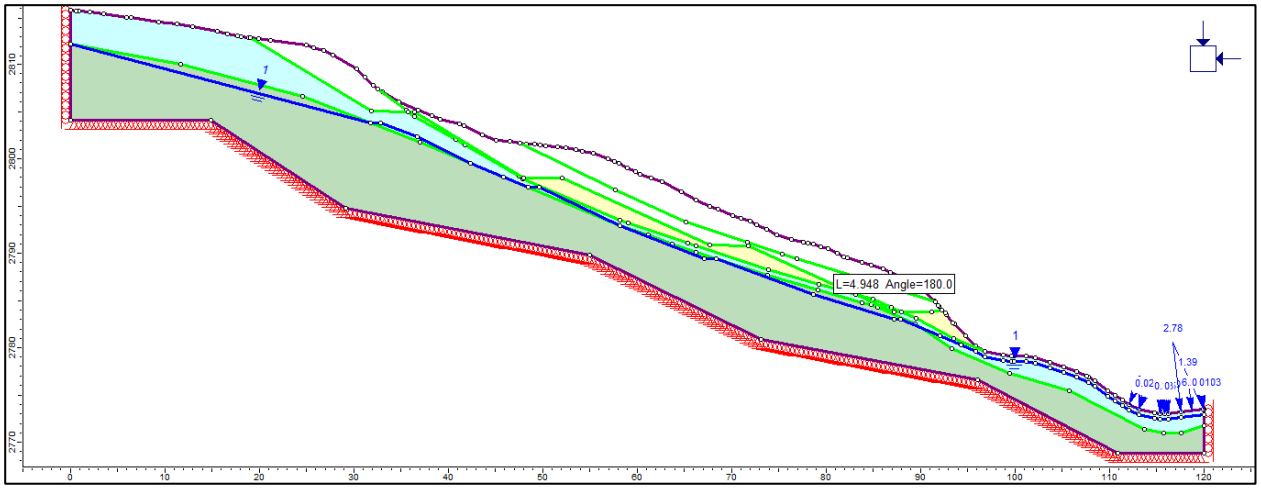


Figura 40. *Perfil geológico – geotécnico A_A', con las respectivas capas promediadas y diferenciadas encontradas en la exploración geotécnica, con intervención futura de abatimiento de nivel freático y reconformación con movimiento de tierras.*

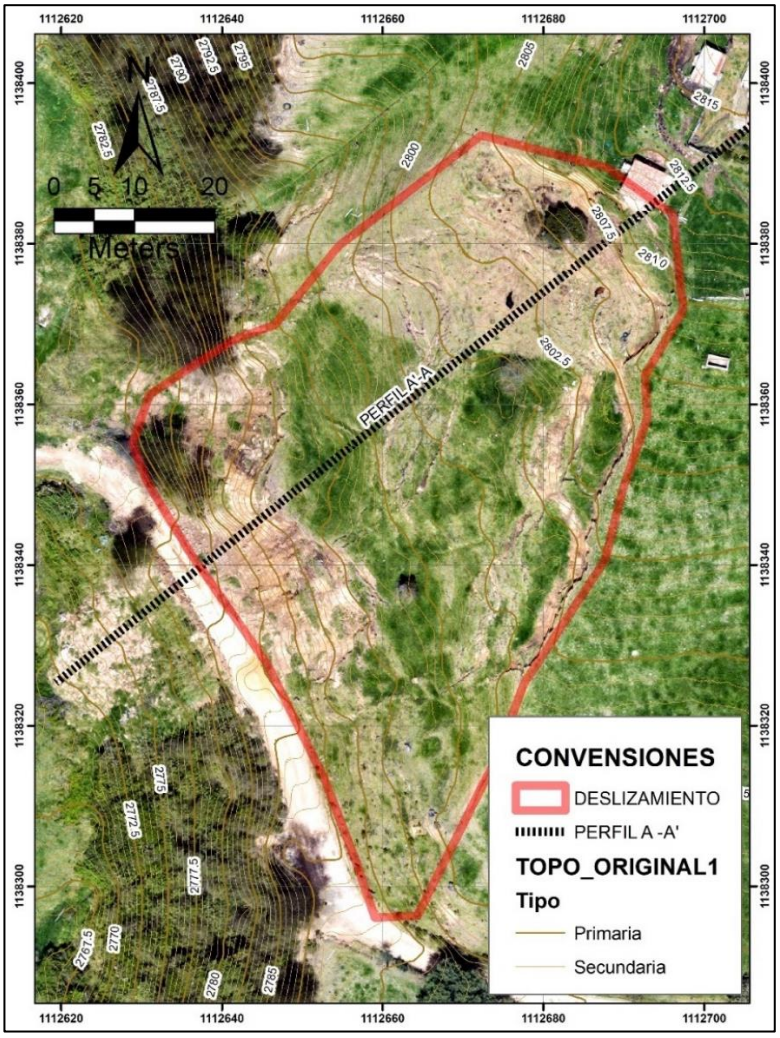


Figura 41 *Ubicación del trazado del perfil geológico- geotécnico perfil A – A' en planta.*

10.2 CONSIDERACIONES SOBRE NIVEL FREÁTICO O TABLA DE AGUA (LLUVIAS – INFILTRACIÓN - RED DE FLUJO)

Los escenarios planteados para evaluar la condición futura de estabilidad de la ladera natural consideran los siguientes aspectos:

Teniendo en cuenta el comportamiento hidrológico de los suelos, el régimen de lluvias y las condiciones de aguas freáticas encontradas se realizaron simulaciones de las condiciones generales del comportamiento de la red de flujo en el suelo.

Se identificó el escenario de precipitaciones mensuales como el más representativo, en cuanto a la cantidad de agua que se infiltra en el talud y la variación del nivel del agua, comparado con la cantidad de agua que

llueve, se incluyó en la simulación un mes de precipitaciones extremas correspondiente a un evento con un periodo de retorno de 10 años donde caerían 263mm de agua.

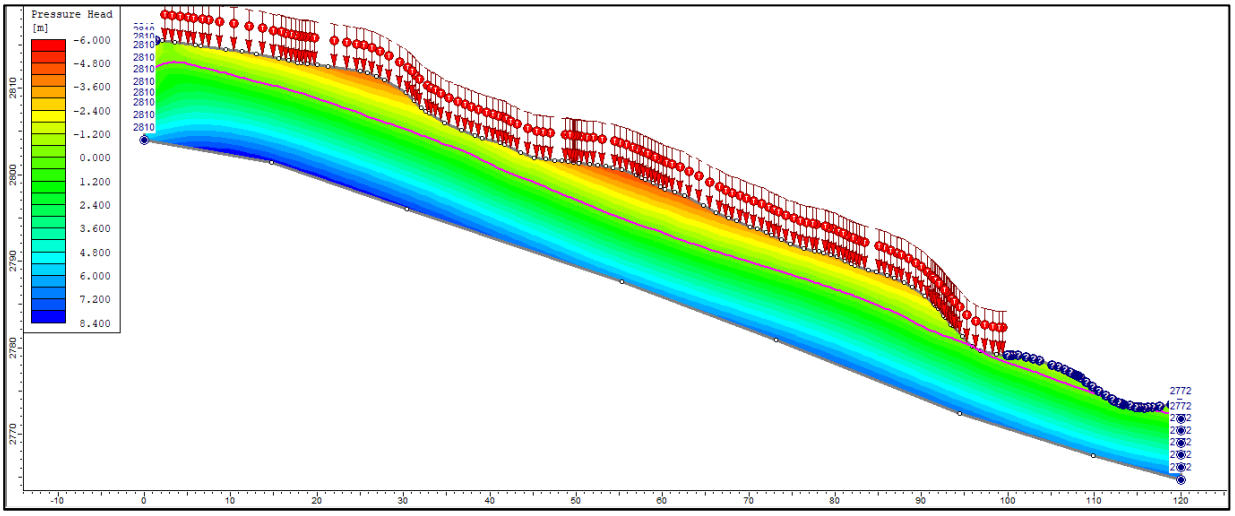


Figura 42 *Perfil geológico – geotécnico A_A', con las respectivas capas promediadas y diferenciadas encontradas en la exploración geotécnica., modelo de infiltración mensual y variación de la red de flujo.*

- En la simulación se presentan niveles freáticos incluso menores a los encontrados en la etapa de campo lo que indica una condición adicional de aporte de aguas infiltradas, posiblemente con estratos permeables de acuíferos confinados que descargan directamente a la ladera analizada, lo que incrementa el nivel de la red de flujo, por lo que la mayor influencia en este son las aguas que se puedan infiltrar desde el respaldo del talud. Como la condición crítica se puede considerar saturación en prácticamente toda la masa deslizada y es un escenario de probabilidad anual muy alta, cercana al 0.5. por lo tanto, el escenario de análisis es el talud totalmente saturado.

- Como sea la situación más crítica que se escoge como parámetro de diseño de subdrenaje es la condición de saturación de los terrenos pues implica una infiltración constante de agua en el terreno y esta debe evacuarse, ya que es una situación que tiene alta probabilidad de presentarse.
La intervención final consistente en cortes de conformación y sistemas de subdrenaje, abate de forma eficiente el nivel de aguas y descarga la mayoría de los materiales remoldeados, mejorando las condiciones de estabilidad.

10.3 PARÁMETROS SÍSMICOS

La clasificación del perfil del suelo corresponde con Tipo D, según NSR-10. En la Figura 43 se muestra el espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad, correspondiente los materiales encontrados en el área y calculado de acuerdo con el numeral A.2 de NSR-10. El periodo de retorno para el cual se obtiene dicha aceleración corresponde a 475 años.

Del estudio general de amenaza sísmica de Colombia (2009) se extraen las aceleraciones sísmicas en función del periodo de retorno sísmico para el municipio de Duitama.

***Tabla 26** Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10).*

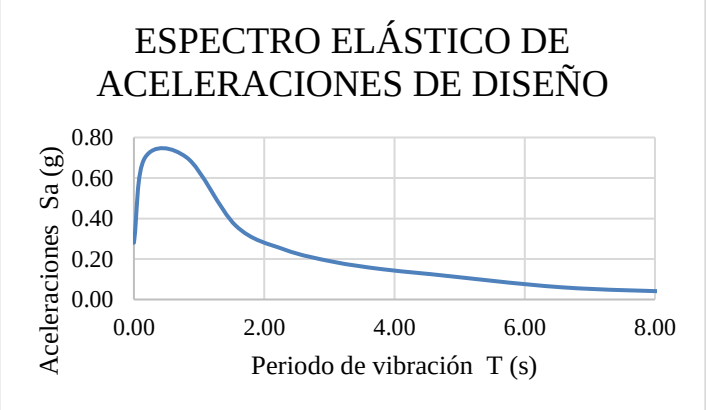
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Aa Coef. De aceleración pico efectiva (g)	0.20
Av Coef. De velocidad pico efectiva	0.25
Ae Aceleración pico reducida seguridad limitada (g)	0.14
Ad Aceleración pico efectiva al nivel de Umbral de daño (g)	0.07

***Tabla 27** Clasificación del suelo y obras civiles según NSR 10.*

Perfil Tipo	D
Aa	0.20
Av	0.25
A. Sísmica	Alta
Fa	1.4
Fv	1.9
Grupo Uso	I
Coef impor I	1.0

El coeficiente de importancia de la estructura fue definido por el consultor; en conformidad con la tipología de las obras y lo establecido en la NSR- 10.

***Figura 43:** Suelo Tipo D, Espectro de aceleraciones de diseño como fracción de g.*



Para el cálculo del coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudo estático de taludes KST o conocido como Kh se ha seguido lo estipulado en el numeral H.5.2.5 de NSR-10, como se muestra a continuación, encontrando que Kh = 0,22.

Tabla 28. *Parámetros sísmicos calculados para análisis pseudo estático de taludes.*

a_{max}	Aceleración máxima del terreno (Sa=Aa*Fa*I)	0.28
K_{ST}/a_{max}	Mínimo para análisis pseudoestático de taludes	0.8
K_{ST}	Coef. Sísmico de diseño para análisis pseudoestático (K_h)	0.22
K_v	Coef. Aceleración Vertical definido como $2/3K_h$	0.15

10.4 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO Y MACIZO ROCOSO

Del estudio geotécnico detallado se toman los resultados de los ensayos de cortes directos y propiedades físicas de los suelos que determinan el comportamiento del suelo, En el caso del macizo rocoso, es una caracterización básica, con las observaciones en campo y parámetros a partir de pruebas de laboratorio sobre núcleos tomados durante la exploración geotécnica en campo, así como el grado de fracturamiento evidenciado, ya que el macizo rocoso no aflora en área del deslizamiento a nivel superficial, y se entiende que el mecanismo de falla que se puede presentar estará relacionado con el suelo residual suprayacente al macizo, siendo los estratos más débiles del suelo estando en estado remoldeado incluso en el cuerpo del deslizamiento.

Tabla 29 *Parámetros del macizo rocoso para análisis de estabilidad.*

Parámetro	Valor
γd	2.20 tn/m^3
σ_{CI}	10MPa
GSI	75
m_i	17
D	0
mb	6.96
s	0.06
a	0.5
C’	500KPa 50tn/m^2
Φ’	50°

Tabla 30 *Propiedades mecánicas de los materiales de los suelos.*

Descripción	*Densidad Tn/m^3*	*Modalidad de ensayo*	*Angulo de fricción (°)*	*Cohesión*	
				kg/cm^2	tn/m^2
Suelos mixtos predominantemente arcillosos de coloraciones grises y amarillas, no remoldeados.	1.87	CU	25	0.65	6.5
Suelos mixtos predominantemente arcillosos de coloraciones grises y amarillas, remoldeados por	1.75	CU	35	0.10	1.0

efecto del movimiento en masa manifestado.					

10.5. MODELAMIENTO EN SOFTWARE

Para el análisis de estabilidad se considera apropiado el método de elementos finitos con el software Phase[2]:

Tabla 31 *Resultados del análisis de estabilidad para los perfiles analizados (TR 475).*

Perfil	Condición estática Fs.	Condición sísmica seudo estática Fs.	Cumplimiento NSR 10 título H
Perfil A-A'. condición natural- actual.	1.02	0.42	No
Perfil A-A'. con abatimiento del nivel freático.	1.30	0.73	No
Perfil A-A'. con los cortes de conformación y abatimiento de nivel freático.	2.01	1.36	Sí

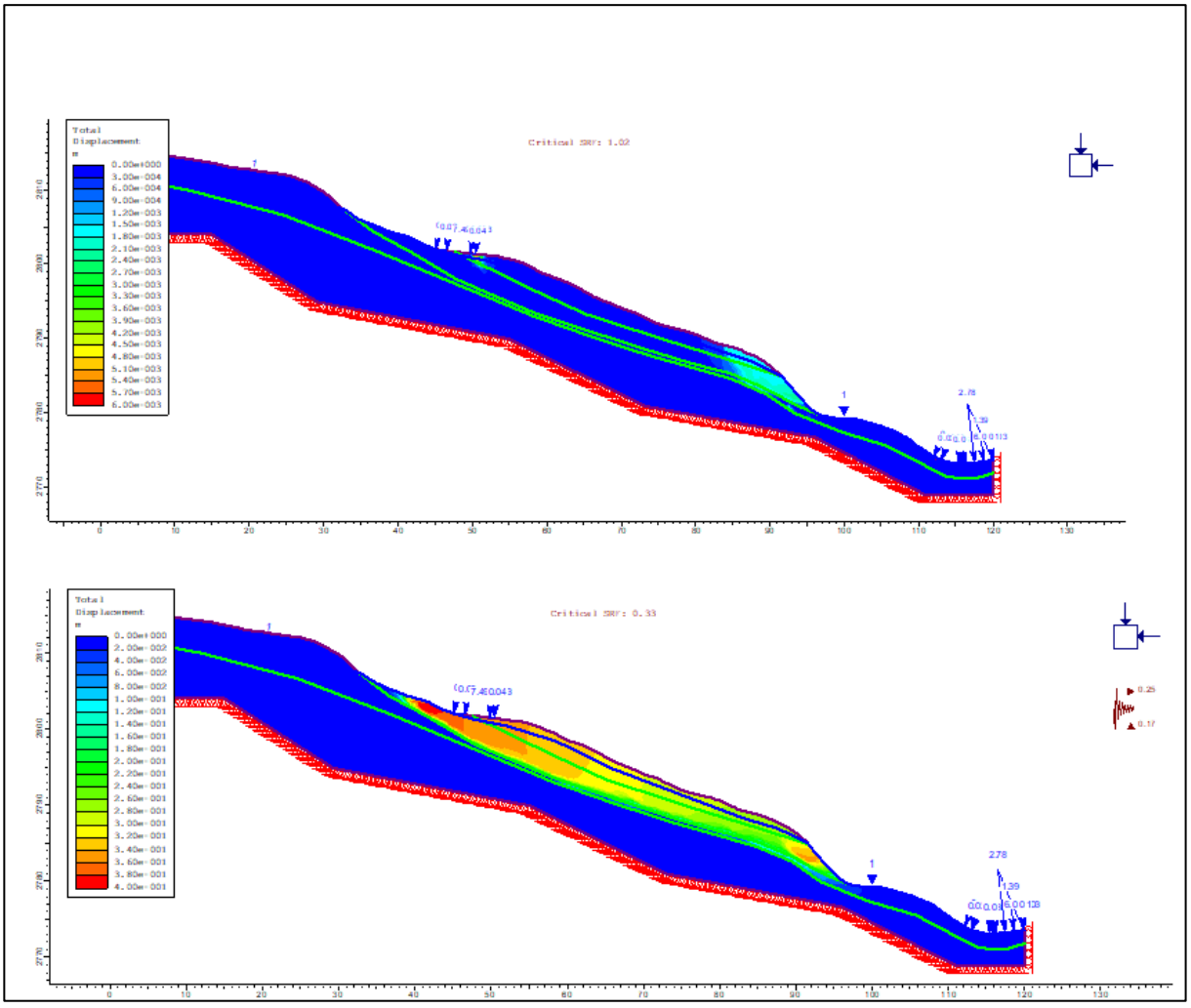


Figura 44 *Factor de seguridad Perfil A-A'. Condición normal- actual. Escenarios estático y sísmico.*

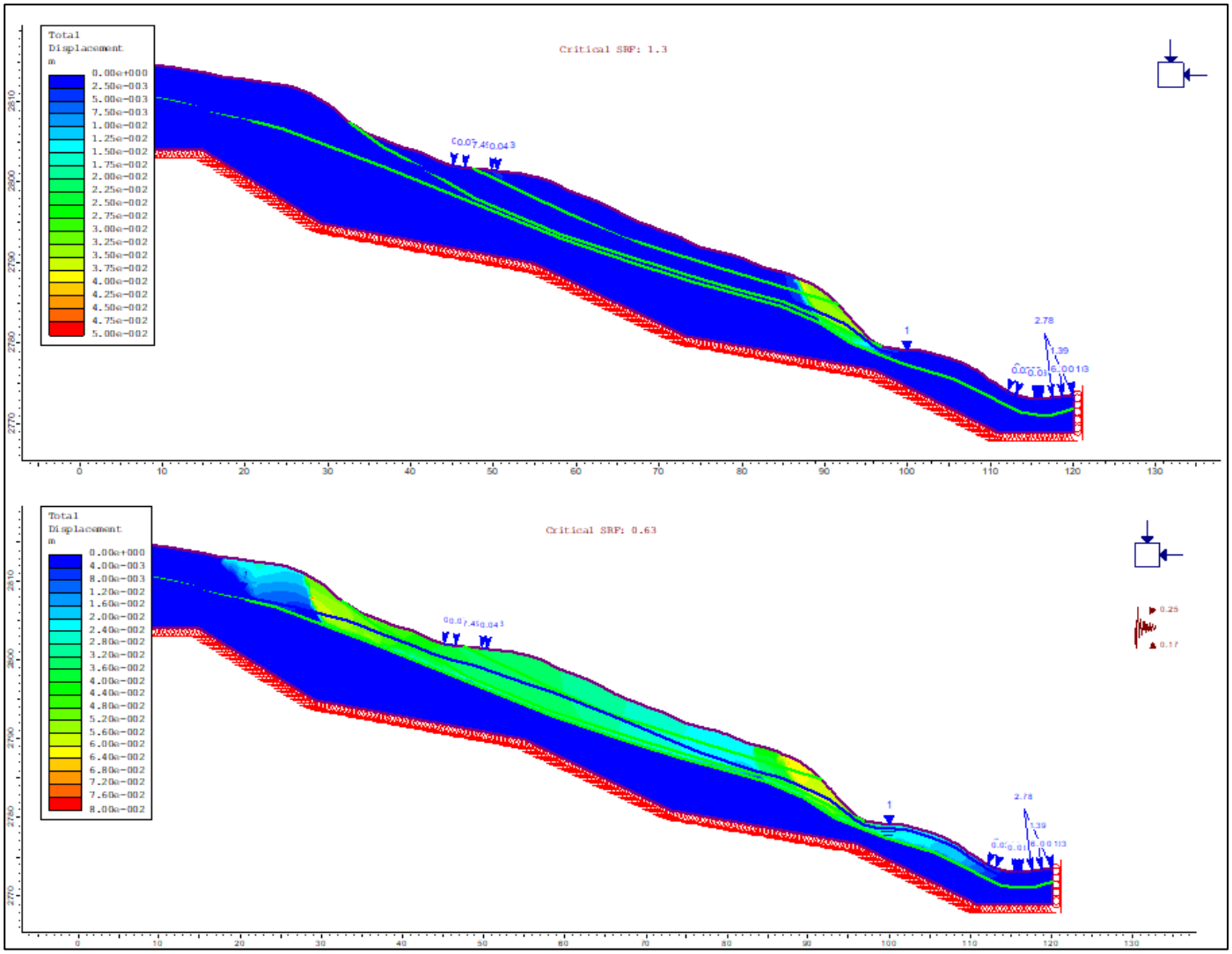


Figura 45*. Factor de seguridad Perfil A-A'. Abatimiento de nivel freático. Escenario estático y sísmico.*

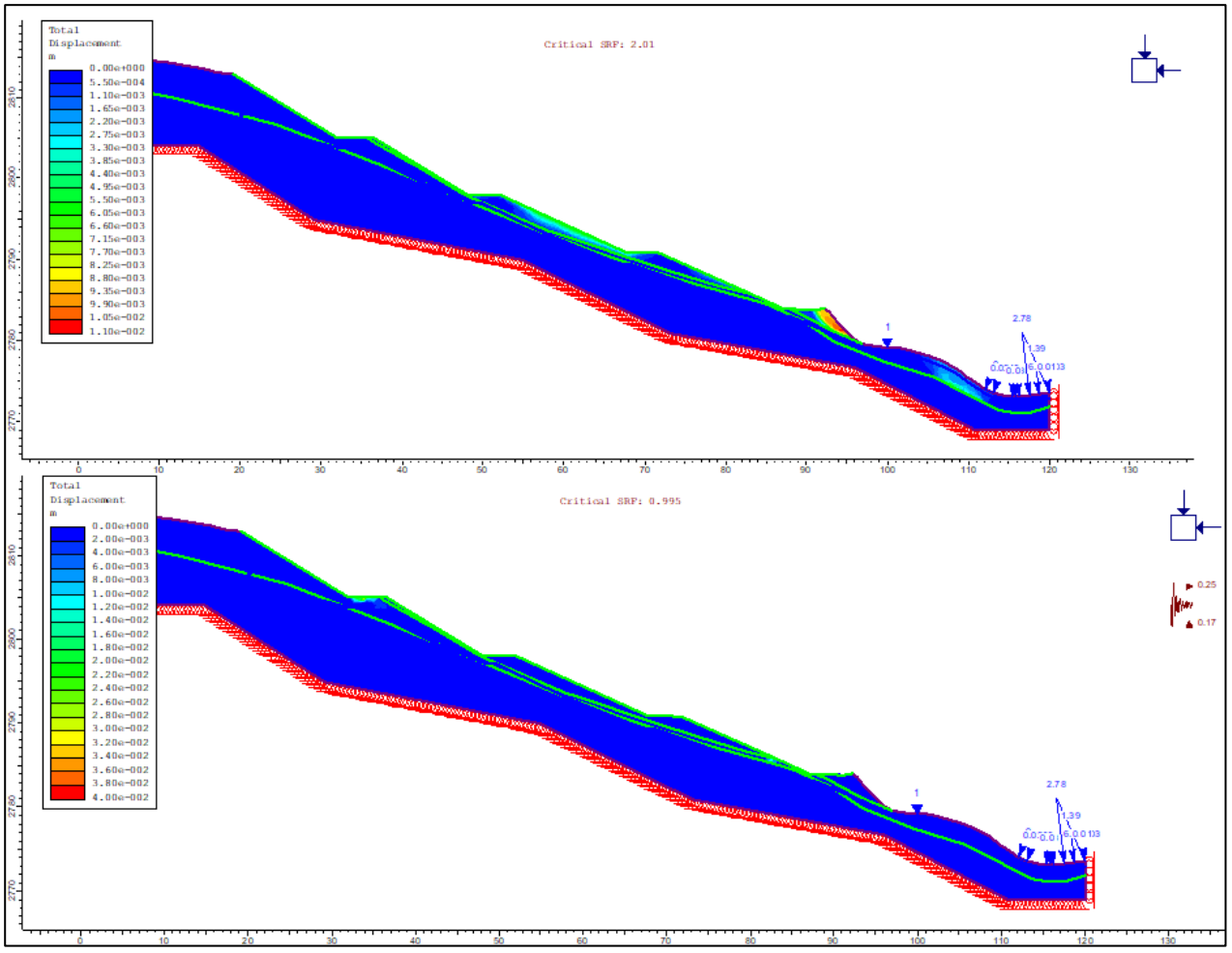


Figura 46*. Factor de seguridad Perfil A-A'. Cortes de reconformación del terreno y abatimiento del nivel freático. Escenario estático y sísmico.*

Se obtuvieron factores de seguridad que cumplen con las exigencias de la norma sismo resistente NSR 10 para el escenario de intervención con cortes de conformación y abatimiento del nivel freático manejados de forma simultánea. Para los escenarios de condición natural y abatimiento de nivel freático los factores de seguridad son muy bajos y no cumplen las normativas, por lo que finalmente la intervención que debe plantearse implica reconformación, manejo de aguas superficiales y subsuperficiales, con sistemas de drenaje y subdrenaje.

Para los cortes de conformación que se proponen y cuyos detalles se presentan más adelante en el capítulo de intervenciones, los factores de seguridad cumplen con los requerimientos de la norma sismo resistente. Los resultados se presentan detalladamente en el Anexo No. 4.

11 CALCULOS Y DISEÑOS HIDRAULICOS SISTEMA DE DRENAJE

11.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA CONTROL DE AGUAS DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

Para el manejo de captación, conducción y descarga de las aguas de escorrentía superficial y el control de la erosión o socavación por efecto de estas, en el área de intervención; se diseña un sistema de cunetas de drenaje de tipo flexible en cada uno de los niveles planteados, con descarga y conducción hasta un canal principal igualmente flexible y adaptado a las condiciones de la pendiente topográfica respectivas.

Para tal fin se tomaron las consideraciones y recomendaciones realizadas para diseño de este tipo de obras, dadas por (INVIAS, 2009).

11.2 DISEÑO DE HIETOGRAMAS DE TORMENTA DE PRECIPITACIÓN PARA EL AREA A INTERVENIR.

A partir de las curvas IDF sintéticas, se estiman las tasas de precipitación para eventos tormenta para los periodos de retorno seleccionados de 2, 3, 5, 10, 20, 50 y 100 años, con duración próxima al tiempo de concentración del área de captación, esto en razón de que los aguaceros con duraciones próximas al tiempo de concentración para un área dada maximizan la respuesta hidrológica en términos de caudal pico. Para el caso del área de vaso bajo estudio, correspondiente a áreas pequeñas de entre 600m^2 y 20000m^2, para un total aproximado de 33.000m^2 el tiempo de concentración se estimó en entre 5 y 12 minutos para un periodo de retorno de diseño de entre 5 y 10 años tomando una intensidad de 101mm/h:

La duración de los Hietogramas de precipitación se diseña para una duración de 10 min, a continuación, se presentan las curvas IDF sintéticas para la estación Duitama (24030350), en forma de tabla y sus respectivas graficas:

Tabla 32*. Curvas sintéticas Estación San Pablo 23060160 – IDF IDEAM.*

INTENSIDAD P. (mm/h)		***PERIODO DE RETORNO T (años)***							
N	t (min)	2	3	5	10	20	50	100	500
1	5	117	126	139	158	181	215	245	333
2	10	74	80	89	101	115	137	156	212
3	15	57	62	68	78	89	105	120	163
4	20	47	51	56	64	73	87	100	135
5	25	41	44	49	56	63	76	86	117
6	30	36	39	43	49	56	67	77	104
7	35	33	36	39	45	51	61	69	94
8	40	30	33	36	41	47	56	64	86
9	45	28	30	33	38	43	52	59	80
10	50	26	28	31	35	40	48	55	75

11	55	25	27	29	33	38	45	52	70
12	60	23	25	28	32	36	43	49	66
13	65	22	24	26	30	34	41	46	63
14	70	21	23	25	29	33	39	44	60
15	75	20	22	24	27	31	37	42	57
16	80	19	21	23	26	30	35	40	55
17	85	19	20	22	25	29	34	39	53
18	90	18	19	21	24	28	33	37	51
19	95	17	19	20	23	27	32	36	49
20	100	17	18	20	23	26	31	35	48
21	105	16	17	19	22	25	30	34	46
22	110	16	17	19	21	24	29	33	45
23	115	15	16	18	21	24	28	32	43
24	120	15	16	18	20	23	27	31	42

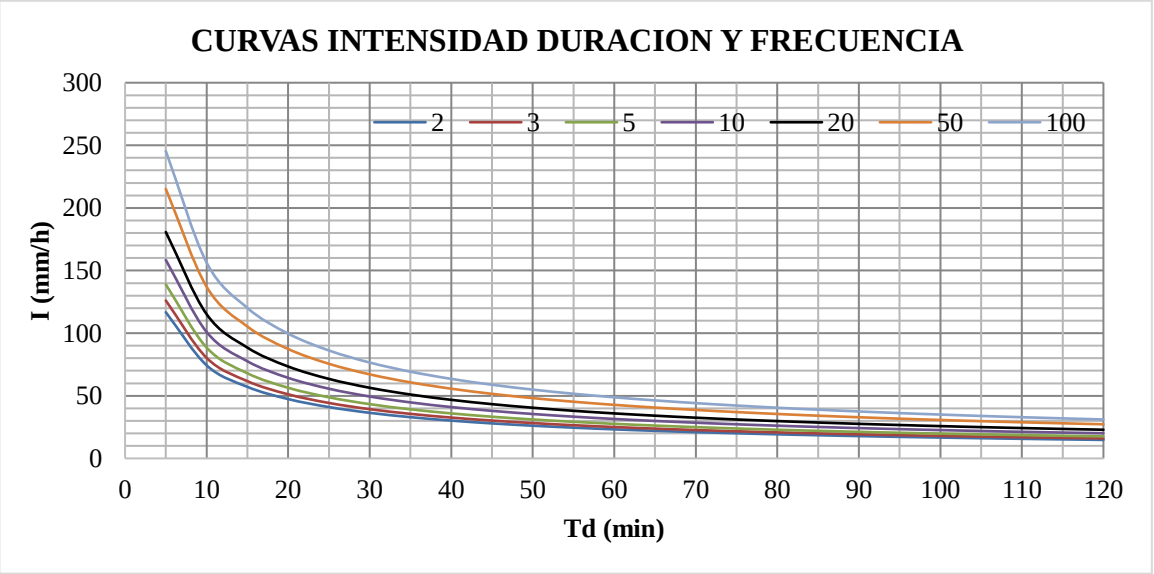


Figura 47. *curvas IDF sintéticas estación Duitama (*24030350)

11.2.1 DELIMITACIÓN DE ÁREAS AFERENTES PARA ELEMENTOS DE DRENAJE.

La delimitación de las áreas aferentes para cada una de las cunetas se realizó a partir del levantamiento topográfico general incluyendo el planteamiento de cortes a realizarse y conformación del terraceo, empleando software GIS para determinar las áreas de drenaje para cada sistema de cunetas. En general se trata de áreas muy pequeñas, no superiores a 600m^2 y para los canales principales el área acumulada máxima es de 19645m^2.

11.2.2 CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO POR MÉTODO RACIONAL.

El método racional parte de la definición del coeficiente de escorrentía C, valor adimensional, el cual se puede definir como la relación entre el volumen de escorrentía superficial, VE, y el volumen de precipitación total, Vp, ambos expresados en m^3, así:

$$Qe = C * A * i$$

Donde:
C= Coeficiente de escorrentía del área aferente.
A= Área aferente al punto de aforo en m^2
i= Intensidad de precipitación en (m/s) para la duración de diseño y el periodo de retorno de diseño.

El valor del coeficiente de escorrentía para las áreas aferentes al sistema de zanjas en diseño, se calculó empleando el mapa de números de curva realizado para la microcuenca en el modelamiento hidrológico para análisis de amenaza por inundación y la curva de frecuencia para la precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno considerados, aplicando las siguientes formulas:

$$C = \frac{[(P_d - P_0)(P_d - 23P_0)]}{(P_d - 11P_0)^2}$$

Donde Po está dado por la siguiente formula:

$$P_0 = \frac{(5080 - 50.8CN)}{CN}$$

Donde:

CN= Numero de curva ponderado para el área aferente.

P_d= Precipitación máxima de 24 horas para el periodo de retorno analizado (mm).

Aunque el diseño geométrico de las zanjas de coronación se realizó partiendo de las dimensiones mínimas recomendadas por (INVIAS, 2009), se planteó como criterio de aceptación, que el diseño de las zanjas tenga capacidad para conducir la escorrentía para eventos de precipitación con 10 años de periodo de retorno, para lo cual se determinaran las áreas aferentes y los caudales pico para este escenario, para la respectiva verificación hidráulica del diseño.

11.3 DISEÑO GEOMETRICO DE CUNETAS

Para selección de la ubicación de las zanjas tanto de coronación como las ubicadas en las bermas del área reconformada y áreas aferentes de laderas, se siguieron las recomendaciones de distancia mínima respecto a la corona del talud especificadas por (INVIAS, 2009), la cual está fijada en mínimo 3.0 m como se observa en la **Figura 48** :

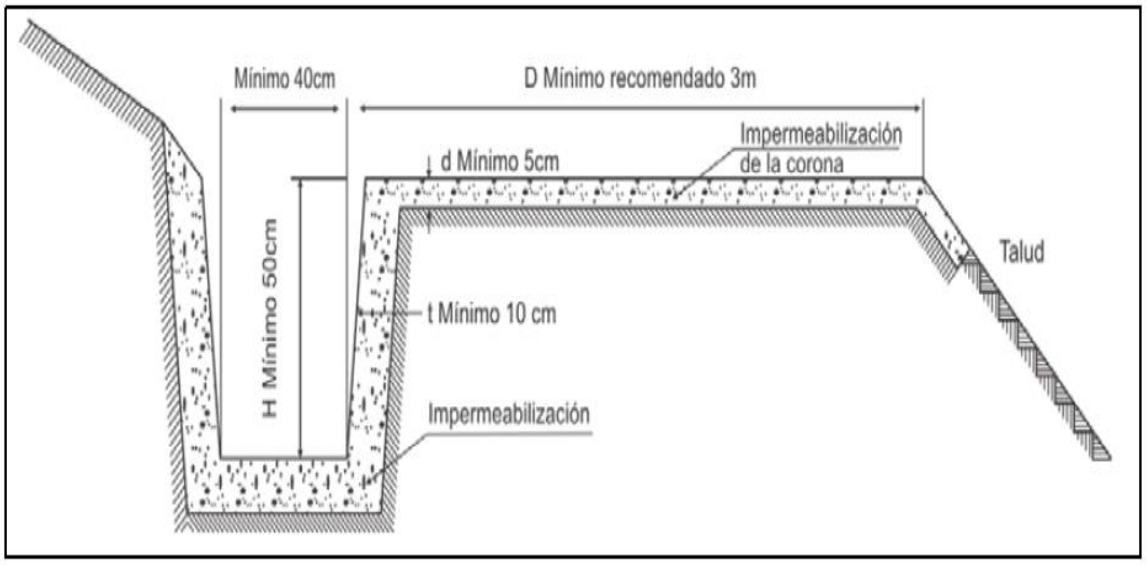


***Figura 48**. Dimensiones mínimas para zanjas de coronación (INVIAS, 2009).*

Siguiendo la anterior recomendación, se procedió a diseñar y proyectar la ubicación espacial de las zanjas de coronación, zanjas en bermas de cada nivel, y canal principal de descarga, sobre la topografía detallada con el planteo del diseño geométrico del talud, asegurando a su vez condiciones de tirante hidráulico consistentes y las dimensiones mínimas recomendadas para la sección transversal. Los detalles en planta se presentan en el Anexo 5.0. A continuación, se presenta El planteamiento del sistema de drenaje superficial.

***Tabla 33**. Planteamiento del sistema de drenaje superficial.*

Tramo	Long planta	Tipo	Area aferente	Nodo Inicial	Nodo Final	Z Inicial	Z Final	Pendiente	Longitud real (m)
9 - 10	44.41	1	523.0	9	10	2814.7	2806.2	0.19	45.21
8 - 16	19.72	1	583.0	8	16	2817.0	2814.7	0.12	19.86
13 - 20	34.45	1	806.0	13	20	2785.0	2779.0	0.17	34.97
10 - 17	55.80	1	813.0	10	17	2806.2	2799.5	0.12	56.20
7 - 14	24.88	1	869.0	7	15	2821.0	2819.3	0.07	24.94
11 - 18	68.35	1	973.0	11	18	2799.5	2794.5	0.07	68.53
4 - 16	37.01	1	1045.0	4	16	2817.0	2814.7	0.06	37.08
5 - 15	42.94	1	1297.0	5	15	2822.0	2819.3	0.06	43.02
6 - 14	55.14	1	1417.0	6	14	2827.51	2824.24	0.06	55.24
12 - 19	89.31	1	1471.0	12	19	2795.46	2786.01	0.11	89.81
1 - 3A	194.08	2	12882.0	1	3	2827.28		0.27	128.73
1- 3B		3	12882.0				2776.92		72.30
2 - 3A	249.9	2	19645.0	2	21	2811.22		0.16	119.00
2 - 3B		3	19645.0				2778.31		134.12

La adopción de secciones trapezoidales deriva de su facilidad constructiva o de conformación en terreno, la cual al disponer de geometrías básicas facilita el control en campo de cantidades de obra y uso de materiales de recubrimiento como es el caso de los geotextiles o geomembranas, mantos temporales y o permanentes empleados, sin embargo se hace claridad que los vértices agudos o de formas rectas no son obligatorios, pues las condiciones del terreno no suelen ajustarse comúnmente a estas características, por ende se considera que el manejo de formas sub - redondeadas en estos es un práctica aceptable para el desarrollo del proyecto. Para el cuneteo en concreto las geometrías se pueden elaborar de forma mucho más precisa.

Se plantean tres secciones Tipo para el diseño de las cunetas:

Cunetas Tipo 1, se diseña para ser empleada en las bermas y tramos iniciales de captación de escorrentía y presenta la menor sección hidráulica y con Revestimiento en Geomembrana HPDE calibre 40, como se presenta en la siguiente figura:

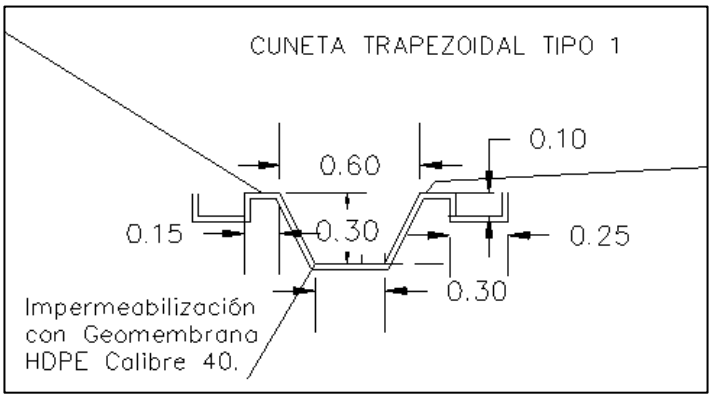


Figura 49. *Diseño perfil transversal cuneta Tipo 1, para las cunetas de coronación, ramales en espina de pescado y bermas.*

11.4 DISEÑO GEOMÉTRICO DE CANALES DE DESCARGA PRINCIPAL

Dada las condiciones topográficas y la magnitud de caudales esperados en los canales de descarga principal (tramos 1-3 y 2 – 3), se plantean dos zonas o tramos con distintas características geométricas y de manejo hidráulico:

Tramos 1-3A y 2-3A: (cuneta tipo 2 para zonas altas de potreros), Se diseña una sección hidráulica trapezoidal escalonada, conformada en colcho gavión con un ligero traslapo, este canal de forma trapezoidal se maneja con módulos de colcho gavión de 2m x 3m y un espesor de 0.17m, dispuestos longitudinalmente para lograr la sección hidráulica que requiere un perímetro de 2.0 metros, acomodados de tal forma que generen una sección transversal trapezoidal. Las rocas que conforman los colcho gaviones en esta sección deben presentar diámetros de entre 10 y 15 cm. Los colcho gaviones se instalarán sobre un geotextil de protección contra erosión tipo NT1800:

Los detalles de diseño de las cunetas y del sistema de drenaje general, se presentan tanto en planta como en perfil, en el Anexo 5.0, correspondiente a los planos generales y particulares de diseño de las obras.

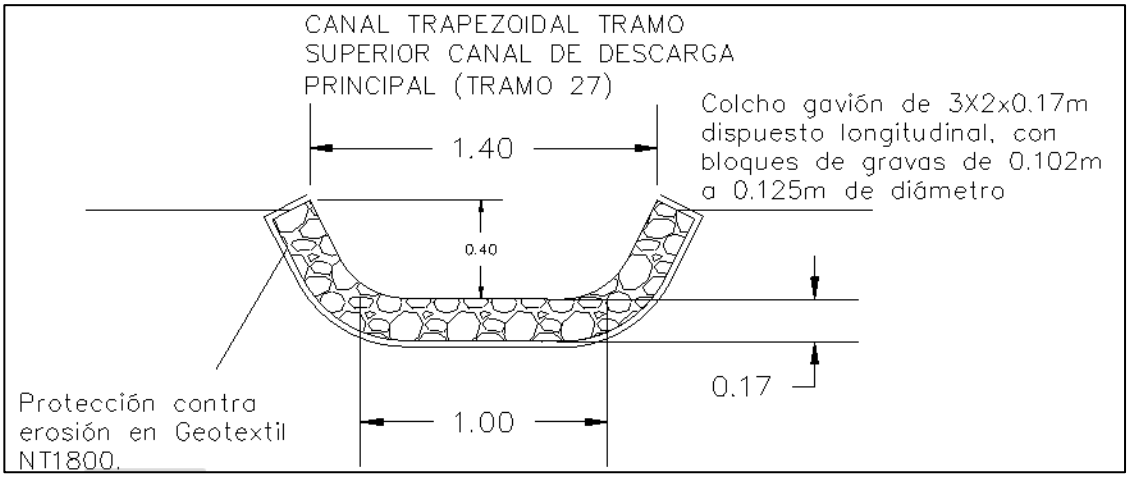


Figura 50. *Diseño perfil transversal canales principales de conducción y descarga tramos 1-3A y 2-3A.*

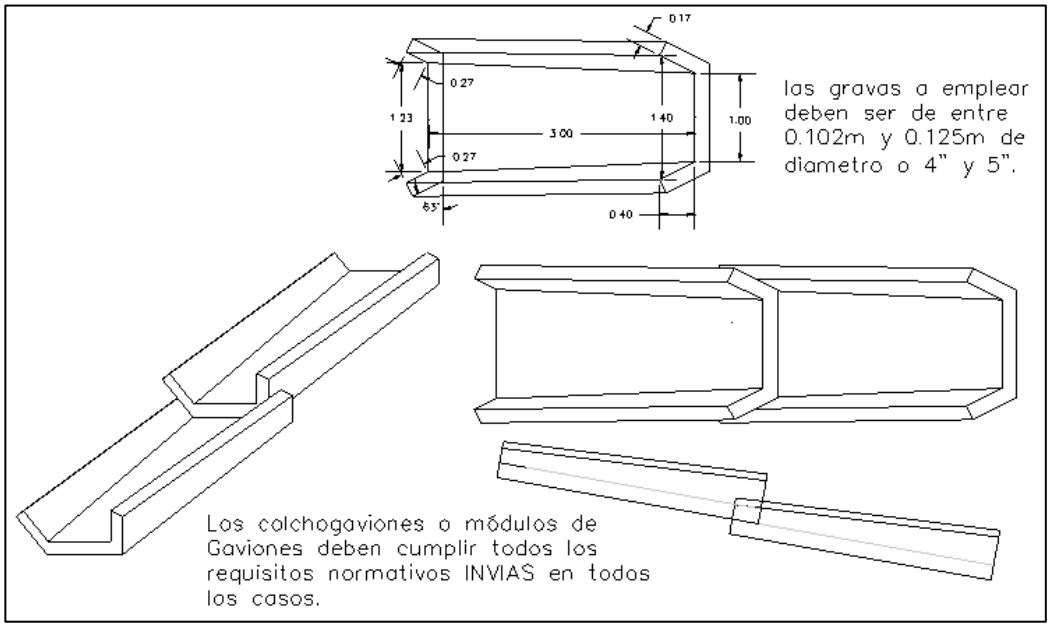


Figura 51. *Detalles de empalme entre módulos de colcho gavión para generar el escalonamiento canales principales de conducción y descarga tramos 1-3A y 2-3A.*

La descarga principal del sistema se desarrolla en pendientes importantes por lo que el empleo del colcho gavión además de ser una estructura flexible y de fácil adaptación a la superficie de la cuneta. Brinda una altísima rugosidad y dispersión de la energía del flujo en las zonas de alta pendiente. El escalonamiento del colcho gavión se debe generar mediante un translapo entre unidades de 0.3m, y conformando la pendiente bajo cada colcho gavión de forma escalonada con el fin de que no se altere la geometría recta de pendiente uniforme y escalonada del canal propuesto. Este tipo de sección amplia en estructura flexible permite la circulación de semovientes sobre dichas cunetas y evita que dichos animales puedan hacerse daño, contrario a instalar cunetas profundas en materiales rígidos como el concreto.

Tramos 1-3A y 2-3A: (cuneta tipo 3 para zonas de conducción descarga en caño y carretera CPD)***:*** Este tramo se compone de tramos en cunetas de concreto de sección rectangular. Se diseña una sección hidráulica rectangular con un ancho de 0.5m y una altura de 0.5m, y con pantallas deflectoras en el fondo del canal en toda su extensión tipo CPD. Dicho sistema con en las cunetas en materiales flexibles de ajustaran a la tendencia topográfica natural del trazado; no se requieren cortes y o conformaciones adicionales.

Los detalles de diseño de las cunetas y del sistema de drenaje general, se presentan tanto en planta como en perfil, en el Anexo 5.0, correspondiente a los planos generales y particulares de diseño de las obras.

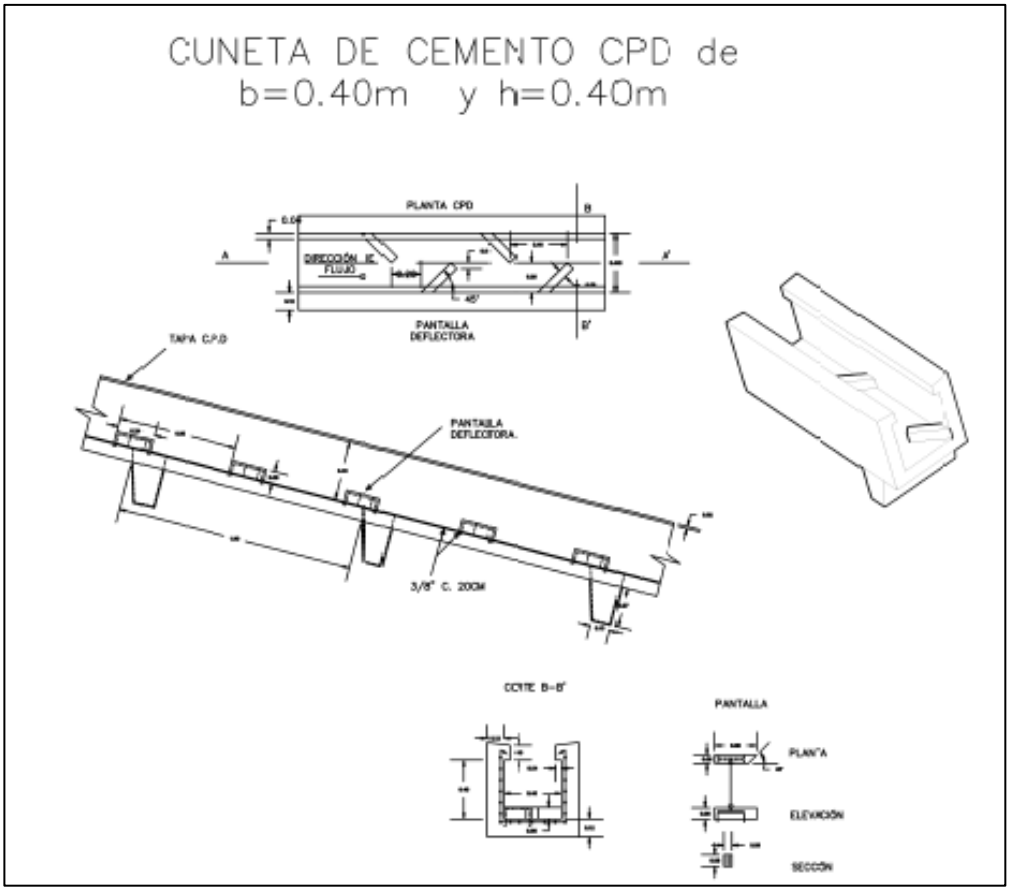


Figura 52. *Diseño perfil transversal canal principal de conducción y descarga* **1-3A y 2-3A**.

Los canales CPD para los tramos ***1-3A y 2-3A*** en su construcción debe emplearse concreto de resistencia f'c=2500 PSI como mínimo, con su refuerzo estructural en varilla de acero conforme lo que se detalla en planos de diseño. Las cunetas deben cumplir todos los requisitos normativos INVIAS en todos los casos, más las recomendaciones de diseño expuestas aquí.

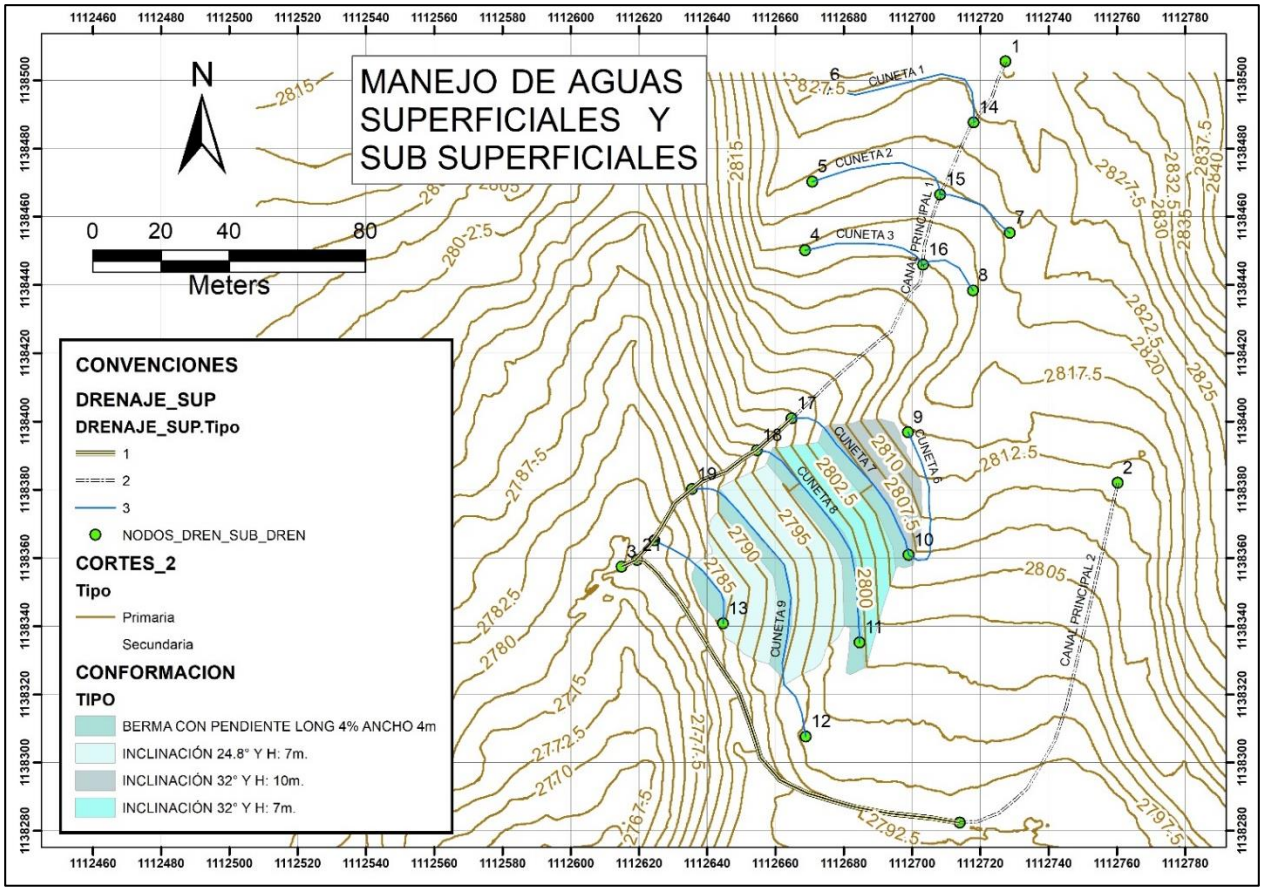


Figura 53. *Planta de disposición y distribución del sistema de drenaje superficial*

Los detalles del diseño del sistema de drenaje, se presentan en el Anexo 5.0, correspondiente a los planos generales y particulares de diseño de las obras.

11.5 VERIFICACION HIDRAULICA CUNETAS TIPO 1, 2 Y 3.

El drenaje de escorrentía corresponde a las aguas producto de lluvia, que fluyen en la superficie buscando un sitio puntual donde verter su caudal, drenaje que es evacuado por cunetas de sección trapezoidal, y cuyo comportamiento hidráulico se puede evaluar utilizando la fórmula de Manning. La metodología trabajada encuentra su base tanto en las normas RAS 2000, como en el Manual de Drenaje para Carreteras del Invias.

El caudal y dimensiones de las cunetas se estiman principalmente con el método racional y la expresión de Manning, de acuerdo con el tipo de recubrimiento y la topografía existente, en este caso la conformación de las terrazas.

La expresión de Manning, corresponde a la siguiente formulación:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:
Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
A: Área mojada, en metros cuadrados (m2).
R: Radio hidráulico, en metros (m).
S: Pendiente, en metros por metro (m/m).

Con la expresión anterior es posible obtener la lámina de flujo y la velocidad en la sección para el caudal a manejar.

Para esta evaluación es necesario verificar que la lámina de agua debe ser menor a la profundidad de la cuneta y a su vez, que la velocidad sea menor que la máxima permitida para el material de la cuneta, pero mayor a la velocidad de sedimentación., se generan pendientes de canales adecuadas para evitar sedimentación de finos y arenas.

El caudal de manejo es definido a partir del método racional conforme fue definido en el capítulo anterior, para las áreas aferentes, ya sean las laderas aferentes o el área a intervenir propiamente dicha.

Algunos materiales recomendados para revestimiento de canales artificiales se encuentran en (INVIAS, 2009), junto con las magnitudes máximas permitidas para la velocidad de flujo (ver **Tabla 34**)
).

Tabla 34. *Velocidades máximas para diferentes materiales de revestimiento en canales artificiales (INVIAS, 2009).*

MATERIAL	***VELOCIDAD MAXIMA (m/s)***
Ladrillo común (Lc)	3
Ladrillo vitrificado (Lv)	5
Arcilla vitrificada (Av)	4
Concreto 175 Kg/cm^2	6
Concreto 210 Kg/cm^2	10
Concreto 280 Kg/cm^2	15
Concreto 350 Kg/cm^2	20

Para los diseños de cunetas se corrobora que cumplan con los radios de curva mínimos para evitar sobre elevaciones del agua y desborde.

Esto se logra empleando la siguiente expresión para régimen súper crítico:

$$R_0 = \frac{4 * v^2 * B}{g * h}$$

Descole de cunetas: El descole de las cunetas y en general el de las estructuras hidráulicas, se debe realizar sin alterar drásticamente los patrones de flujo del cuerpo de agua receptor o terreno receptor y sin originar problemas de socavación. Así, en cada punto de desagüe de un tramo de cuneta es necesario evaluar el

impacto potencial sobre la corriente receptora en cuanto a cambios de velocidad y caudal y minimizar la erosión, ya sea con un mejor ángulo de entrega del canal y/o una velocidad igual o menor a la de la corriente receptora. Esto último se logra con disminuciones en la pendiente del canal de entrega o con incrementos en la rugosidad del revestimiento o en la sección transversal del canal.

A continuación, se presentan las tablas de cálculo Resumen de los análisis de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para cada tramo de drenaje establecidos en el diseño.

Tabla 35.*Cálculo de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para Cunetas Tipo 1, y Tipo 2.*

Tramo	*9 - 10*	*8 - 16*	*13 - 20*	*10 - 17*	*7 - 14*	*11 - 18*	*4 - 16*	*5 - 15*	*6 - 14*	*12 - 19*	*1 - 3A*	*2 - 3A*
Long planta	44.41	19.72	34.45	55.80	24.88	68.35	37.01	42.94	55.14	89.31	194.08	249.9
Tipo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2 y 3	2 y 3
Area_aferente	523.0	583.0	806.0	813.0	869.0	973.0	1045.0	1297.0	1417.0	1471.0	12882.0	19645.0
Nodo Inicial	9	8	13	10	7	11	4	5	6	12	1	2
Nodo Final	10	16	20	17	15	18	16	15	14	19	3	21
Z_Inicial	2814.7	2817.0	2785.0	2806.2	2821.0	2799.5	2817.0	2822.0	2827.51	2795.46	2827.28	2811.22
Z_Final	2806.2	2814.7	2779.0	2799.5	2819.3	2794.5	2814.7	2819.3	2824.24	2786.01	2776.92	2778.31
Pendiente predominante	0.19	0.12	0.17	0.12	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	0.11	0.27	0.16
Longitud real (m)	45.21	19.86	34.97	56.20	24.94	68.53	37.08	43.02	55.24	89.81	201.03	253.12
Caudal de diseño Método racional												
P Retorno Tr Años	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Profundidad de precipitación (mm)	17.40	17.40	17.40	17.40	17.40	17.40	17.40	17.40	17.40	17.40	17.40	17.40
T duración evento (min)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
C Coefciente de escorrentía	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
ie	6.96	6.96	6.96	6.96	6.96	6.96	6.96	6.96	6.96	6.96	6.96	6.96
I (mm/h)	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00
Area vaso (m2)	5.23E+02	5.83E+02	8.06E+02	8.13E+02	8.69E+02	9.73E+02	1.05E+03	1.30E+03	1.42E+03	1.47E+03	1.29E+04	1.96E+04
Qe m3/s	5.87E-03	6.54E-03	9.05E-03	9.12E-03	9.75E-03	1.09E-02	1.17E-02	1.46E-02	1.59E-02	1.65E-02	1.45E-01	2.20E-01
Qe Lt/s	5.87	6.54	9.05	9.12	9.75	10.92	11.73	14.56	15.90	16.51	144.56	220.46
Ve Lt	2112.9	2355.3	3256.2	3284.5	3510.8	3930.9	4221.8	5239.9	5724.7	5942.8	52043.3	79365.8
Calado hidráulico cunetas sección												

Trapezoidal (m)												
n Manning	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.035	0.035
S1 Pendiente seccion canal	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
S Pendiente canal	0.19	0.12	0.17	0.12	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	0.11	0.27	0.16
b	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1
Qe m3/s	5.87E-03	6.54E-03	9.05E-03	9.12E-03	9.75E-03	1.09E-02	1.17E-02	1.46E-02	1.59E-02	1.65E-02	1.45E-01	2.20E-01
h (m)	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.050	0.050
hi (m)	0.0119	0.0146	0.0158	0.0178	0.0216	0.0230	0.0253	0.0285	0.0307	0.0263	0.0617	0.0930
hi (m)	0.0119	0.0147	0.0159	0.0178	0.0216	0.0229	0.0252	0.0284	0.0305	0.0263	0.0616	0.0923
hi (m)	0.0119	0.0147	0.0159	0.0178	0.0216	0.0229	0.0252	0.0284	0.0305	0.0263	0.0616	0.0924
h (m)	0.0119	0.0147	0.0159	0.0178	0.0216	0.0229	0.0252	0.0284	0.0305	0.0263	0.0616	0.0924
A h (m2)	0.004	0.005	0.005	0.005	0.007	0.007	0.008	0.009	0.010	0.008	0.063	0.097
P h (m)	0.327	0.333	0.335	0.340	0.348	0.351	0.356	0.363	0.368	0.359	1.138	1.207
V h (m/s)	1.56	1.39	1.78	1.58	1.37	1.44	1.39	1.52	1.53	1.88	2.17	2.12
B superficie libre agua (m)	0.31	0.31	0.32	0.32	0.32	0.32	0.33	0.33	0.33	0.33	1.06	1.09
Fr	4.60	3.72	4.56	3.84	3.03	3.09	2.86	2.94	2.87	3.77	2.83	2.28
v (Ns/m2)	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03	1.13E-03
Re	15396	16726	22873	22662	23404	25901	27263	32925	35334	38032	107063	150473
Energía especifica (mkg/kg)	0.15	0.12	0.19	0.16	0.13	0.14	0.13	0.16	0.16	0.22	0.32	0.34

Radio de curva mínimo cuneta (m)												
P Retorno Tr Años	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Qe Lt/s	5.87	6.54	9.05	9.12	9.75	10.92	11.73	14.56	15.90	16.51	144.56	220.46
V h (m/s)	1.56	1.39	1.78	1.58	1.37	1.44	1.39	1.52	1.53	1.88	2.17	2.12
B superficie libre agua (m)	0.31	0.31	0.32	0.32	0.32	0.32	0.33	0.33	0.33	0.33	1.06	1.09
Dz sobre elevación (m)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
r curva min (m)	25.85	17.01	25.64	18.22	11.41	11.90	10.20	10.86	10.35	17.82	33.03	21.74
r curva (m)	1.54	1.25	2.03	1.62	1.23	1.36	1.29	1.54	1.58	2.34	10.17	10.04

h max (m)	0.0619	0.0647	0.0659	0.0678	0.0716	0.0729	0.0752	0.0784	0.0805	0.0763	0.1116	0.1424

h Diseño (m)	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
B Diseño (m)	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	1.00	1.00

Tabla 36. *Cálculo de caudal de diseño, y parámetros hidráulicos para Cunetas Tipo 3, CPD tramos 1 – 3A Y 2 – 3A.*

Tramo	1 - 3B	2 - 3B
Long planta	194.08	249.9
Tipo	2 y 3	2 y 3
Area_aferente	12882.0	19645.0
Nodo Inicial	1	2
Nodo Final	3	21
Z_Inicial	2827.28	2811.22
Z_Final	2776.92	2778.31
Pendiente	0.27	0.16
Longitud real (m)	201.03	253.12
Caudal de diseño Método racional		
P Retorno Tr Años	10	10
Profundidad de precipitación (mm)	17.40	17.40
T duración evento (min)	12	12
C Coefciente de escorrentía	0.40	0.40
ie	6.96	6.96
I (mm/h)	101.00	101.00
Area vaso (m2)	1.29E+04	1.96E+04
Qe m3/s	1.45E-01	2.20E-01
Qe Lt/s	144.56	220.46
Ve Lt	52043.3	79365.8
Calculo hidráulico CPD		
Caudal de diseño (m3/s)	1.45E-01	2.20E-01
Ancho de canal (m) a	0.5	0.5
Pendiente de canal (max 50)	0.48	0.3
V v prom CPD (m/s)	3.62	3.94
Altura de canal h (m)	0.5	0.5
H tabla de agua (m)	0.18	0.21
a Diseño (m)	0.50	0.50
Radio de curva mínimo cuneta (m)		
P Retorno Tr Años	10	10
Qe Lt/s	144.56	220.46
V h (m/s)	3.62	3.94
B superficie libre agua (m)	0.50	0.50
Dz sobre elevación (m)	0.1	0.1

r curva min (m)	0.15	0.18
r curva (m)	6.68	7.90

11.6 DISEÑO DE SISTEMA DE SUB-DRENAJE.

Para el diseño del manejo de las aguas subsuperficiales se define el tratamiento de conducción mediante sub-drenes tipo francés, contemplando los siguientes escenarios:

-. El caudal generado por la infiltración de agua lluvia: el agua lluvia cae directamente en la superficie de las terrazas. Una parte de ésta inevitablemente se infiltra. Esta situación se vuelve extremadamente critica cuando se presenta un pésimo manejo de la escorrentía superficial, dando lugar al empozamiento o encharcamiento superficial, lo que multiplica la infiltración de forma brusca y conduce a sobre elevación de los niveles freáticos.

-. El caudal generado por las redes de flujo que existen actualmente en el perfil del suelo natural. En este caso la red de flujo es controlada por las características topográficas de la ladera, y las condiciones de permeabilidad de los materiales de esta, y su estratigrafía. Laderas con suelos muy profundos y permeables, difícilmente generan red de flujo alta, o esta se genera muy profundo, por otro lado, laderas con fronteras impermeables cerca de su superficie son proclives a generar redes de flujo con napas muy altas y cercanas a la superficie, lo que las hace más vulnerables a procesos de inestabilidad superficiales y reptaciones o deslizamientos superficiales como es el caso del área objeto de estudio.

11.6.1 ESTIMACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

A continuación, se presenta una metodología para estimar el caudal de diseño en el caso de sistemas de subdrenajes.

- Caudal por infiltración directa en el área.

El agua lluvia cae directamente en las terrazas y laderas naturales. Una parte de ésta inevitablemente se infiltra debido a que las capas del suelo no son impermeables.

La cantidad de agua infiltrada depende básicamente de la permeabilidad del suelo, y de su cobertura vegetal, así como la pendiente topográfica que presente el terreno. La situación más crítica es cuando existe encharcamiento de aguas en zonas deprimidas o muy planas y nula vegetación, por tanto, resulta adecuado tenerla en cuenta para el dimensionamiento del sistema de drenaje.

A continuación, se presenta la permeabilidad del suelo, para la cual se opta por tomar la media geométrica de los resultados de percolación en el suelo.

Tabla 37. *Conductividad hidráulica:*

PORCHET			
ENSAYO	***x***	***y***	***K (cm/s)***
1	1112704	1138362	1.01E-04
2	1112689	1138329	2.53E-05
3	1112662	1138372	6.54E-04
media geo			1.19E-04
PROMEDIO			2.60E-04

Sucesivamente, se estiman las capacidades de infiltración máximas y los caudales esperados para la distribución de drenajes en planta:

La condición crítica corresponde al encharcamiento y por tanto, corresponde a la tasa de infiltración básica del suelo, multiplicado por el tiempo de cierto evento de precipitación, para dicha condición los sub drenes deben estar en capacidad de evacuar dicha agua.

Para la condición de encharcamiento que se vuelve representativa en plazo de días, semanas o meses se obtiene el máximo caudal de infiltración que ingresa en la masa de selo que corresponde a:

$$Q_{\left(\frac{m}{s}\right)} = Kb * A$$

Donde:

Q: máximo caudal de infiltración en m^3/s.

Kb: es la tasa de infiltración básica del suelo, que es igual a la conductividad hidráulica del suelo en condiciones de encharcamiento e infiltración vertical saturada, 1.1E-6 m/s.

A: Área a drenar, (extensión planimétrica del área 43.000 m^2).

$$Q_{\left(\frac{m}{s}\right)} = (1.1E-6) * 43000 = (4.73E-2) m^3/s$$

$$Q_{\left(\frac{Lt}{s}\right)} = 47.3 Lt/s$$

Obtenido el caudal de aguas infiltrado en condiciones de encharcamiento, y con el número de drenajes dispuestos de forma aproximadamente equiareal, se halla el caudal máximo aproximado que cada filtro debe poder evacuar:

$$q\left(\frac{m^3}{s}\right) = \frac{Q}{Nd}$$

Donde:

q: Caudal que cada dren debe evacuar en m^3/s.

Q: Caudal total de infiltración por encharcamiento en m^3/s.

Nd: número de drenes dispuestos en el área a drenar (12elementos).

$$q\left(\frac{m^3}{s}\right) = \frac{4.73E-2}{12} = 3.94E-3$$

$$q\left(\frac{Lt}{s}\right) = 3.94Lt/s$$

11.6.2 CAUDAL POR ABATIMIENTO DE RED DE FLUJO FILTROS INTERCEPTORES

Con el propósito de evaluar la sección hidráulica capaz de captar y transportar los flujos percibidos por los filtros mayores de intercepción y abatimiento, es necesario conocer el caudal aportado por la fuente, en este caso el material estéril de botadero, así como el suelo de fundación. Teniendo en cuenta la permeabilidad del material (K_{G_A}= 1.1*e-4 cm/s); podemos determinar el caudal de diseño por los siguientes parámetros:

Para Filtros interceptores:

L = 90,0 m, longitud de tendencia para todos los filtros interceptores, la variación en la longitud es poca, por tanto, carece de sentido evaluar cada caso aparte.

Pe: Perímetro efectivo hidráulico, = 2.9m,

Permeabilidad del material: 1.1*e-4 cm/s.

∇*H: gradiente hidráulico promedio en el perímetro del sub dren aproximadamente 1 en estos casos.*

Q = Largo*Pe* KG_A *∇H

Q = 90m*2.9m*1.1E-6 m/s *1.0

Q = 2.9E-4 m^3/s o 0.3Lt/s

10.6.3. DIMENSIONAMIENTO DE SUB-DRENES

Se plantean tres tipos de filtros en función de su ubicación y su funcionalidad a saber:

A- Filtro francés tipo 1: este filtro se plantea para las zonas de bermas y casi perpendiculares a las laderas, son filtros de abatimiento e intersección del flujo subsuperficial.

B- Filtro Francés tipo 2: este filtro además de recoger por sí mismo las aguas infiltradas en el suelo, también debe conducir las aguas que sean captadas por los sub-drenes franceses tipo 1, por lo que

necesitarán una mayor eficiencia de conducción de aguas, esto logrado mediante la instalación de un tubo ranurado en su base.

Tomando los valores de caudales estimados tanto por infiltración como por abatimiento de red de flujo entonces se estiman caudales de diseño para cada tipo de sub-dren; se predefinen secciones tipo de los sub drenes y se evalúa su desempeño, por tanteo hasta lograr que las secciones capaces de conducir los caudales de diseño.

M***aterial granular pétreo a emplear en estructuras de sub-drenaje tipo filtro francés***:

No debe presentar plasticidad, equivalente de arena mínimo de 25.0%, máximo tamaño de partículas 4.0", porcentaje máximo de desgaste en el ensayo de la máquina de los ángeles 50%, perdida en el ensayo de solidez o sanidad máxima del 18% en sulfato de Magnesio o 12% en sulfato de Sodio, material libre de partículas deleznables y/o terrones de arcilla. Compactación mínima al 95% de la máxima densidad obtenida en laboratorio mediante el ensayo de Proctor Modificado, adicionalmente debe presentar granulometría ajustada para material filtrante MF 150 (Especificación INV), acorde la gradación de siguiente tabla:

Tabla 38. *Gradación material a ser empelado como filtro; material MF150:*

GRADACION	% PASA POR TAMIZ											
	6"	4"	3"	2"	1"	1/2"	3/8"	No.4	No.10	No.30	No.100	No.20
	150 mm	100 mm	50 mm	75 mm	25 mm	12.5 mm	9.5 mm	0.475 mm	2.0 mm	0.60 mm	0.150 mm	0.075 mm
MF 150	100.000	90 - 100	80 - 100	70 - 95	60 - 80	40 - 70	-	10. - 20.	0.000	-	-	-

Para el material filtrante MF 150, cuyo tamaño representativo es de 1" pulgadas, y teniendo un pendiente promedio representativa del 5%, se haya la velocidad de flujo del agua a través del material, se obtiene una velocidad de 2.25cm/s por extrapolación de datos.

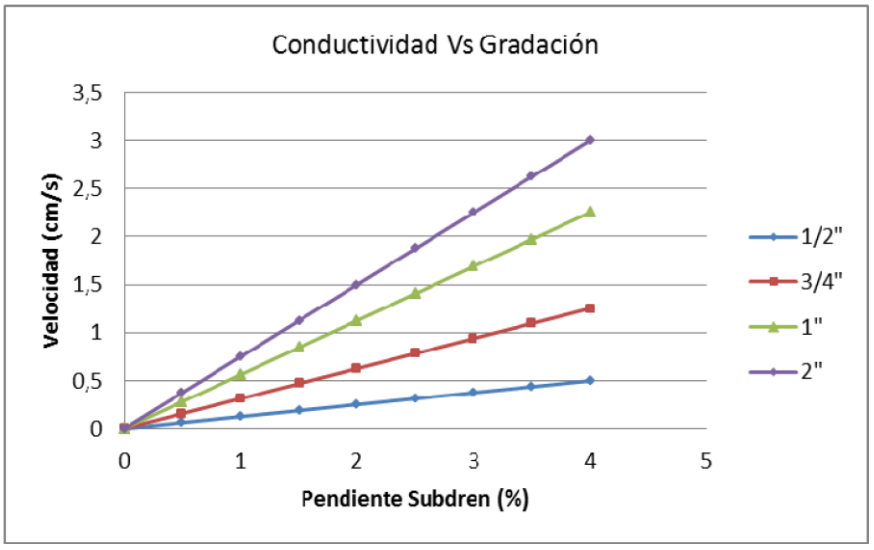


Figura 54*. Velocidad de flujo Vs Gradación, para tamaños de gradación uniforme. Fuente: tomado de Manual de diseño con geosintéticos, PAVCO, 2012.*

De esta manera el caudal conducido por el elemento estará dado de la forma:

$$q = V * n * A$$

Donde:

V es la velocidad del flujo de agua a través del material del filtro, estimada en 2.25cm/s

.n es la porosidad del material, que para el caso de estos materiales granulares instalados es aproximadamente 0.45.

A es el área de la sección hidráulica del elemento.

11.6.3 TUBO PARA SUB-DRENES PARA MEJORA DE EFICIENCIA:

Para los elementos que en diseño presentan tubería ranurada, se debe emplear tuberías tipo **FILTER DRAIN PIPE (GeoMatrix),** que presenta una estructura en anillos de refuerzo para evitar que el tubo sufra aplastamiento dada la profundidad a la que dichos filtros van a estar enterrados.

se tiene que el caudal que dicho tubo es capaz de conducir está dado por la expresión de Manning, de acuerdo al tipo de material que compone la superficie hidráulica del tuvo y la pendiente de drenaje establecida.

La expresión de Manning, corresponde a la siguiente formulación:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:
Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).
n: Coeficiente de rugosidad de Manning que para tubería en PVC es n=0.009.
A: Área mojada, en metros cuadrados (m2) (sección hidráulica del tubo).
R: Radio hidráulico, en metros (m).
S: Pendiente de drenaje establecida, en metros por metro (m/m).
A continuación, se presenta el dimensionamiento de los sub drenes tipo francés:

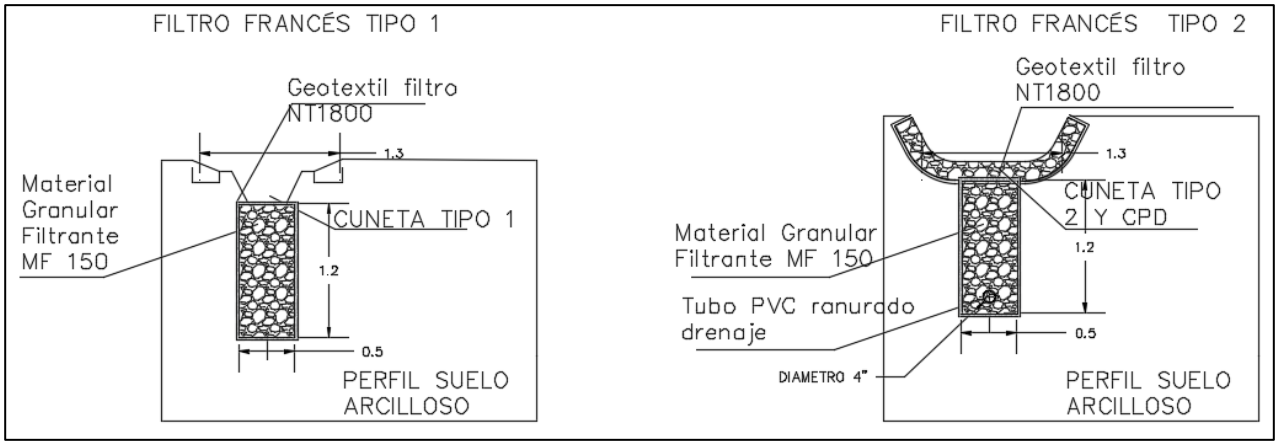


Figura 55 *Secciones diseñadas para subdrenajes de tipo filtro francés, tipo 1 y 2.*

Para los tipos de filtro francés planteados se evalúa la capacidad de conducción de caudal y se corrobora que pueda asumir el caudal de diseño:

Tabla 39. *Cálculo de caudal para los filtros franceses tipo 1 y 2, evaluando únicamente material MF150*:

Caudal máximo esperado para un elemento de drenaje	
Área de infiltración m2	43000
Q infiltración max m3/s	4.73E-02
No drenes	12
q por dren promedio m3/s	3.94E-03
q por dren promedio Lt/s	3.94

Dimensionamiento drenes Tipo 1	
V (m/s)	0.0225
Altura dren (m)	1.2
Ancho dren (m)	0.5
Sección Drenaje (m2)	0.6
Porosidad n	0.43
capacidad del filtro m3/s	0.005805
capacidad del filtro Lt/s	5.805

Tabla 40*. Cálculo de caudal en tubo ranurado de conducción:*

Tubo de conducción filtros 2	
Pendiente i	0.15
Diametro tubo (m)	0.1
Coef manning n	0.009
capacidad del tubo m3/s	0.029
capacidad del tubo Lt/s	28.90

Finalmente se presentan los caudales para las secciones diseñadas comparadas con los caudales de diseño previstos, en todos los casos las secciones diseñadas cumplen para las condiciones más críticas de funcionamiento.

Tabla 41. *Caudales de diseño comparados con los caudales obtenidos para las secciones planteadas y diseñadas:*

Tipo Filtro	***Q máx diseño (Lt/s)***	***Q máx presentado (Lt/s)***
1	5.805	2.99
2	34.70	21

Para la construcción de filtros se debe tener en cuenta una buena gradación del material con el fin de garantizar el flujo permanente; material que en el momento de su instalación debe encontrarse limpio, sin muestras de material orgánico; instalando primero el geotextil y luego llenando con el material drenante hasta la altura necesaria; luego se tejera por la parte superior para cerrar el dren. Como la mayoría de sistemas de drenaje, captación y descole de aguas, se debe iniciar por la parte inferior (Hacia donde descola o entrega) avanzando hacia aguas arriba.



Figura 56*. Construcción de filtro o sub dren francés.*

12 EVALUACIÓN SISMOLÓGICA

12.1 CONSIDERACIONES REGIONALES

El municipio de Duitama se encuentra en una zona de riesgo sísmico elevado, de acuerdo con la clasificación detallada en el título A de la norma sismo resistente NSR 10, apéndice A4, basándose en el estudio sísmico nacional (AIS 2010). Entre las fuentes sismogénicas regionales de importancia que podrían generar sismos de considerable magnitud, se destaca en primer lugar el sistema de fallas del pie de monte llanero (Guaicáramo - Yopal), seguido por las fallas del pie de monte occidental contra el valle medio del Magdalena (Mulato – Honda).

En relación con el pie de monte llanero, estas fallas tienen la propensión, según su naturaleza y posición tectónica, de generar sismos con una magnitud superior a 5 en términos de Magnitud de Momento (Mw), con posibles eventos de hasta magnitud 8 (Mw), como indicado por el AIS 2010. La característica superficial de estos sismos, que pueden ocurrir a menos de 30 km de profundidad, agrega un elemento de preocupación, ya que podrían dar lugar a fuertes deformaciones, cambios topográficos e intensidades sísmicas muy altas en las áreas cercanas a los epicentros, propagando ondas sísmicas a distancias considerables, incluso a decenas y cientos de kilómetros.

Por otro lado, las fallas más cercanas, como Soapaga o aquellas que recorren la región del pie de monte occidental donde se localiza el proyecto, junto con otras en la región, generalmente no muestran actividad sísmica intensa o sismos de magnitud significativa, por lo general inferiores a 4 (Mw) y a profundidades superiores a 40 km. Los sismos en esta región, de baja magnitud y gran profundidad, tienden a no manifestarse con desplazamientos en la superficie.

En resumen, la evaluación de la peligrosidad sísmica en el área de implantación del proyecto en Duitama se vincula a las aceleraciones generadas por las ondas sísmicas, ya sea provenientes del Pie de Monte Llanero a una considerable distancia (superior a 100 km) o de fuentes sísmicas cercanas al sector. En virtud de estas consideraciones, tanto el estudio general de amenaza sísmica de Colombia (2009) como la NSR-10 categorizan al municipio de Duitama como una zona de amenaza sísmica alta. Se anticipa que las aceleraciones verticales serán menores en comparación con las horizontales, aproximadamente kv=2/3kh o inferiores.

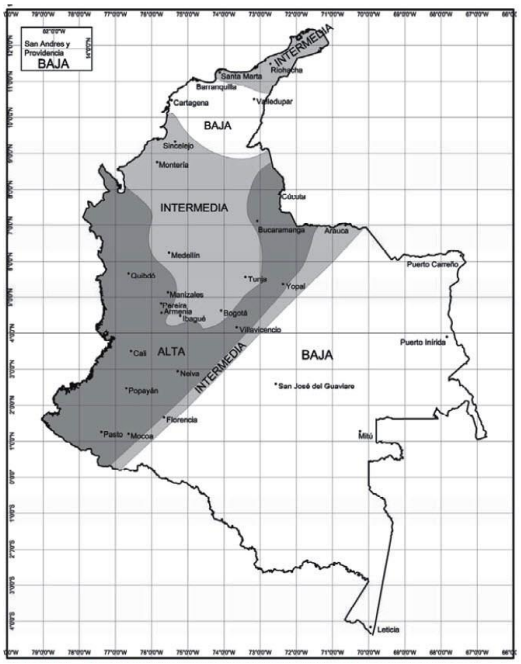


Figura 57. *Mapa de Amenaza Sísmica de Colombia. Fuente: AIS 2010*

Se puede extraer del estudio general de amenaza sísmica de Colombia (2009) las aceleraciones sísmicas en función del periodo de retorno sísmico para Duitama:

Tabla 42. *Aceleración sísmica como fracción de la gravedad, para distintos periodos de retorno, Para Duitama. Estudio general de amenaza sísmica de Colombia AIS (2009).*

Tr en años (Duitama)	***Magnitud de aceleraciones (g) (gallego)***
31	0.06
225	0.152
475	0.20
1000	0.232
2500	0.296

Tabla 43 *Parámetros Sísmicos y nivel de amenaza Tr 475años (NSR – 10).*

Zona de amenaza sísmica	Alta
Aa Coef. De aceleración pico efectiva (g)	0.20
Av Coef. De velocidad pico efectiva	0.25
Ae Aceleración pico reducida seguridad limitada (g)	0.14
Ad Aceleración pico efectiva al nivel de Umbral de daño (g)	0.07

13 DISEÑO DE OBRAS PARA MANEJO Y SOLUCIÓN GEOTÉCNICA

Conforme los requerimientos de la zona y los análisis de todos los aspectos de los estudios geológico, geotécnico e hidráulico relacionados y tratados detalladamente en los capítulos anteriores, se realiza la reconformación geométrica de la zona denominada Quebrada Becerras.

Dicha conformación debe estar ubicado en la zona critica del talud, así como las de descarga, lavado y drenaje sean desarrollables dentro de los terrenos aprovechables para implantar la obra, buscando también el menor movimiento de tierras, y la optimización de obras geotécnicas.

Teniendo en cuenta lo anterior, se buscó que el talud esté conformado principalmente en excavación en el substrato rocoso para evitar que el agua quede contenida por obras geotécnicas que en todo caso son menos seguras comparado con una excavación y conformación neta en roca, dadas las características de los materiales aflorantes en el área del deslizamiento.

Los detalles de diseño geométrico, geotécnico e hidráulico se presentan en el Anexo No. 5.0 del presente Informe mediante planos de diseños de obras.

12.1. DISEÑO INTEGRAL DE LAS OBRAS

Con las consideraciones anteriores entonces se plantea el siguiente diseño geométrico y de conformación del predio como se establece a continuación:

La reconformación geométrica del talud se encuentra segmentado en 3 partes. La primera y segunda parte con una inclinación de 32° o una pendiente de 62.48 en una altura de 10m y 7m respectivamente y la tercera con una inclinación de 24,8° o una pendiente de 46.20 a una altura de 7m.

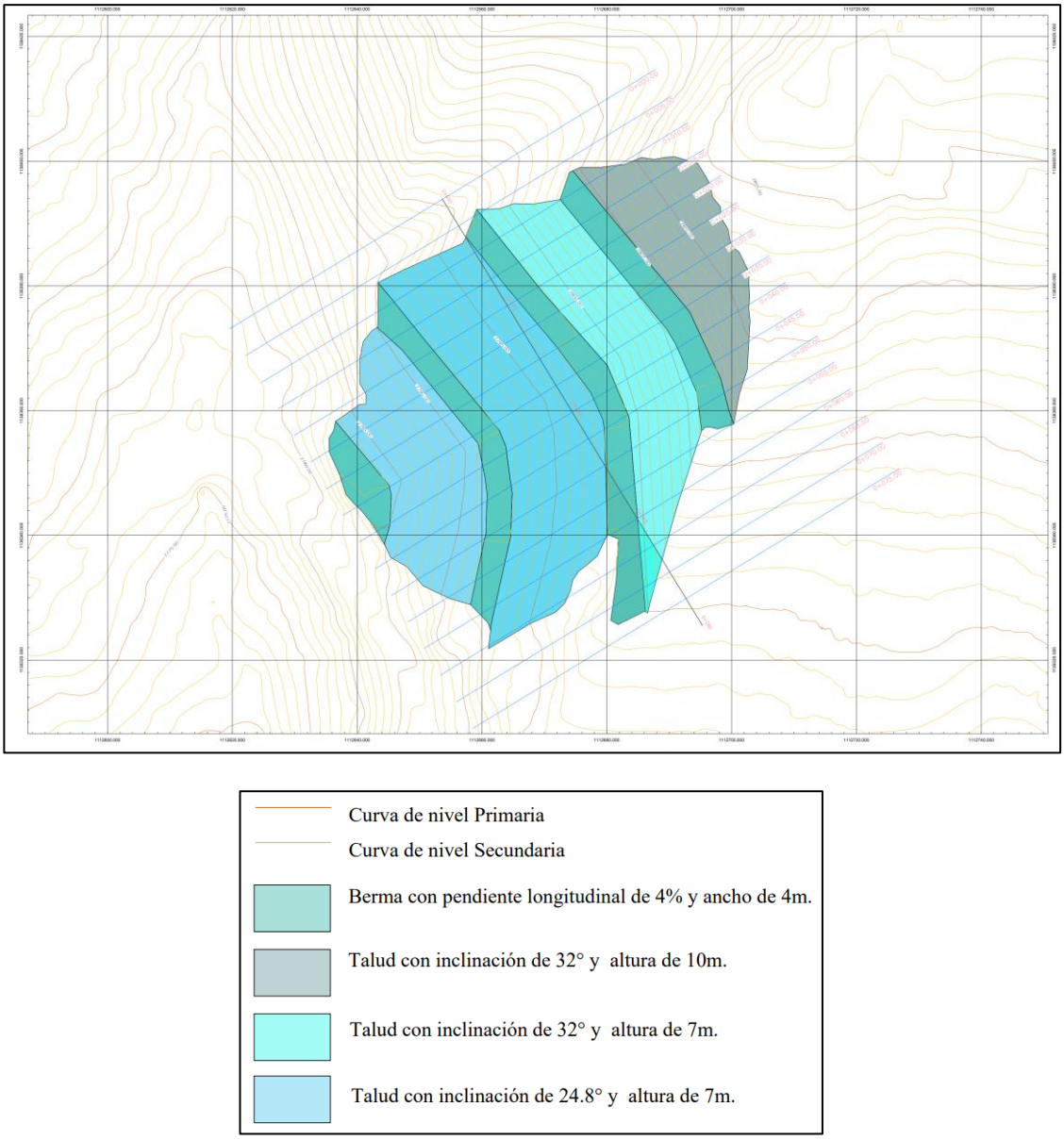


***Figura 58**. Diseño geométrico y geotécnico de excavación para conformación de talud.*

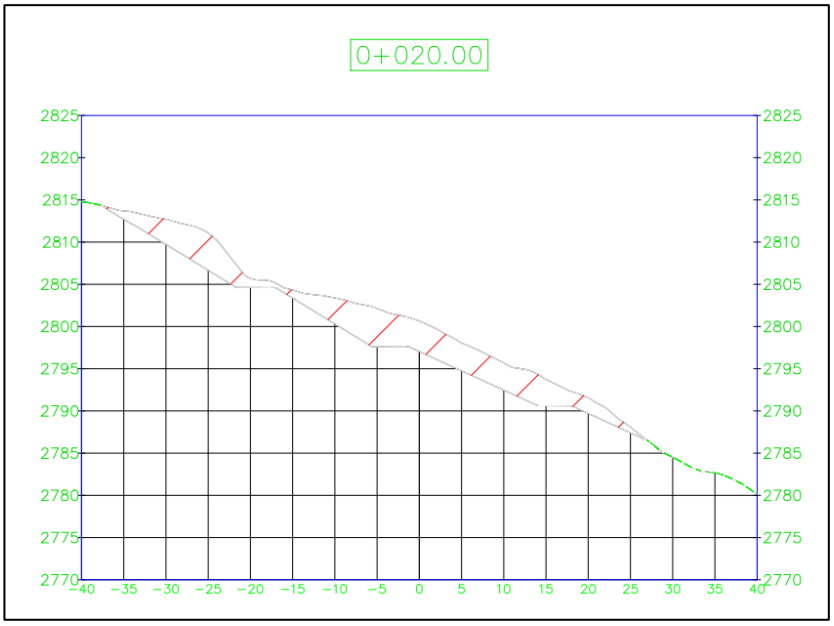


***Figura 59**. Sección transversal de ejemplo para conformación geométrica de excavación y estimación de cantidad de movimiento de tierras.*

Los detalles de diseño, así como la cuantificación de las cantidades de obra, se presentan en el Anexo No. 5.0 y 6.0 respectivamente correspondiente a los planos de obras, y cantidades de obras y presupuesto.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Como sistema de protección contra la erosión e infiltración de aguas de escorrentías subsuperficiales se establece el uso del sistema de cobertura mediante bloques de césped, dispuesto sobre las caras del talud reconformado, como se aprecia en la **Figura 60**

Además de los aspectos económicos y de seguridad, se consideran también la durabilidad y el mantenimiento como factores determinantes en el diseño de la presente propuesta preliminar. La optimización en este sentido se alcanza mediante la selección de materiales de alta calidad con la protección contra el intemperismo del talud.

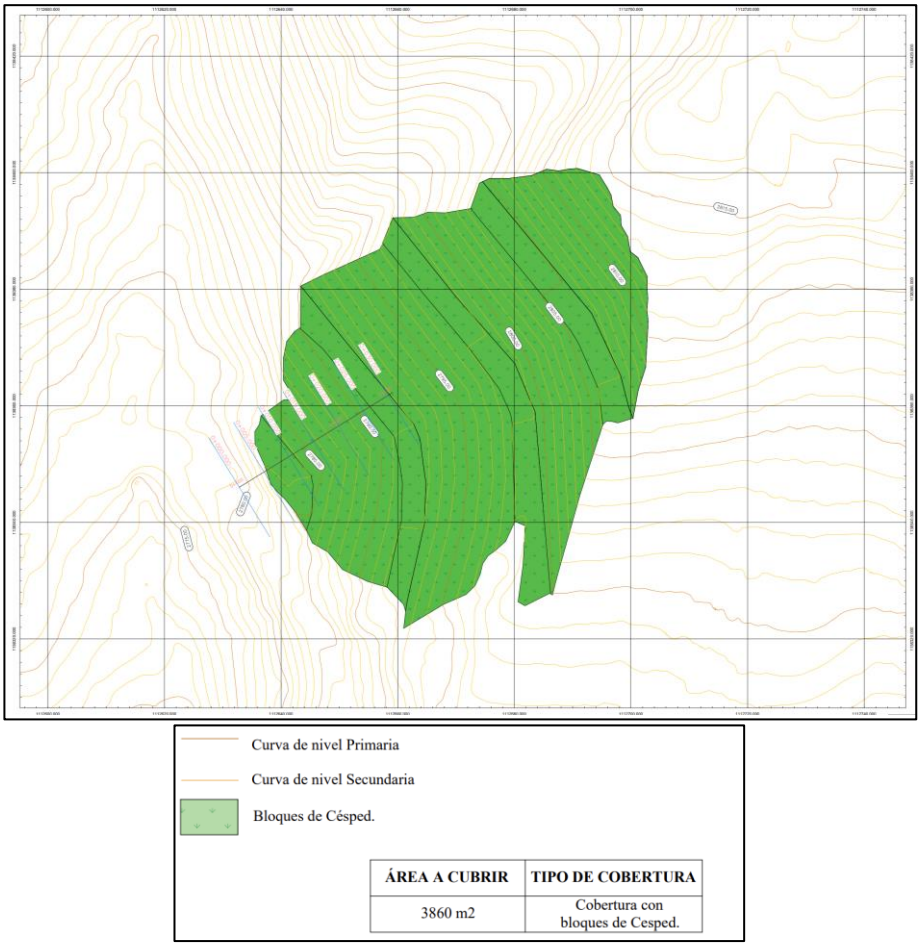


Figura 60. *Diseño de las obras geotécnicas de La Quebrada Becerras*

14 PLANOS DETALLADOS DE DISEÑO

Las **Figura 61**a la **Figura 66**, se presentan las imágenes esquemáticas indicativas de diseño, para fines del contexto y contenido de este informe. Los planos detallados del movimiento de tierras para reconformación geotécnica, el diseño de las obras geotécnicas de malla de confinamiento, barreras de protección dinámicas contra caída de rocas, el diseño estructural del muro de contención y las obras hidráulicas de drenaje; se presentan en forma detallada y explicita en el ANEXO 5.0 correspondiente a los *PLANOS DE DISEÑOS DE OBRAS CORRECTIVAS Y PREVENTIVAS.*

- ***Esquemas de planos de movimiento de tierras para conformación del talud.***

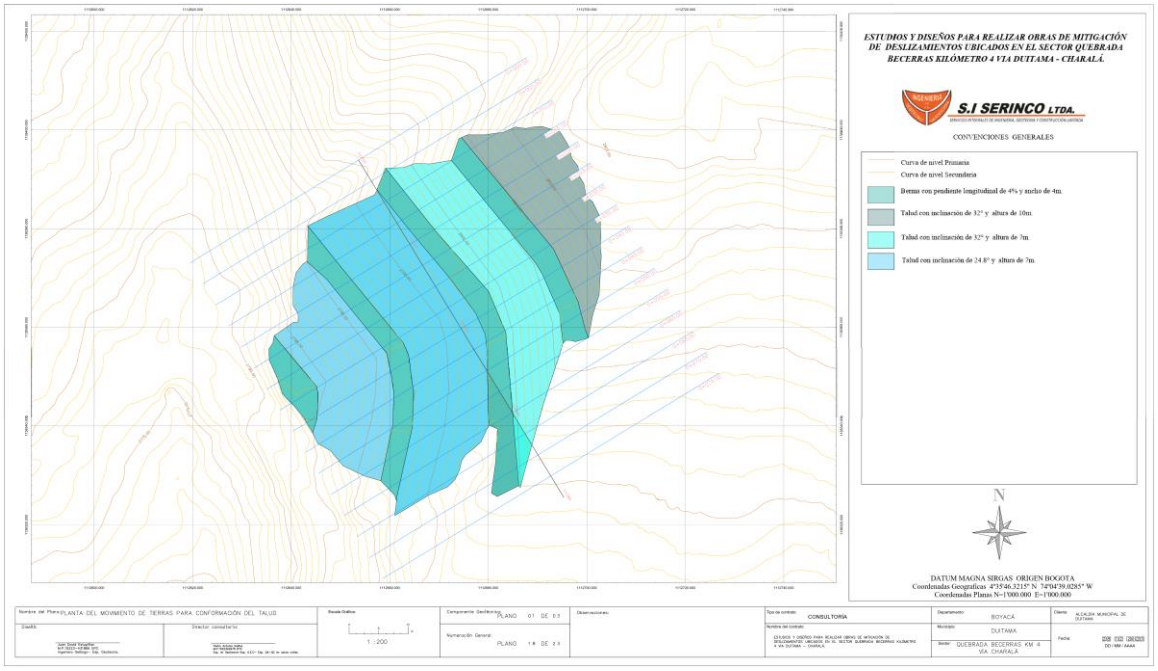


Figura 61: *Plano 01 de 03, planta del movimiento de tierras para conformación del talud.*

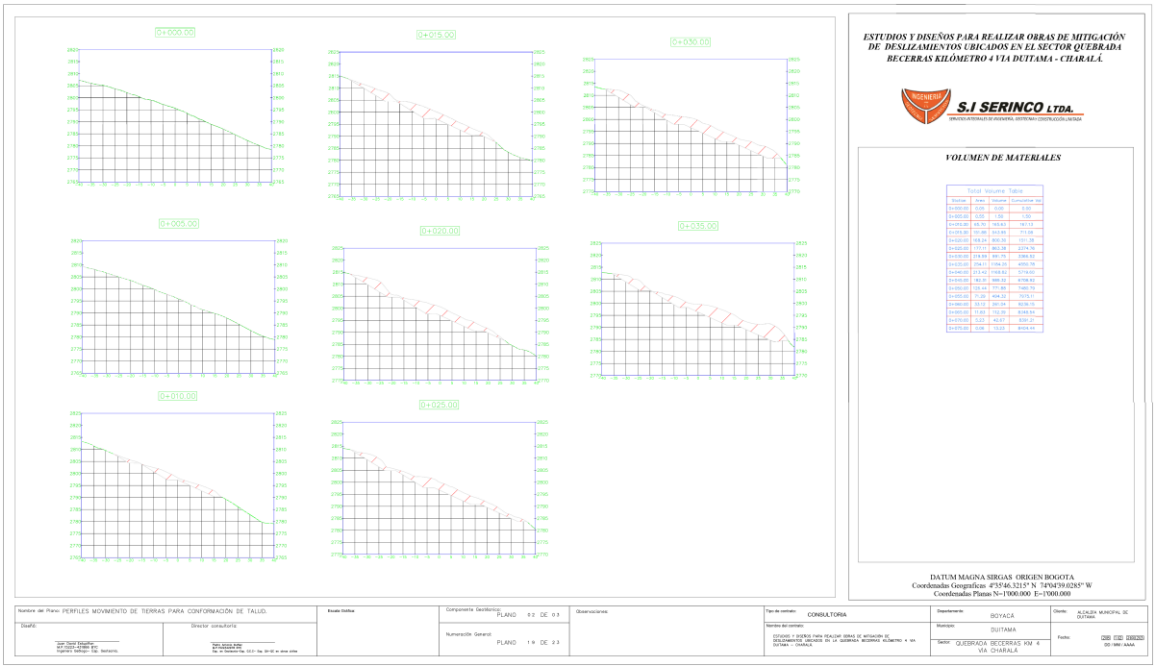


Figura 62: *Plano 02 de 03, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes*

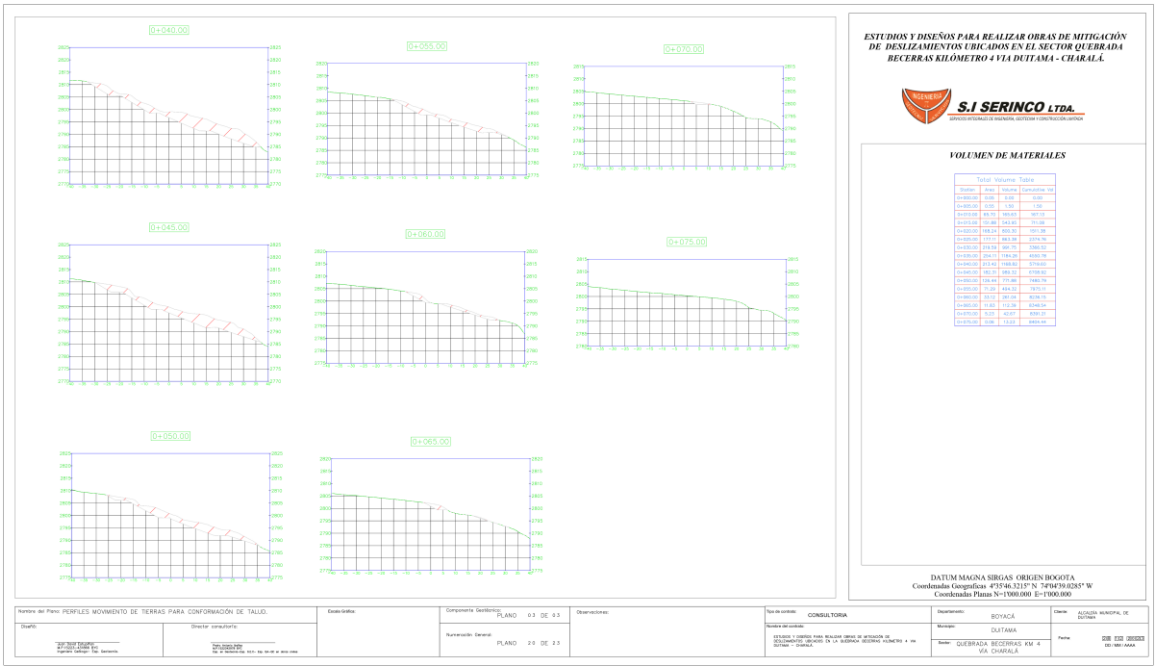


Figura 63: *Plano 02 de 03, perfiles movimiento de tierras para conformación de taludes*

- ***Esquemas de planos para obras de cobertura, protección de taludes y barrera dinámica de protección contra caída de rocas.***

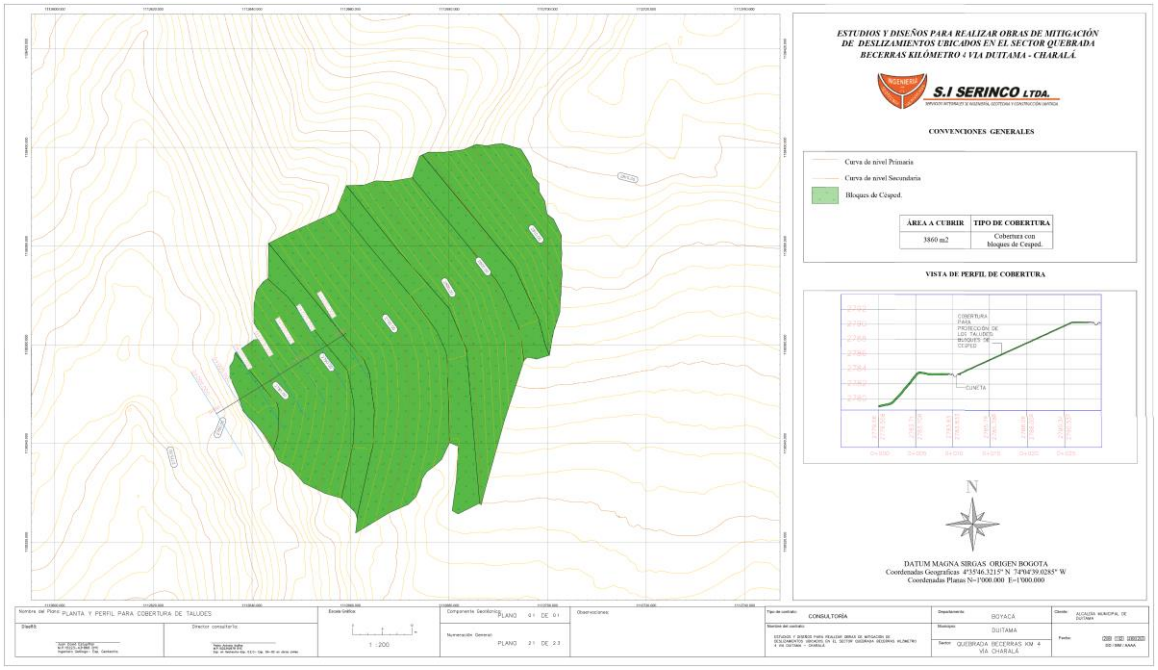


Figura 64: *Plano 01 de 02, planta para obras de cobertura, protección de taludes*

- ***Esquemas de planos de cunetas de drenaje superficial, detalles de cunetas, secciones transversales y longitudinales.***

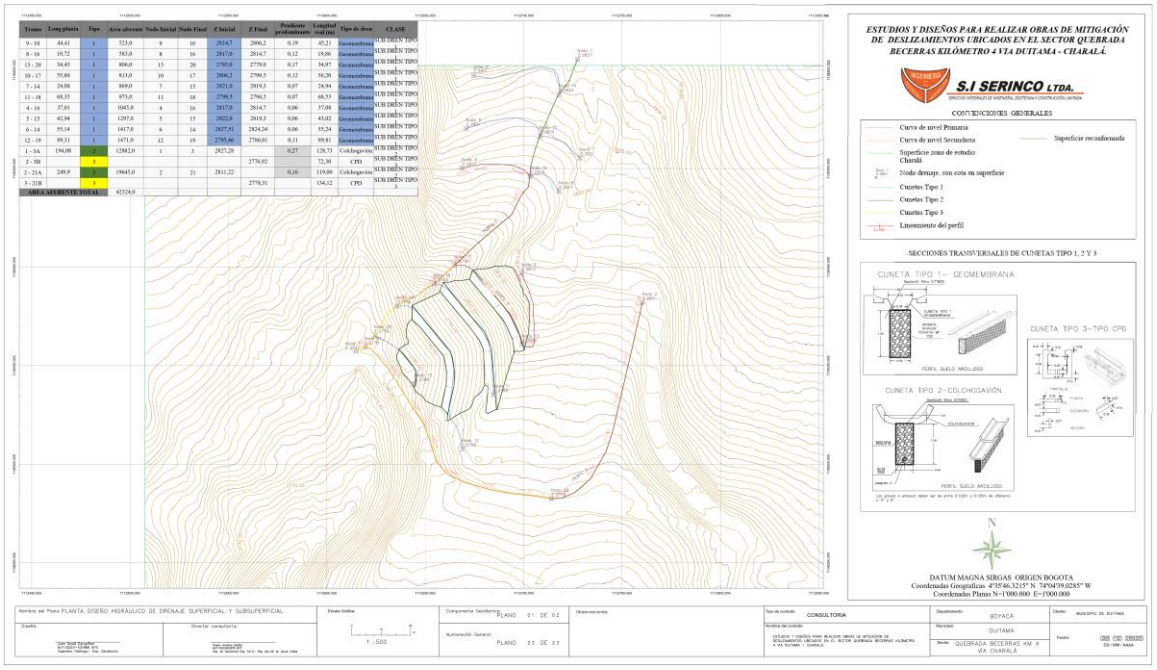


Figura 65: *Plano 01 de 02, planta de cunetas de drenaje superficial y secciones transversales.*

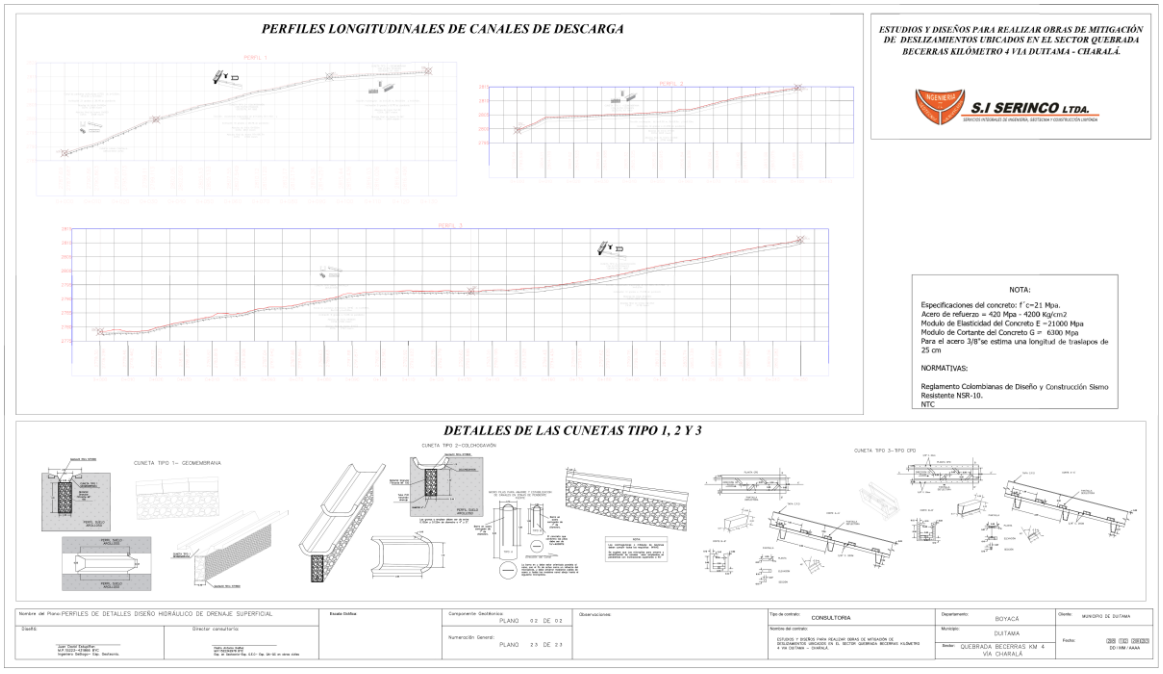


Figura 66: *Plano 02 de 02, perfiles y detalles de cunetas de drenaje superficial.*

15 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para asegurar la estabilidad a lo largo del tiempo en la ejecución de un proyecto de estabilización geotécnica, se llevan a cabo diversas fases. Las actividades mencionadas a continuación están debidamente contempladas y detalladas en el cronograma de obras, junto con la secuencia de ejecución.

Dentro de las actividades preliminares, incluido el replanteo, se debe considerar el corte de los árboles existentes dentro de la zona inestable y en el perímetro aferente de esta. Simultáneamente con la conformación geométrica del talud del terreno mediante el movimiento de tierras respectivo, se debe iniciar despejando y/o limpiando el área de trabajo, seguido de la excavación mecánica, compactación, nivelación de las terrazas. Se debe garantizar las superficies uniformes de terminado o corte tanto en los taludes, terrazas y bermas; conforme a los planos de diseño realizado, para proceder a aplicar las medidas de protección, en este caso, mediante césped. Para la protección y recubrimiento de los taludes con cespedón, se debe establecer una disposición tal que se maximice la cobertura, protección del suelo y la retención de las aguas de escorrentía superficial. Es fundamental asegurar la fijación o anclaje de los céspedones a los taludes conformados. Posterior a la instalación, se debe realizar estrictamente el riego inicial y periódico, para favorecer el arraigo y mantenimiento del césped.

Las actividades secuenciales de construcción del sistema de drenaje y subdrenaje se pueden realizar en simultáneamente con el cubrimiento y protección de los taludes y bermas. Como actividad previa de construcción y con formación de cunetas de drenaje, se debe se debe realizar el proceso de excavación y construcción de elementos de subdrenaje tipo filtro francés.

El drenaje principal se diseñó y debe construirse mediante sistemas en colocho gavión y cuneta con pantallas deflectoras para los canales laterales principales de descarga y mediante revestimiento con geomembrana para el caso de las cunetas de drenaje dentro de la masa o cuerpo de deslizamiento. El proceso debe iniciarse con la excavación; luego en el caso de colcho gaviones, se continúa con la colocación y conexión de los elementos, seguido del relleno y/o acabado y compactación final, según aplique. En contraste, en la construcción de cunetas en concreto, se llevan a cabo pasos como excavar y preparar la base granular de apoyo donde se considere, colocar los encofrados, instalar los refuerzos, fundir, compactar y nivelar el concreto; realizando el acabado, curado y desencofrado posterior.

Para la construcción de los filtros de sub drenaje, se debe iniciar con la adecuación superficial del área para implantación de la cuneta respectiva tanto para el sistema de colcho gavión donde aplica (Canal principal de descarga) y/o la cuneta revestida con la geomembrana tipo HDPE 40 (En la zona del cuerpo del deslizamiento): El proceso sigue con la excavación y la posterior instalación y fijación del geotextil de recubrimiento del filtro, el relleno posterior con el material granular tipo gravilla y la compactación manual respectiva con el cierre y traslapo superficial de recubrimiento con el geotextil.

16 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

16.1 CANTIDADES DE OBRA

Este aspecto o componente se presenta integralmente junto con los precios unitarios (ver Anexo No. 6.0) para la estimación de costos de las obras geotécnicas e hidráulicas diseñadas. El análisis se encuentra enlazado con las cantidades de obra y el resumen del presupuesto, los cuales se detallan en las tablas siguientes:

Tabla 44*. Cantidades de obra Deslizamiento Quebrada Becerras*

ACTIVIDAD /ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1.0	**PRELIMINARES**		
1.01	Localización, replanteo y control topográfico.	día	30
1.02	Corte de árboles (incluidas raíces) h>3.0	und	15
2.0	**OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES**		
2.01	Excavación de cortes, canales y préstamos en material común a máquina incluye cargue y acarreo libre de 5 km	m3	8,700
2.02	Empradización de taludes con bloques de césped según norma invias	m2	4,200
3.0	**CONSTRUCCIÓN DE CUNETAS DE DRENAJE Y FILTROS DE SUBDRENAJE**		
3.01	Excavación manual en material común (incluye retiro)	m3	580
3.02	Construcción de filtros a cualquier profundidad, con material filtrante según norma invias, sin excavación, incluye geotextil NT 1800.	m3	380
3.03	Cuneta revestida en geomembrana tipo HDPE 40. (Cuneta tipo 1)	ml	500
3.04	Construcción de canal de drenaje en colchogavión, para descarga y conducción de las aguas de escorrentía superficial.	m3	120
3.05	Cuneta revestida en concreto de 21mpa (3000psi) incluye sello de juntas. Tipo canal pantalla deflectora (CPD). Dimensiones: 0.50m x 0.50m.	m3	54
3.06	Acero de refuerzo de 3/8" fy=420 Mpa ASTM A 706	kg	12,000

16.2 PRESUPUESTO RESUMIDO

Con base en las cantidades de obra estimadas y resumidas en la tabla anterior y con base en los precios unitarios respectivos tomados de la base de datos de la gobernación de Boyacá; se estima el presupuesto de obra resumido mostrado en la tabla siguiente:

Tabla 45. *Presupuesto de obra*

ACTIVIDAD/ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1.0	PRELIMINARES				
1.01	Localización, replanteo y control topográfico.	día	30	437,289	$13,118,672
1.02	Corte de árboles (incl. raíces) h>3.0	und	15	97,376	$1,460,644
VALOR PARCIAL					$14,579,316
2.0	OBRAS GEOTÉCNICAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES				
2.01	Excavación de cortes, canales y préstamos en material común a máquina incluye cargue y acarreo libre de 5 km	m3	8700	$12,254	$106,613,367
2.02	Empradización de taludes con bloques de césped según norma invias	m2	4200	$22,099	$92,813,700
VALOR PARCIAL					$199,427,067
3.0	CONSTRUCCIÓN DE CUNETAS DE DRENAJE Y FILTROS DE SUBDRENAJE				
3.01	Excavación manual en material común (incluye retiro)	m3	580	51,944	30,127,276
3.02	Construcción de filtros a cualquier profundidad, con material filtrante según norma invias, sin excavación, incluye geotextil NT 1800.	m3	380	148,305	56,356,019
3.03	Cuneta revestida en geomembrana tipo HDPE 40. (Cuneta tipo 1)	ml	500	61,909	30,954,291
3.04	Construcción de canal de drenaje en colcho gavión, para descarga y conducción de las aguas de escorrentía superficial.	m3	120	299,493	35,939,179
3.05	Cuneta revestida en concreto de 21mpa (3000psi) incluye sello de juntas. Tipo canal	m3	54	697,913	37,338,352

	pantalla deflectora (CPD). Dimensiones: 0.50m x 0.50m.				
3.06	Acero de refuerzo de 3/8" fy=420 Mpa ASTM A 706	kg	12,000	7,002	84,025,440
VALOR PARCIAL					$274,740,558

SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS				$488,746,941
COSTOS INDIRECTOS				
ADMINISTRACION	%	12%	$ 58,649,633	
IMPREVISTOS	%	5%	$24,437,347	
UTILIDAD	%	8%	$39,099,755	
SUBTOTAL COSTOS INDIRECTOS				$122,186,735
VALOR TOTAL				$610,933,677

17 ESPECÍFICACIONES TÉCNICAS

En el contexto de las obras y/o medidas correctivas y preventivas diseñadas para la estabilización del deslizamiento o área inestabilizada, las especificaciones técnicas aplican específicamente a la obras del sistema de drenaje y sub drenaje las cuales incluyen tres tipos para el caso del drenaje superficial y los elementos de sub drenaje tipo filtro francés. El sistema de drenaje superficial incluye elementos tipo colcho gavión y cunetas en concreto tipo CPD para el caso de los canales laterales y/o principales de descarga y cunetas revestidas con geomembrana para el drenaje de las aguas de escorrentía superficial dentro de la masa o zona inestable reconformada geométricamente. Las especificaciones técnicas de construcción tanto de los canales principales en colcho gavión, en concreto tipo CPD y con revestimiento de impermeabilización en geomembrana, se centran en garantizar la eficiencia y durabilidad de cada uno de los sistemas.

En ese contexto, dentro de cada uno de los planos de diseño respectivos se detallan los aspectos integrales en cuanto a las secciones transversales optimas, las pendientes y dimensiones de los canales y/o cunetas, junto con la especificación de los materiales y componentes respectivos, cuya calidad es la garantizada directamente por el proveedor fabricante (Este aspecto es específico para el caso de los elementos tipo colcho gavión y las geomembranas). En el caso de las cunetas en concreto tipo CPD, las especificaciones técnicas están amplia y explícitamente detallas en los planos de diseño, en cuanto calidad del concreto, refuerzo, dimensiones pendientes y detalles constructivos; los cuales al ser aplicados a cabalidad e integralmente en la etapa de construcción, serán la garantía de la calidad de las obra. En los planos de diseño hidráulico del sistema de drenaje y sub drenaje, mostrados en el Anexo No 5, se reflejan detalladamente todas las especificaciones técnicas de las obras respectivas en el contexto descrito anteriormente.

18 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

El cronograma detallado de obras se presenta en el Anexo No. 7 denominado Anexo cronograma de obras.

19 ASPECTOS TÉCNICOS PRODUCTO DE LA CONSULTORIA DE ESTUDIOS Y DISEÑOS APLICADOS A LA MGA

19.1. IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En el sector Quebrada Becerras, en el municipio de Duitama se presentó un movimiento en masa de falla compuesta. El mal manejo de las aguas de escorrentía superficial a nivel general del entorno y particularmente las provenientes dese la vía ubicada terciaria regional localizada en la cabecera del movimiento, la infiltración del agua, el desconfinamiento por el corte ejecutado para la construcción de la vía veredal inferior y el uso del suelo en el sector; fueron las causas principales de la ocurrencia del evento. El pastoreo intensivo y el almacenamiento de aguas en pozos sin impermeabilizar ubicados sobre la cara de los taludes locales y aferentes contribuyeron notablemente a la inestabilidad.

El talud o ladera inestable afronta condiciones adversas debido a que las cunetas de drenaje obstruidas sin mantenimiento desvían las aguas de escorrentía superficial. Las cunetas de drenaje de la carretera terciaria regional permanecen obstruidas por sedimentos y troncos, lo que provoca que las aguas de escorrentía superficial se desvíen hacia los terrenos adyacentes y parte de estas aguas, después de ser dirigidas hacia las alcantarillas, son descargadas directamente en el suelo sobre la cara del talud, sin manejo y conducción adecuadas, lo que contribuye a la generación de los problemas geotécnicos de inestabilidad.
El reservorio existente en la parte superior de la vía terciaria, ubicado en la cabecera de la zona noreste del deslizamiento, carece de impermeabilización y contiene un volumen considerable de agua, facilitando la infiltración de la red de flujo cuesta abajo hacia la zona inestable. Sumado a lo anterior, los cultivos y la presencia de ganado y pastoreo generan impactos manifestados en depresiones y terrazas en la ladera, provocando hundimientos y agrietamientos que aumentan la tasa de infiltración del agua superficial.

La tala de árboles tipo eucaliptus de gran tamaño que fue realizada anteriormente en la zona aferente y parcialmente dentro de la misma zona inestable, ha contribuido negativamente por la pérdida de la capacidad de absorción de agua freática y subterránea, influyendo en la saturación del talud y su consecuente inestabilidad.

19.2. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN Y MANEJO GEOTECNICO

Como resultado de los estudios geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos realizados, la modelación y análisis geotécnico; se diseñaron las obras de medidas correctivas y preventivas y/o de mitigación más optimas; las cuales consisten integralmente en la reconformación geométrica y descarga parcial del talud inestabilizado y afectado, mediante movimiento de tierras que incluye la conformación de terrazas compuestas de taludes y bermas, la implementación de un sistema de drenaje y sub drenaje de las aguas de escorrentía superficial e infiltradas en la zona inestable y su entorno aferente para el manejo, conducción y descarga de las aguas; complementado con el recubrimiento y protección de los taludes y bermas de conformación ante los procesos erosivos, mediante cespedón natural

19.3. ESTADO ACTUAL

El área de deslizamiento adyacente a la banca de la vía terciara Duitama – Charalá, Km 4, está actualmente activo y su movimiento relevante está ligado a la presencia de los eventos lluviosos, volviéndose crítico durante los periodos invernales prolongados. Significa entonces que en el estado actual, el movimiento está gobernado por la presencia de las aguas de escorrentía superficial e infiltradas. En las condiciones actuales, a corto y/o mediano plazo, el movimiento de deslizamiento está expuesto o propenso a volverse retrogresivo aumentando su volumen y superficie de falla hacia la vivienda existente en la cabecera o parte superior de la corona y misma calzada de la vía terciaria.

Las cunetas de drenaje de la carretera carecen de mantenimiento y están colmatadas por sedimentos y troncos, lo que desvía las aguas de escorrentía superficial hacia los terrenos adyacentes. Parte de estas aguas se dirigen hacia las alcantarillas y luego son descargadas directamente en el talud o ladera, agudizando los inconvenientes geotécnicos e inestabilizando el talud.

El cuerpo de agua o reservorio ubicado en la parte superior de la vía, hacia la zona noreste del deslizamiento, carece de impermeabilización y contiene un volumen considerable de agua. Esta situación impacta y favorece la infiltración de la red de flujo sobre el entorno del talud inestable, agravando la situación de inestabilidad geotécnica en la zona de los taludes inferiores aferentes al deslizamiento.

El uso del suelo representado en cultivos y pastoreo están generando impactos desfavorables, provocando hundimientos y agrietamientos que aumentan la tasa de infiltración del agua superficial.

La construcción de la vía terciaria ubicada en el pie del talud ha implicado el corte de la ladera, generando desconfinamiento del suelo y exponiendo los materiales a la meteorización, siendo una de las causas detonantes del deslizamiento.

La tala árboles tipo eucaliptus de gran tamaño, han afectado el equilibrio hídrico del talud al reducir la absorción de agua subterránea, comprometiendo su estabilidad.

Sogamoso, diciembre de 2.023



Ing. PEDRO ANTONIO IBAÑEZ GOMEZ
Esp. en Geotecnia - Esp. en Gerencia y Construcción de Obras Civiles
Esp. QA – QC en obras civiles
T.P. No 15223-42978 COPNIA

LISTA DE ANEXOS

ANEXO No 0: *LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO*

ANEXO No 1: *MAPA DE UNIDADES GEOLOGICAS*

ANEXO No 2: *MAPAS DE COBERTURA Y USO DEL SUELO*

ANEXO No 3: *EXPLORACION GEOTECNICA Y ENSAYOS DE LABORATORIO*

ANEXO No 4: *MEMORIAS GENERALES DE CÁLCULO*

ANEXO No 5: *PLANOS DE DISEÑOS DE OBRAS CORRECTIVAS Y PREVENTIVAS*

ANEXO No 6: *CANTIDADES DE OBRA, APU Y PRESUPUESTO*

ANEXO No 7: *CRONOGRAMA DE EJECUCION DE OBRAS*