



I N N O
V A C I
Ó N

Documento técnico

**ESTUDIOS DE DETALLE EN LA PARTE ALTA
DE LA CABECERA MUNICIPAL DE JERICÓ**

**Medidas estructurales y no estructurales para
la mitigación del riesgo**

FECHA:

Marzo de 2022

INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Nombre:	Estudios de detalle en la parte alta de la cabecera municipal de Jericó
Objeto:	Contrato para realizar los estudios de detalle que permitan diagnosticar las condiciones topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas e hidráulicas que influyen en los procesos de inestabilidad, históricos y actuales y la zonificación de la amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa y avenidas torrenciales en la parte alta de la cabecera municipal de Jericó, en los sectores conocidos como Las Nubes, Los Aguacates y La Comba, al suroccidente de la cabecera municipal de Jericó, Antioquia.
Fecha de inicio:	19 de octubre de 2021.
Contrato:	287-2021
Alcance geográfico:	Los estudios de detalle de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa y avenidas torrenciales con sus respectivas medidas de intervención se realizarán en la parte alta del suelo urbano del municipio de Jericó.



DOCUMENTO TÉCNICO ESTUDIOS DE DETALLE EN LA PARTE ALTA DE LA CABECERA MUNICIPAL DE JERICÓ

EQUIPO DE TRABAJO

Alcaldía de Jericó

David Alonso Toro Cadavid, Alcalde.

Carlos Andrés López Holguín, Secretario de Planeación y Desarrollo Territorial

Santiago Giraldo Posada, Geólogo Contratista y apoyo a la Gestión del Riesgo de Desastres

IV Ingeniería – Interventoría

Andrés Arévalo Quintero, Director de interventoría

Christian Camilo Herrera Uribe, Coordinador de interventoría

Sergio Arias Buitrago, Geólogo

Universidad EAFIT

Oscar Geovany Bedoya Sanmiguel, Director General.

Geólogo, Universidad EAFIT

Master en Ciencia, Colorado State University (USA)

Marco Fidel Gamboa Ramírez, Coordinador Técnico.

Ingeniero Geólogo, Facultad de Minas, Medellín.

Especialista en Sistemas de Información Geográficos de la Universidad San Buenaventura Medellín.

MSc en Ciencias de la Tierra, Universidad EAFIT.

Héctor Camilo Pérez Contreras, Apoyo coordinación.

Geólogo, Universidad EAFIT

Luisa Fernanda López, Geóloga.

Especialista en mecánica de suelos y cimentaciones, Universidad EAFIT

Nelson Gaona Losada, Geotecnista

Ingeniero Geólogo, Facultad de Minas, Medellín

Especialista en mecánica de suelos y cimentaciones, Universidad EAFIT

Marcos Julián Osorio, Hidrogeólogo

Ingeniero Geólogo, Facultad de Minas, Medellín

MSc en Ingeniería y recursos minerales

Claudia Patricia Munera, Hidróloga

Ingeniera civil, Universidad Nacional de Colombia

MSc en Recursos Hidráulicos, Universidad Nacional de Colombia

Oscar Rafael Guerrero, Ingeniero estructural

Ingeniero civil, Universidad Nacional de Colombia

Juan Manuel Bedoya, Ingeniero estructural

Ingeniero civil, Escuela de Ingeniería de Antioquia

Especialista en análisis y diseño de estructuras, Universidad de Antioquia

Diana Carolina Ramírez, Ingeniera de vulnerabilidad

Ingeniera civil, Universidad Nacional de Colombia

Marisol González Gómez, Ingeniera de vulnerabilidad

Ingeniera civil, Universidad Cooperativa de Colombia

Juan David Ángel Giraldo, Ingeniero Civil

MSc en Sistemas de Información Geográfica – SIG. UNIGIS América Latina, Universidad de Salzburgo - Austria.

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	8
2.	MEDIDAS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO	9
2.1	HIDROGEOLOGÍA	9
2.2	GEOTECNIA	10
2.2.1	<i>SUBZONA ANTIGUO HOTEL MIRADOR</i>	<i>12</i>
2.2.1.2	<i>ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONDICIÓN PROYECTADA PERFIL 3</i>	<i>18</i>
2.2.2	<i>SUBZONA ESCARPE CERRO LAS NUBES Y ZONA CENTRO ORIENTAL</i>	<i>21</i>
2.2.3	<i>PROPUESTA OBRAS DE ESTABILIZACION</i>	<i>28</i>
2.2.4	<i>DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICO DADOS DE REACCION.....</i>	<i>33</i>
2.2.5	<i>PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO.....</i>	<i>35</i>
2.2.6	<i>MONITOREO POTENCIALES MOVIMIENTOS EN MASA</i>	<i>36</i>
2.3	PRIORIZACION OBRAS DE ESTABILIZACIÓN	40
2.4	HIDROLÓGÍA E HIDRÁULICO	41
2.4.1	CANALES	41
2.4.2	VERIFICACIÓN DE LOS ESCALONES DE DISIPACIÓN Q. LA COMBA.....	43
2.4.3	CUNETAS.....	49
2.4.4	CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN	50
2.5	VULNERABILIDAD	55
2.5.1	SERVICIOS PÚBLICOS DOMICILIARIOS.....	55
2.5.2	LÍNEAS VITALES – ENERGÍA Y ALUMBRADO PÚBLICO.....	55
2.5.3	MEJORAMIENTO SALUDABLE	55
2.5.4	MEJORAMIENTO LOCATIVO.....	55
2.6	AMENAZAS Y RIESGOS.....	56
2.7	PRESUPUESTO DE OBRAS	58
3.	BIBLIOGRAFÍA.....	60

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localización de las 3 subonas en las que se divide el área de estudio.	11
Figura 2. Vista en planta zonas de anclaje.....	14
Figura 3. Análisis estabilidad perfil 1. Alternativa final condición estática.....	15
Figura 4. Análisis estabilidad perfil 1. Alternativa final condición pseudoestática.	16
Figura 5. Análisis estabilidad perfil 2. Alternativa final, condición estática.....	17
Figura 6. Análisis estabilidad perfil 2. Alternativa Final, condición pseudoestática.	18
Figura 7. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final , condición estática.....	19
Figura 8. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final, Falla general, condición estatica.	20
Figura 9. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final, Falla general, condición pseudoestática....	21
Figura 10. Localización de drenes subhorizontales sector parte alta Cerro las Nubes.....	23
Figura 11. Análisis estabilidad perfil 4. Alternativa final condición estática.....	24
Figura 12. Análisis estabilidad perfil 4. Alternativa final, condición pseudoestática.	25
Figura 13. Análisis estabilidad perfil 5. Alternativa final condición estática.....	26
Figura 14. Análisis estabilidad perfil 5. Alternativa final condición pseudoestática.	27
Figura 15. Propuesta de intervención talud superior.	30
Figura 16. Localización de sistema de subdrenaje zona centro oriental.....	32
Figura 17. Mecanismo de rotura de Prandtl.	33
Figura 18. Modelo geotécnico establecido para el cálculo de la capacidad de soporte y asentamientos en dados de reacción.....	35
Figura 19. Características de instrumentación instalada.....	36
Figura 20. Vista en planta alineamiento Q. La Comba.....	42
Figura 21. Verificación capacidad hidráulica de la obra – Q. La Comba.....	43
Figura 22. Sección típica canal – Q. La Comba.....	43
Figura 23. Esquema EXCEL para definir los parámetros básicos de la estructura escalonada.....	44
Figura 24. Resultados del cálculo del alcance máximo del chorro.....	45
Figura 25. Umbral de resultados del cálculo del perfil de flujo para cada escalón.....	46
Figura 26. Vista en planta alineamiento Q. Sin Nombre.....	48
Figura 27. Verificación capacidad hidráulica de la obra – Q. Sin Nombre.....	49
Figura 28. Sección típica canal – Q. Sin Nombre.....	49
Figura 29. Sección típica cunetas.....	50
Figura 30. Verificación capacidad hidráulica de las cunetas.....	50
Figura 31. Perfiles del flujo para las condiciones futuras.....	52
Figura 32. Perfil del terreno y de socavación teórico estimando por el método.....	53
Figura 33. Llave antisocavación requerida para la obra de descarga del canal cuneta sobre la quebrada Valladares.....	54
Figura 34. Escenario de riesgo con las obras proyectadas.....	58

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de seguridad y amenaza condiciones proyectadas	28
Tabla 2. Tabla de localización de instrumentación instalada.....	37
Tabla 3. Velocidad de movimientos en masa. Tomado de Suarez, 1998	39
Tabla 4. Programa de monitoreo y recomendaciones a implementar.....	39
Tabla 5. Parámetros básicos para el cálculo de flujo por escalones.	45
Tabla 6. Resultados del cálculo de la socavación en el tramo de interés (método de Lischtvan y Lebediev).....	54
Tabla 7. Resumen de presupuesto de obras.	59

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Registro de perforación.
Anexo 2: Resultados de muestras de laboratorio.
Anexo 3: Fichas de vulnerabilidad y registro fotográfico.
Anexo 4: Descripción de fragilidad e intensidad.
Anexo 5: Calculo de ensayo de Slug Test.
Anexo 6: Cálculos de hidrología e hidráulica.
Anexo 7: RunOut
Anexo 8: Monitoreo de inclinómetros.
Anexo 9: Planos de diseños estructurales e hidráulicos
Anexo 10: Presupuesto obras

1. INTRODUCCIÓN

Durante la segunda temporada de lluvias del año 2019, específicamente entre los días 4 y 6 de noviembre de 2019 se presentaron múltiples eventos de movimientos en masa en las laderas del Cerro Las Nubes, y los sectores de Los Aguacates y La Comba, del municipio de Jericó (Ant). Estos hechos ocasionaron flujos de lodo y tierra, que se encausaron por los principales drenajes de la zona, generando daños y pérdidas en bienes, infraestructura y servicios, principalmente en los sectores ubicados al occidente de la zona urbana del municipio.

Los eventos anteriormente referenciados generaron la necesidad de analizar en detalle las condiciones de amenaza por movimiento en masa y avenidas torrenciales, al igual que la vulnerabilidad de los elementos expuestos, dando lugar a la suscripción de un convenio interadministrativo entre el Municipio de Jericó y el DAGRAN, con el propósito de ejecutar los estudios y diseños geológicos, geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos, a partir de los cuales se determinarían las obras de estabilización y las medidas de manejo requeridas para la estabilización de la zona.

En el marco del contrato No. 287-2021 suscrito entre a Universidad Eafit y el Municipio de Jericó, el cual tiene por objeto la “Prestación de servicios para realizar los estudios de detalle que permitan diagnosticar las condiciones topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas e hidráulicas que influyen en los procesos de inestabilidad, históricos y actuales y la zonificación de la amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa y avenidas torrenciales en la parte alta de la cabecera municipal de Jericó, en los sectores conocidos como Las Nubes, Los Aguacates y La Comba, al suroccidente de la cabecera municipal de Jericó, Antioquia”, se presenta el informe final el cual desarrolla los componentes de geología, geomorfología, morfodinámica, hidrología e hidráulica, geotecnia, hidrogeología, vulnerabilidad, riesgo, entre otros.

Es importante señalar, que además de los diseños y recomendaciones para la mitigación del riesgo en esta parte alta de la cabecera municipal, el municipio ha quedado con una instrumentación, representada en piezómetros e inclinómetros que permitirán realizar un seguimiento a la problemática mientras se gestionan los recursos para la construcción de las obras de mitigación.

El presente documento contiene las medidas de manejo estructurales y no estructurales extractadas del documento principal del estudio, de esta manera, es más fácil para quienes ejecutaran las obras, tener claridad sobre las acciones recomendadas por el estudio.

2. MEDIDAS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO

A continuación, se presentan las medidas de manejo recomendadas para la mitigación del riesgo, es de anotar que en el documento principal del estudio se encuentra la metodología, la zonificación de la amenaza y el riesgo y demás elementos que soportan las medidas descritas a continuación.

2.1 HIDROGEOLOGÍA

Como medidas de manejo se proponen medidas preventivas de monitoreo con la instalación de un pluviómetro hacia la parte alta de la zona de estudio (sector Las Nubes) y la medición continua de los niveles estáticos de los piezómetros, para correlacionar eventos de alta precipitación con la respuesta de los niveles de agua subterránea. Se propone la construcción y adecuación de obras para abatir los niveles freáticos en el quiebre de pendiente (zona media del área de estudio), para esto se presentaron diferentes métodos que pueden ser considerados. Se recomienda la construcción de obras de drenaje destinadas a abatir los niveles freáticos de la ladera y así garantizar la estabilidad de la margen occidental de la zona de estudio, además de considerar el uso de barreras, obras de encauzamiento, geodrenes y protección de muros de contención, con el objetivo de mitigar la influencia de los niveles de agua sobre la parte alta del casco urbano.

Los piezómetros construidos en la zona de estudio tienen como finalidad conocer las variaciones del nivel freático en diferentes épocas con el fin de conocer la dinámica entre agua superficial y subterránea.

Para el presente proyecto los piezómetros fueron utilizados para calibrar los niveles simulados por el modelo numérico, con datos reales de campo. Se ejecutaron tres campañas de campo durante dos meses, y no se observaron variaciones en los niveles de agua subterránea.

Como se menciona en el informe de riesgo, se recomienda continuar con el monitoreo de estos niveles de manera que permitan establecer, en un periodo de mínimo un año, teniendo en cuenta el ciclo anual de precipitación, si existe una relación entre la lluvia y el agua subterránea que pueda ser una detonante para los procesos de inestabilidad en la zona.

Generalmente las mediciones de niveles de agua subterránea cuando son manuales, por medio de sonda de nivel, se realizan diarias, o una vez en la semana dependiendo del número de puntos, y personal disponible. Para la implementación de un sistema de alerta se recomienda la instalación de registradores automáticos de niveles de agua subterránea, los cuales se programan para que almacenen información cada segundo, minuto, o cada hora.

Estos correlacionados con la información de lluvia, con el uso de pluviómetros, permiten generar la línea base, para la determinación de umbrales y generación de alertas.

En conclusión, teniendo en cuenta el sistema de medición actual y el recurso disponible, se recomienda que se realicen mediciones dos veces por semana, idealmente diarias en periodos de lluvia. En las mediciones manuales se recomienda lo siguiente:

- Procurar que el personal que realice el registro este capacitado para la toma de datos. Una vez se cambie de personal se debe consignar en un formato.
- Se recomienda diligenciar una hoja de calculo que contenga la siguiente información: ID-Piezómetro, Fecha, Día, Hora, Nivel de agua subterránea 1, Nivel de agua subterránea 2, Nivel de agua subterránea 3 (**realizar tres mediciones mínimas para cada piezómetro**), persona que realizó la medición, celular, correo, estado del piezómetro (buen estado – mal estado), Clima (Lluvioso, seco), Lluvia el día anterior (si -no), observaciones (mencionar el estado del piezómetro, si la sonda bajo libremente y si hubo lluvias precedentes).
- Los piezometros deben dejarse asegurados, las llaves debidamente marcadas para cada candado.

Como se menciona anteriormente la información piezométrica debe ser correlacionada con información de lluvia, con la instalación de pluviómetros, que, si no son automáticos, se garantizar que se tomen datos en los mismos días que se realiza la medición de piezometros.

2.2 GEOTECNIA

Basado en los resultados de los análisis de estabilidad para la condición actual, mostrados en los capítulos previos y en las visitas de campo que permitieron ajustar los diferentes modelos geológico-geotécnicos, se presentan conclusiones y recomendaciones pertinentes desde el área de geotecnia.

Con base en los resultados de los análisis de estabilidad para la condición actual (tanto estática como pseudoestática) y para las situaciones extremas que consideraban la elevación del nivel freático para evaluar la amenaza por deslizamientos profundos y la saturación de las capas superficiales para analizar la amenaza por movimientos superficiales, se concluyó que todos los perfiles evaluados presentaban amenaza alta en la condición estática con factores de seguridad por debajo de 1.2, en tanto que para la condición pseudoestática, movimientos en masa profundos y movimientos en masa superficiales, la amenaza se clasificó como media, de acuerdo con los resultados obtenidos. Con el fin de disminuir el grado de amenaza de estos sectores que repercute en la probabilidad de afectación de las construcciones y personas que habitan en los alrededores de estas zonas, se hace necesario proponer una serie de obras y acciones que permitan mitigar el riesgo sobre estas zonas vulnerables.

Ahora bien, es evidente que la zona de estudio se puede subdividir en 3 subzonas de acuerdo con las condiciones geotécnicas, topográficas y el tipo de afectación posible (Figura 1): la primera corresponde a la zona suroccidental del área de estudio donde se evidencia un movimiento en masa de gran extensión y de características profundas que afecta la antigua zona del Hotel Mirador, cercana a la zona de la actual planta de tratamiento, una segunda subzona corresponde al escarpe del Cerro Las Nubes y la tercera el sector centro oriental del área de estudio. En la zona del escarpe como se mencionó anteriormente, se han presentado algunos desprendimientos de suelo y vegetación que afectaron recientemente el área urbana, en tanto que en el sector centro oriental del área evaluada se tienen terrenos de pendientes moderadas a suaves afectados por niveles freáticos superficiales, zonas de empozamiento y probabilidad de movimientos en masa profundos.

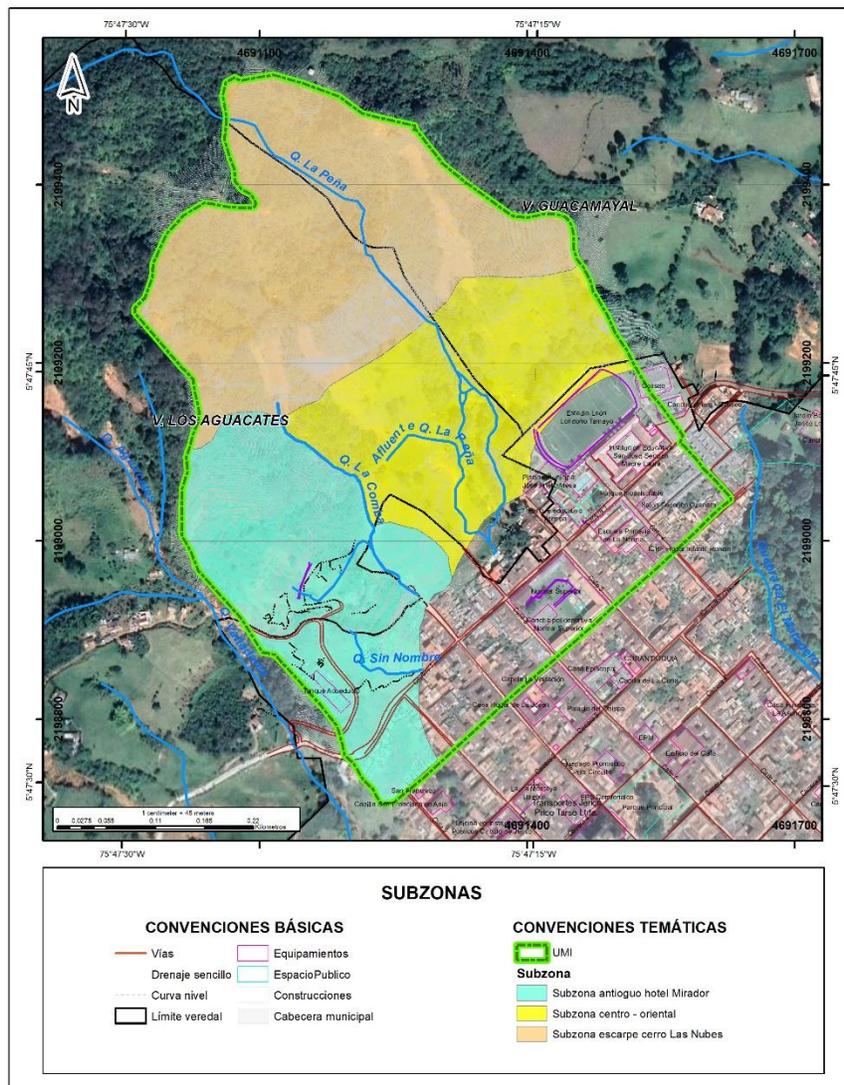


Figura 1. Localización de las 3 subzonas en las que se divide el área de estudio.

Teniendo en cuenta las características disimiles enunciadas anteriormente, en relación con las condiciones topográficas, geotécnicas y de afectación, las recomendaciones deben igualmente enfocarse al origen de la inestabilidad y corregir las causas que la generan o que la pueden generar. Por lo anterior, se presentarán las recomendaciones de manera específica para cada uno de estos sectores antes mencionados.

2.2.1 SUBZONA ANTIGUO HOTEL MIRADOR

En este sector es evidente un proceso inestable o movimiento en masa de grandes proporciones que afecta la zona del antiguo hotel El Mirador, el cual fue verificado en campo, mediante recorridos a lo largo de la superficie de falla que se observa en el terreno. Para el análisis de estabilidad de este sector, en la condición actual, se evaluaron los perfiles 1, 2 y 3 que como se dijo anteriormente, arrojaron factores de seguridad inferiores a 1.2 indicando una zona de amenaza alta por movimientos en masa. El movimiento en masa dadas sus condiciones topográficas y geotécnicas presenta movimientos lentos que se aceleran durante los periodos invernales, en donde se han observado deformaciones de varios decímetros.

2.2.1.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONDICIÓN PROYECTADA PERFILES 1 Y 2 ALTERNATIVA SELECCIONADA

A continuación, se presentan los análisis de estabilidad para los perfiles 1 y 2 con la alternativa seleccionada.

Considerando las condiciones geotécnicas e hidrogeológicas del sector evaluado, se recomendó como alternativa seleccionada, la alternativa No 1 que se compone de pantallas ancladas, las cuales se distribuirán en tres sectores de la ladera inestable (Figura 2). La pantalla anclada inferior consta de 8 líneas de anclajes activos de 35 metros de longitud, inclinados 25° con respecto a la horizontal, la segunda zona de anclajes (sector intermedio) se compone de 8 líneas de anclajes de 40 metros de longitud, inclinados 25° con respecto a la horizontal y una zona superior que se compone de 14 líneas de anclajes activos de 30 m de longitud, inclinados 15° con respecto a la horizontal.

Todos los anclajes tendrán como componente 3 torones de ½ pulgada, que se tensionarán cada uno a 10 Toneladas para obtener una fuerza de tesado de 30 toneladas en cada anclaje. Para generar el bulbo de cada sistema de anclajes, se utilizará una lechada de agua: cemento en proporción de 0.5 en peso y ésta se inyectará a presiones que pueden oscilar entre 120 y 140 p.s.i, utilizando el sistema IRS (inyección repetitiva y selectiva).

Como medida complementaria se construirán drenes subhorizontales en cada zona de anclajes, los cuales se distribuirán entre los anclajes, cada 5 metros horizontalmente, es decir cada dos anclajes y cada 5 metros y verticalmente. Estos elementos tendrán una longitud no inferior a 25 metros y consisten en tubería de p.v.c ranurada o perforada de 2", envuelta en

geotextil no tejido NT 2000 o similar. Los drenes se construirán mediante una perforación levemente inclinada en la dirección de la pendiente del talud (3° a 5°). La tubería de p.v.c del dren se deberá prolongar al menos 0.20 m por fuera de la cara del terreno para facilitar la disposición de las aguas captadas, ya sea en las cunetas proyectadas o en un drenaje natural. Considerando el espaciamiento mencionado anteriormente, se requiere 4 baterías de drenes subhorizontales, en la primera batería de anclajes (batería inferior), iniciando entre las filas 1 y 2 de anclajes (considerando la fila No 1 como la inferior). En la batería intermedia de anclajes, donde se propone la construcción de 8 líneas de anclajes activos, se requiere la construcción de 4 líneas de subdrenes, colocando la primera línea o línea inferior, entre los anclajes de las filas 1 y 2. Finalmente en la batería de anclajes superior los subdrenes se espaciarán cada 2 anclajes por lo que se requerirán 7 líneas de drenes subhorizontales.

El subdrenaje de la zona se complementará con un sistema de drenaje superficial para captar, conducir y disponer las aguas lluvias y servidas de la zona, mediante una red de cunetas, rondas y canales distribuidos en la zona afectada. Finalmente, todas las áreas intervenidas deberán ser revegetalizadas con la siembra de pastos propios de esta zona de vida, que desarrollen una cobertura protectora para evitar procesos erosivos que puedan afectar la estabilidad general de la zona.

En las figuras siguientes se muestran los resultados de los diferentes análisis de estabilidad para los perfiles 1 y 2 tanto en condiciones estáticas como seudoestático, considerando las obras definidas como alternativa seleccionada.

En el perfil No 1, para el caso estático, el factor de seguridad determinístico obtenido es de 1.704, un factor de seguridad medio de 1.86, con una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 3) y para el caso seudoestático el factor mínimo obtenido es de 1.18 como factor determinístico, un factor medio de 1.30 y una probabilidad de falla de 4.6% (Figura 4).

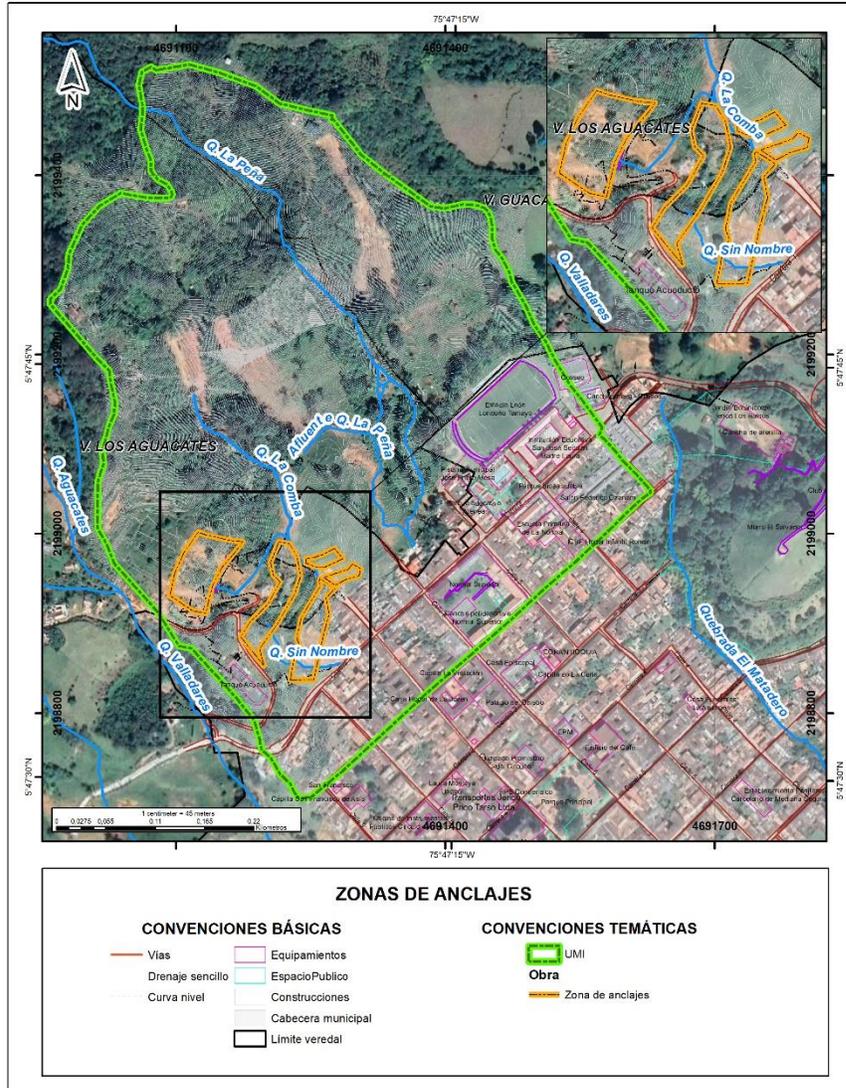


Figura 2. Vista en planta zonas de anclaje.

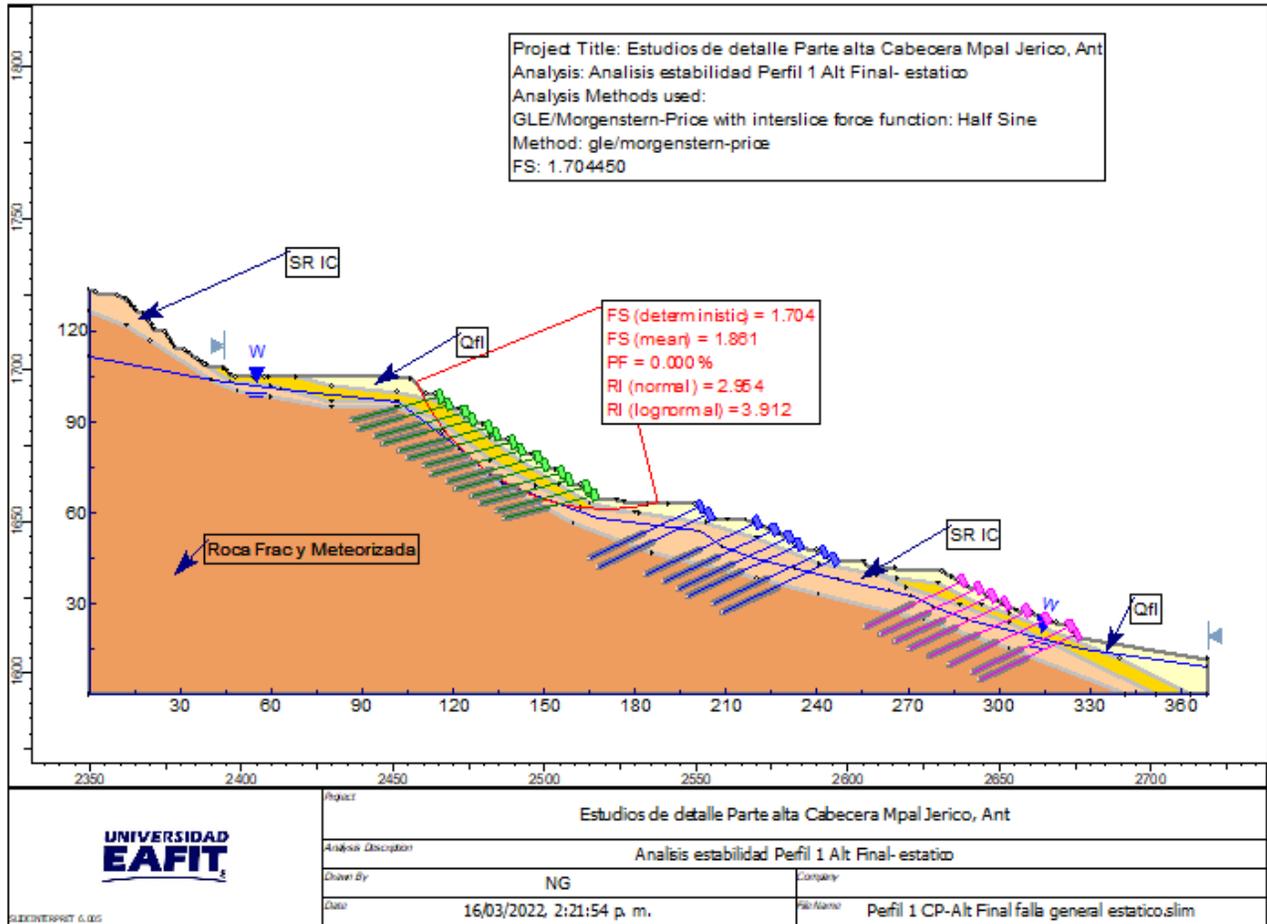


Figura 3. Análisis estabilidad perfil 1. Alternativa final condición estática.

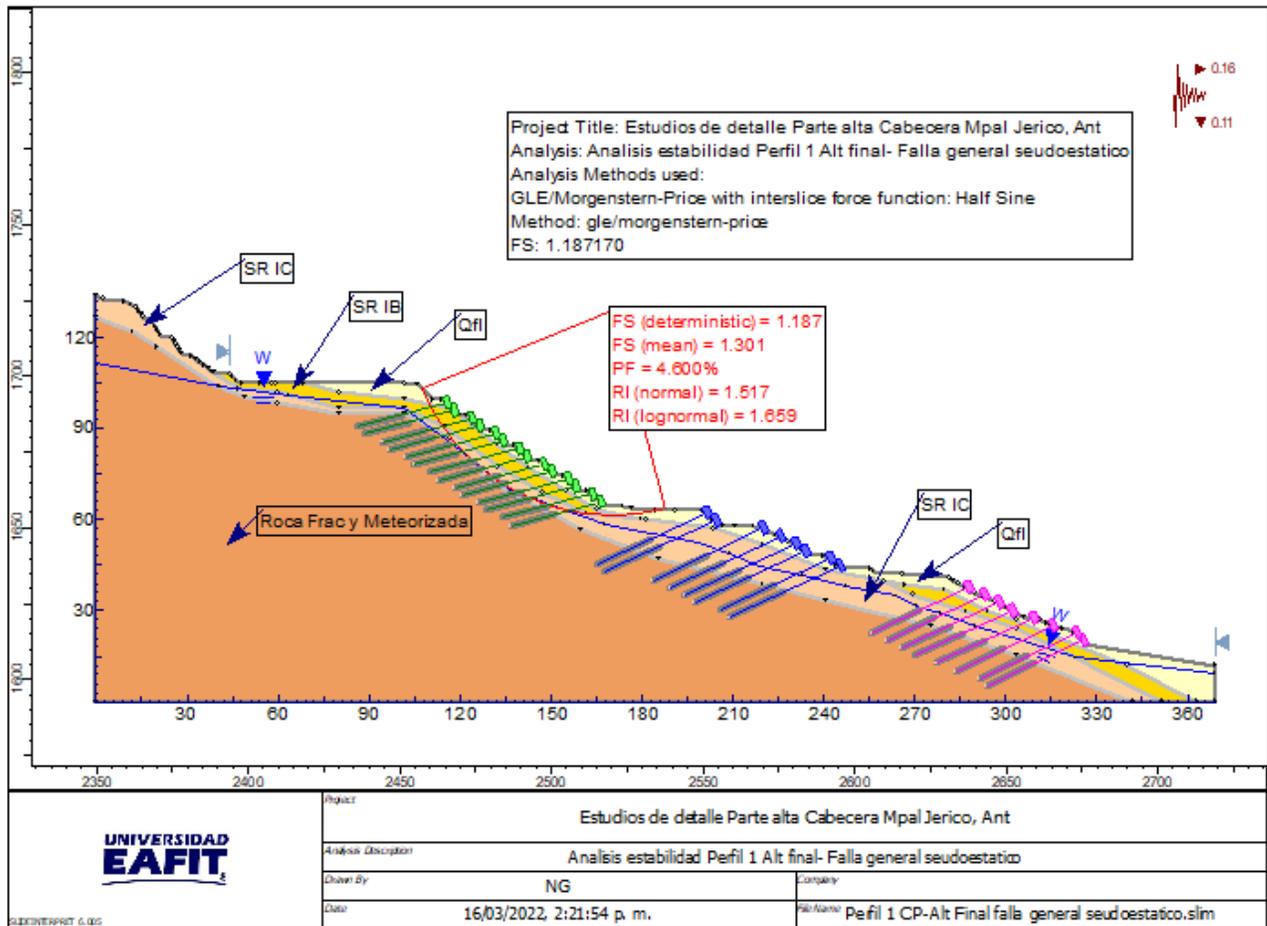


Figura 4. Análisis estabilidad perfil 1. Alternativa final condición seudoestática.

Para el perfil No 2 el análisis de estabilidad en la condición estática dio como resultado un factor de seguridad determinístico de 1.85, un factor de seguridad medio de 2.06 y una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 5), valor superior al recomendado por la norma que estipula que el factor de seguridad debe ser superior a 1.5 para garantizar la estabilidad de la zona. Para el caso seudoestático, el factor de seguridad mínimo obtenido es de 1.20 como factor determinístico, 1.36 como factor de seguridad medio, con una probabilidad de falla de 1.60% (Figura 6). Con estos valores se satisface el requerimiento de la Norma que recomienda un factor de seguridad por encima de 1.05 para la condición seudoestática.

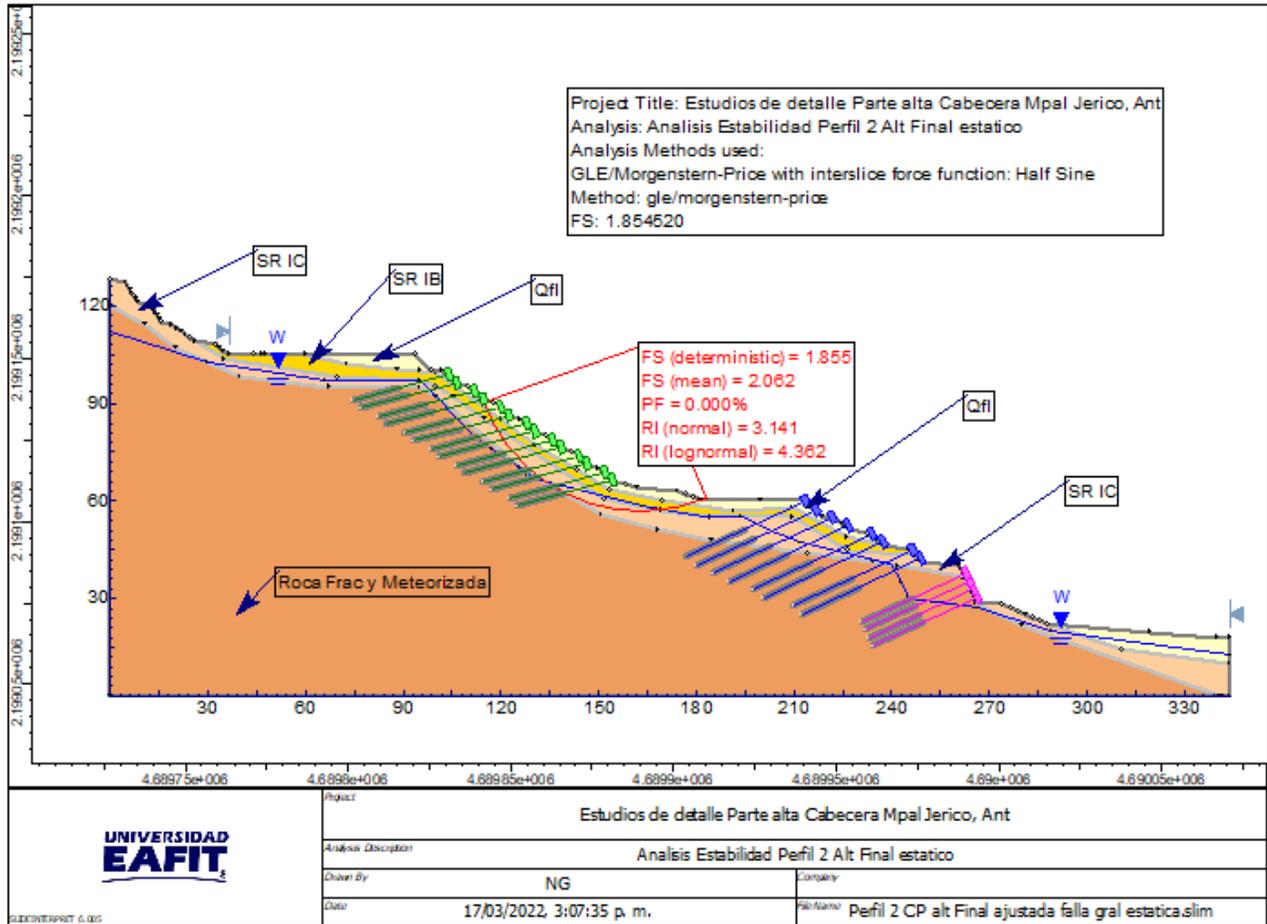


Figura 5. Análisis estabilidad perfil 2. Alternativa final, condición estática.

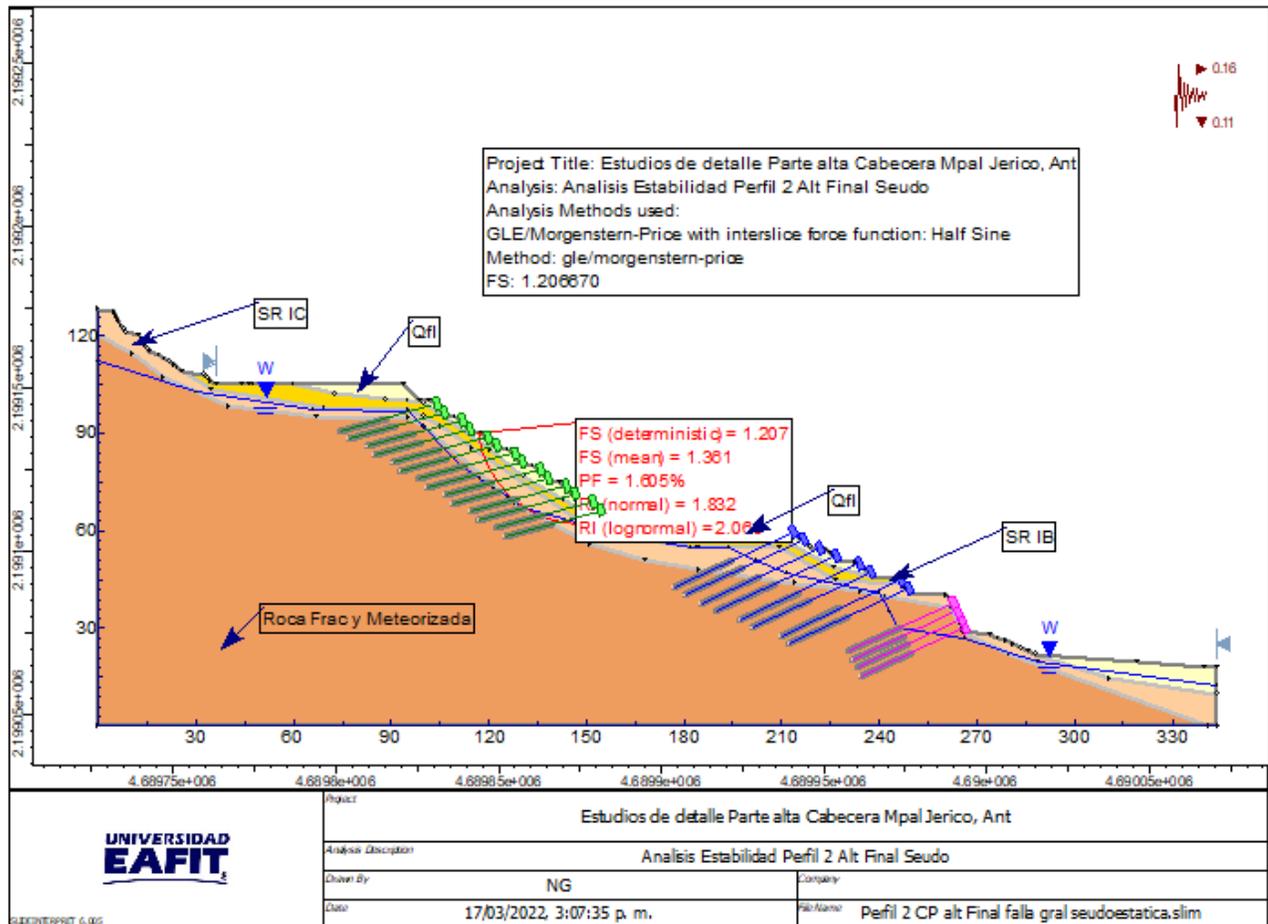


Figura 6. Análisis estabilidad perfil 2. Alternativa Final, condición seudoestática.

2.2.1.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONDICIÓN PROYECTADA PERFIL 3

La propuesta de estabilización para la zona aferente al perfil No 3 implica la construcción de dos pantallas ancladas, compuesta cada una de tres líneas de anclajes activos de 25 metros de longitud, cada anclaje compuesto por tres torones de ½ pulgada, inclinados a 15° con respecto a la horizontal, que se tensionarán a 30 toneladas cada anclaje, utilizando una lechada de agua:cemento en proporción de 0.5 en peso, inyectada por el sistema IRS a presiones que pueden oscilar entre 120 y 140 p.s.i. La propuesta se complementará con el subdrenaje mediante drenes subhorizontales de 25 metros de longitud, que se espaciarán cada 5 metros horizontalmente y cada 5 metros verticalmente. Con esta propuesta de estabilización, se analizó la estabilidad del perfil No 3, obteniendo un factor de seguridad determinístico de 2.26, un factor de seguridad medio de 2.58 y una probabilidad de falla de 0.0%, con lo cual se supera ampliamente lo establecido en la norma(Figura 7).

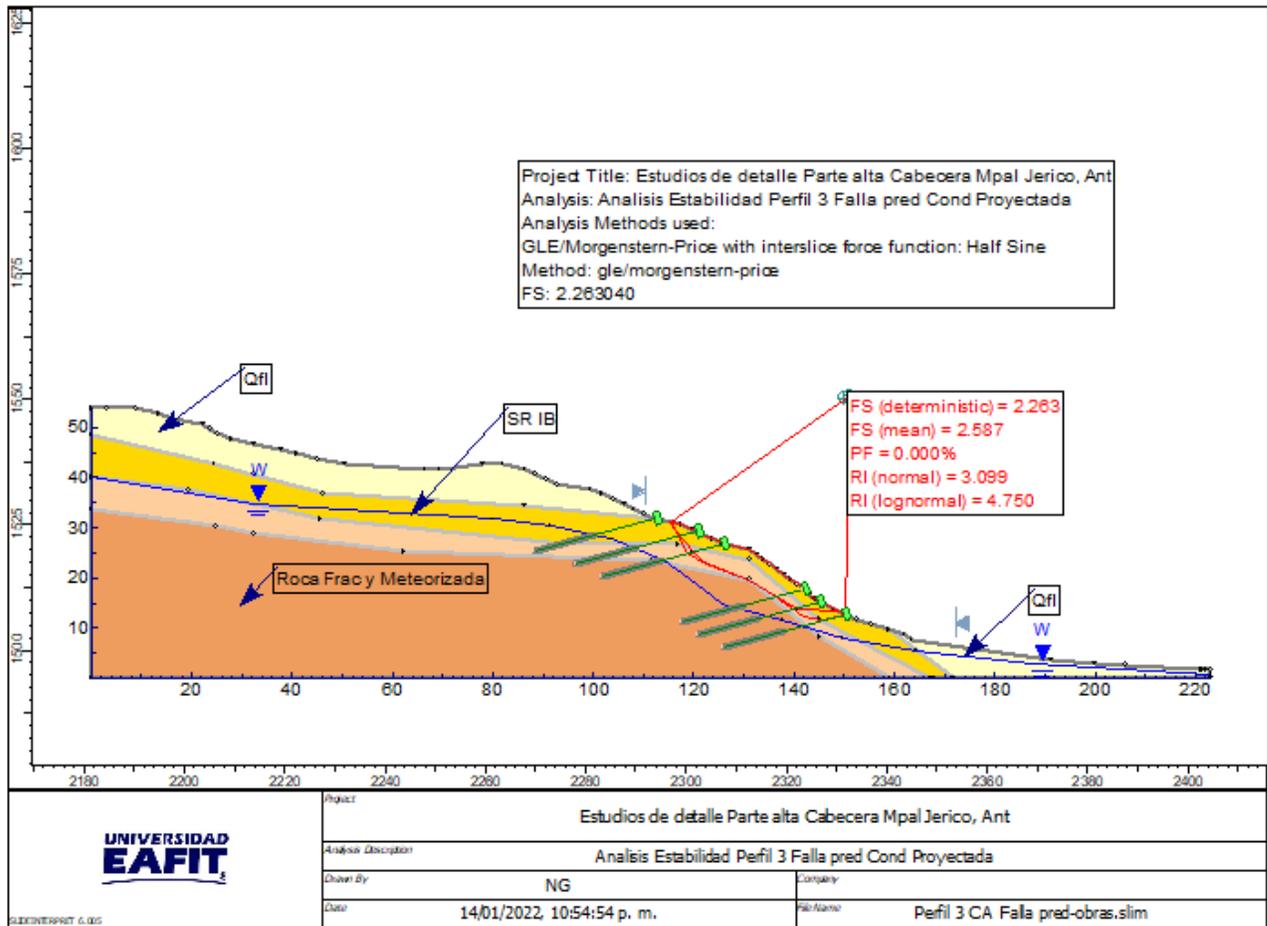


Figura 7. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final , condición estática.

Al igual que para los perfiles 1 y 2, la propuesta de estabilización busca en primer lugar aumentar el factor de seguridad para la falla predeterminada observada en campo; sin embargo, se requiere un análisis complementario para verificar que no se presenten fallas adicionales de tipo circular, por lo que se evalúa la estabilidad general del perfil, indicándole al software utilizado, la necesidad de explorar otras potenciales fallas que pudieran ocurrir. Bajo este escenario, se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 2.28, un factor de seguridad medio de 2.63 y una probabilidad de falla de 0.0%, para una falla circular (Figura 8).

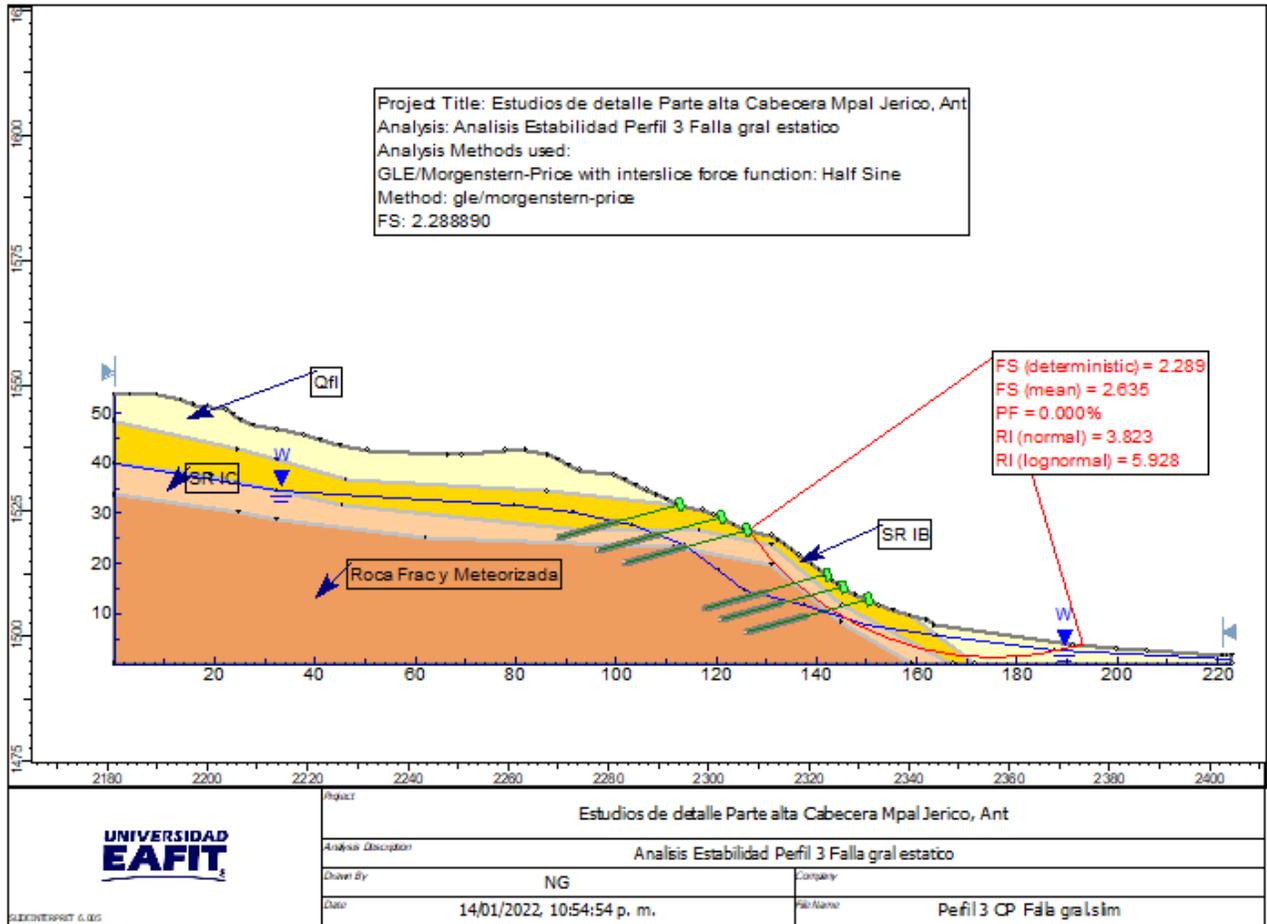


Figura 8. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final, Falla general, condición estática.

Finalmente, se analiza la estabilidad del perfil No 3 bajo la condición pseudoestática, es decir considerando el efecto del sismo, obteniendo un factor de seguridad determinístico de 1.47, un factor de seguridad medio de 1.70 y una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 9). Los valores de factor de seguridad obtenidos superan los requerimientos establecidos en la normatividad y garantizan teóricamente la estabilidad del sector.

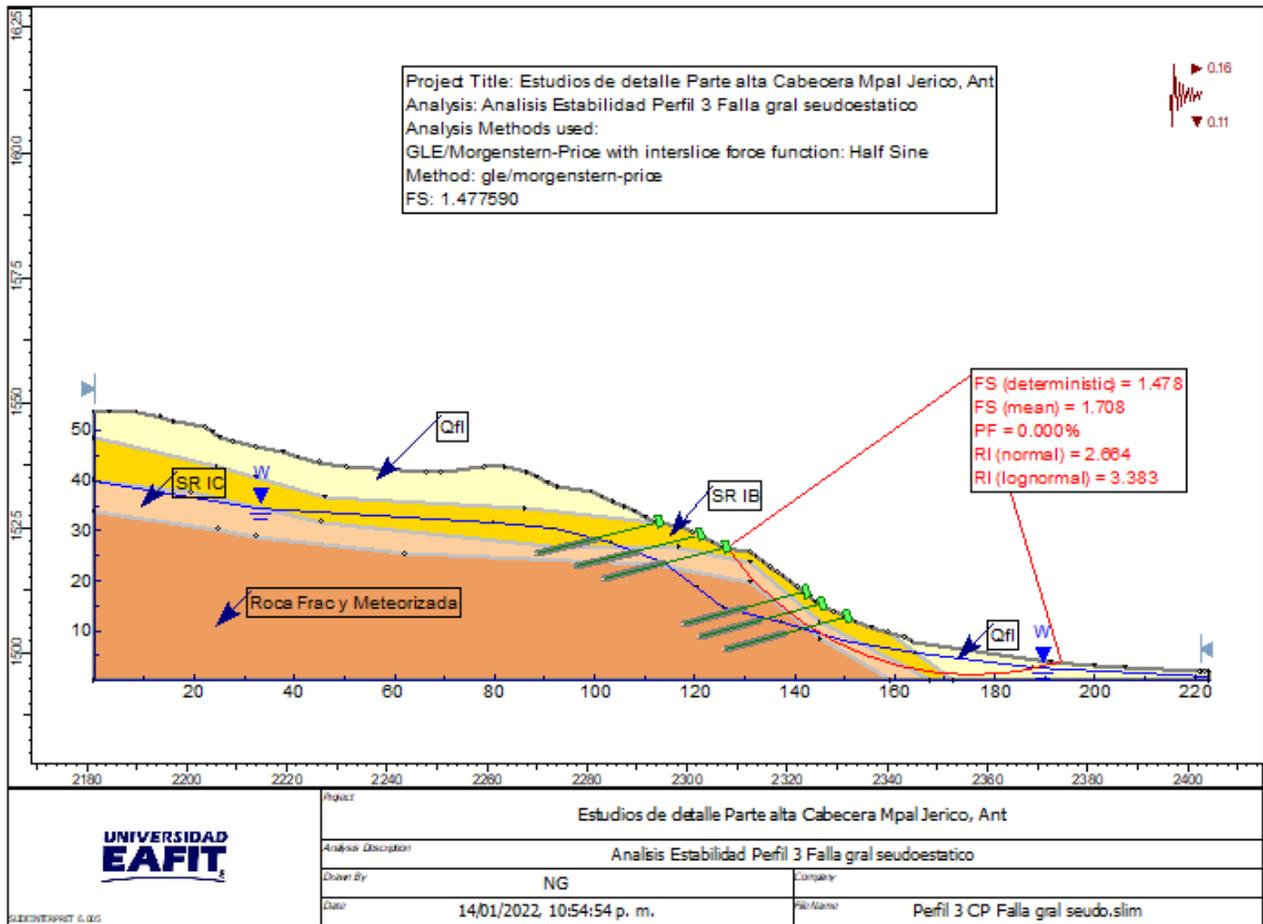


Figura 9. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final, Falla general, condición pseudoestática.

2.2.2 SUBZONA ESCARPE CERRO LAS NUBES Y ZONA CENTRO ORIENTAL

Se ha mencionado en el presente estudio que en la parte superior del Cerro Las Nubes, se detectaron importantes espesores de suelos residuales, producto de la meteorización de las rocas volcánicas de la Formación Combia, lo cual aunado a las altas pendientes, configuran escenarios propicios para la formación de inestabilidades como las ocurridas en noviembre de 2019, donde a raíz de prolongados e intensas lluvias se originaron numerosos desprendimientos de suelo y vegetación de la parte alta del escarpe del Cerro Las Nubes que fluyeron a lo largo de cauces hasta la zona urbana, afectando vías y viviendas en su recorrido.

Considerando que la causa raíz de estos eventos está asociada a las lluvias y posterior infiltración de las aguas en los suelos residuales, se plantea como medida de mitigación la construcción de un sistema de cunetas y rondas de coronación en la parte alta del cerro Las Nubes, que eviten la formación de escorrentías que puedan causar procesos erosivos y posteriormente desprendimientos de suelos como los ocurridos. Adicionalmente, la propuesta de manejo de aguas debe incluir la instalación de drenes subhorizontales que permitan abatir

o controlar el ascenso del nivel freático. Las condiciones de saturación de los suelos provocada por la infiltración de las aguas, ocasiona una disminución considerable de las propiedades geomecánicas de dichos materiales, que se traducen en pérdida de resistencia de los mismos, lo cual aunado a las condiciones topográficas de alta pendiente, facilitan la formación de las inestabilidades que como se ha mencionado corresponden a desprendimientos de tipo superficial en donde se afecta un espesor de suelos que oscila entre 3 y 5 metros.

Bajo esta consideración de intervención para el manejo y control de las aguas superficiales y subsuperficiales, se evaluará nuevamente la estabilidad de los perfiles involucrados que corresponden a los perfiles No 4 y 5. En los mencionados perfiles se considerará un abatimiento del nivel freático o por lo menos el control del ascenso del mismo y una disminución en los procesos de infiltración para evitarla saturación de las capas superficiales. Para lo anterior, se ha dispuesto ubicar una batería de drenes subhorizontales de 25 metros de longitud, espaciados cada 10 metros. La localización de estos drenes subhorizontales se muestra en la figura siguiente.

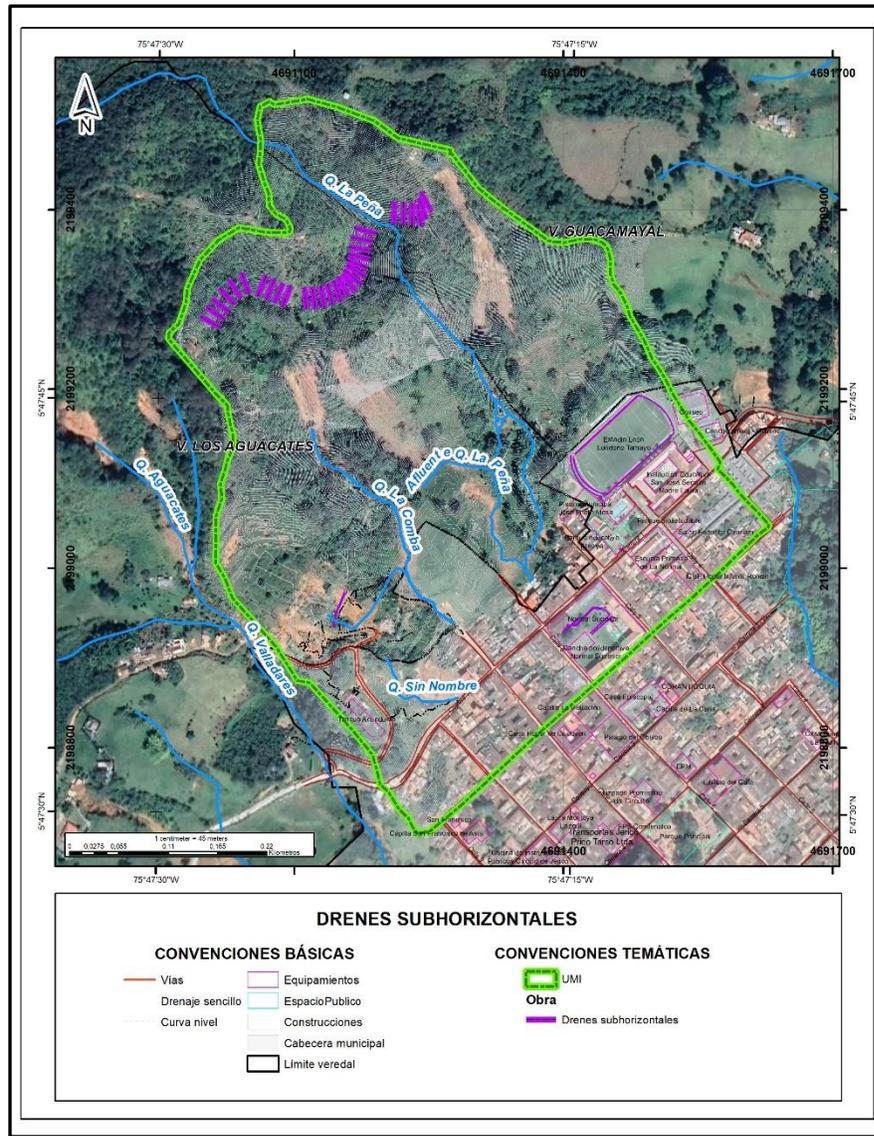


Figura 10. Localización de drenes subhorizontales sector parte alta Cerro las Nubes

Estos elementos se construirán mediante perforaciones que permitan introducir una tubería p.v.c ranurada o perforada de 2 pulgadas de diámetro, envuelta en geotextil NT 2000 o equivalente, con una inclinación entre 3° y 5° en favor de la pendiente, para garantizar el escurrimiento de las aguas recogidas en estos elementos de subdrenaje se deberán disponer en cunetas o conducirlos directamente a la red de drenaje de la zona.

Considerando la implantación de las obras de drenaje y subdrenaje se analizó la estabilidad de los perfiles 4 y 5 donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Para el caso del perfil No 4 el factor de seguridad determinístico obtenido es de 1.126, un factor de seguridad medio de 1.189 y una probabilidad de falla de 16.20% (Figura 11), con lo cual se determina que, a pesar de las medidas de control del drenaje y subdrenaje, la

amenaza por movimientos en masa se mantiene en la categoría ALTA, pues el factor de seguridad en condición estática es inferior a 1.2. Lo anterior refleja que a pesar del abatimiento y control de las aguas superficiales y subsuperficiales las condiciones de alta pendiente de la zona, condicionan la estabilidad de estos terrenos.

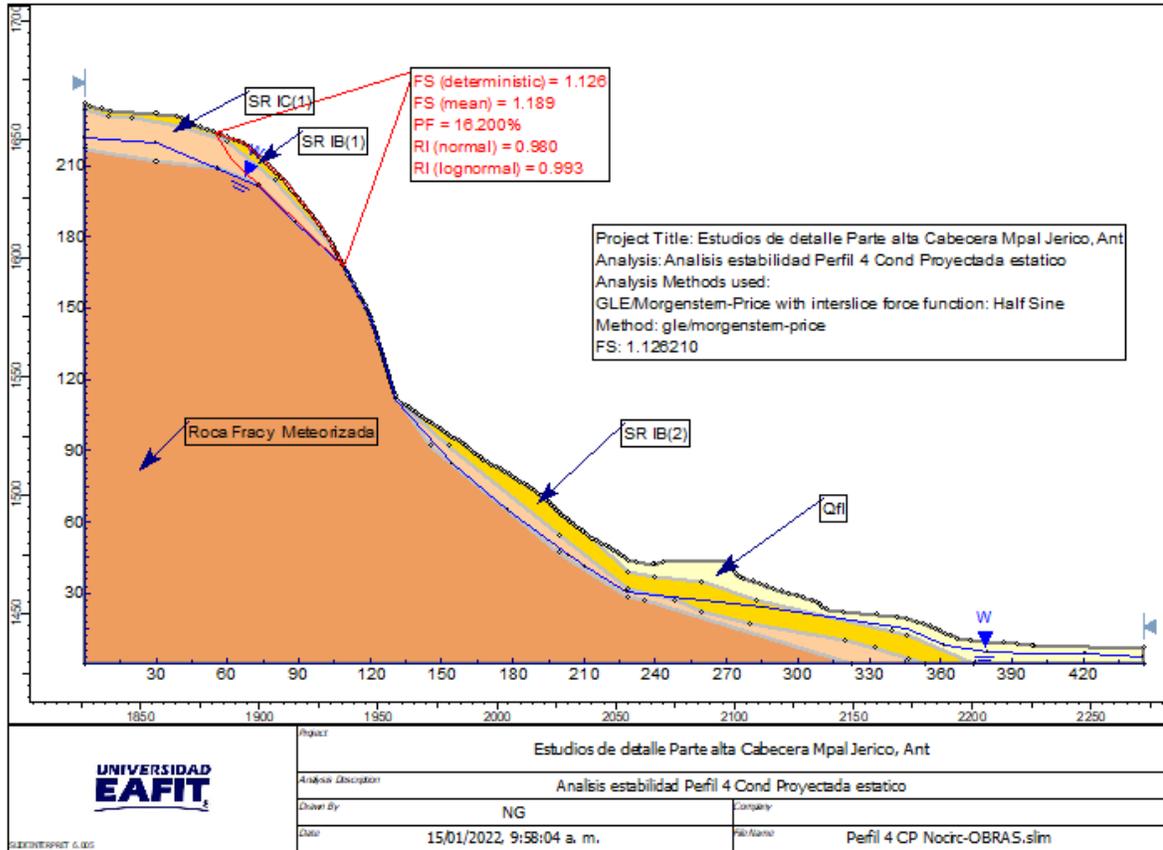


Figura 11. Análisis estabilidad perfil 4. Alternativa final condición estática.

En la zona inferior del escarpe (zona centro oriental), se tenían condiciones de amenaza media con probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa profundos, afectando los materiales coluviales que allí afloran. Con la propuesta de instalar drenes subhorizontales aunado al manejo de aguas superficiales mediante rondas y cunetas, se logra mejorar las condiciones de estabilidad alcanzando factores por encima de 1.5, lo cual determinaría una amenaza baja por deslizamientos para este sector. Sin embargo, dado que se mantiene la amenaza alta en el escarpe, la zona centro oriental puede verse afectada por la ocurrencia de potenciales inestabilidades que ocurran en la zona del escarpe.

Para la condición seudoestática, se obtuvo un factor de seguridad de 0.85 con una probabilidad de falla de 78.3% con lo cual se clasifica la amenaza como media (Figura 12).

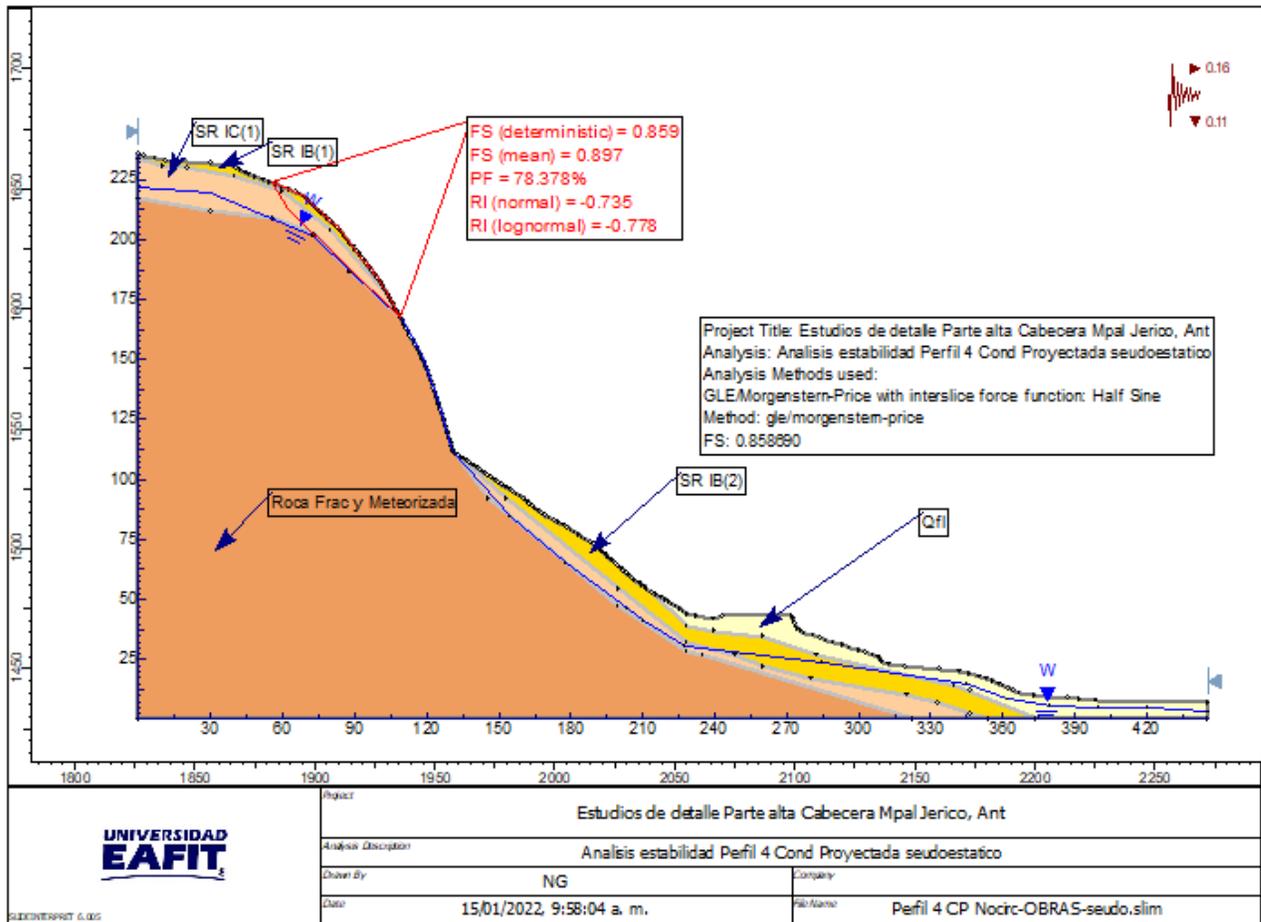


Figura 12. Análisis estabilidad perfil 4. Alternativa final, condición pseudoestática.

Para el caso del perfil 5 localizado hacia el nororiente de la zona de estudio, se evaluó la estabilidad de dicho perfil, considerando la inclusión de drenaje y subdrenaje mediante la construcción de sistemas de cunetas y drenes subhorizontales. Bajo esta consideración se obtuvo un factor de seguridad de 1.334 con una probabilidad de falla de 0.10%, lo cual permite clasificar el sector como de amenaza media (Figura 13). La instalación de sistemas de drenaje mejora las condiciones de estabilidad comparativamente con la condición actual, donde el sector fue clasificado con amenaza alta.

Para la condición pseudoestática, el factor de seguridad obtenido para el perfil No 5 corresponde a 1.02 con una probabilidad de falla de 24.20% (Figura 14).

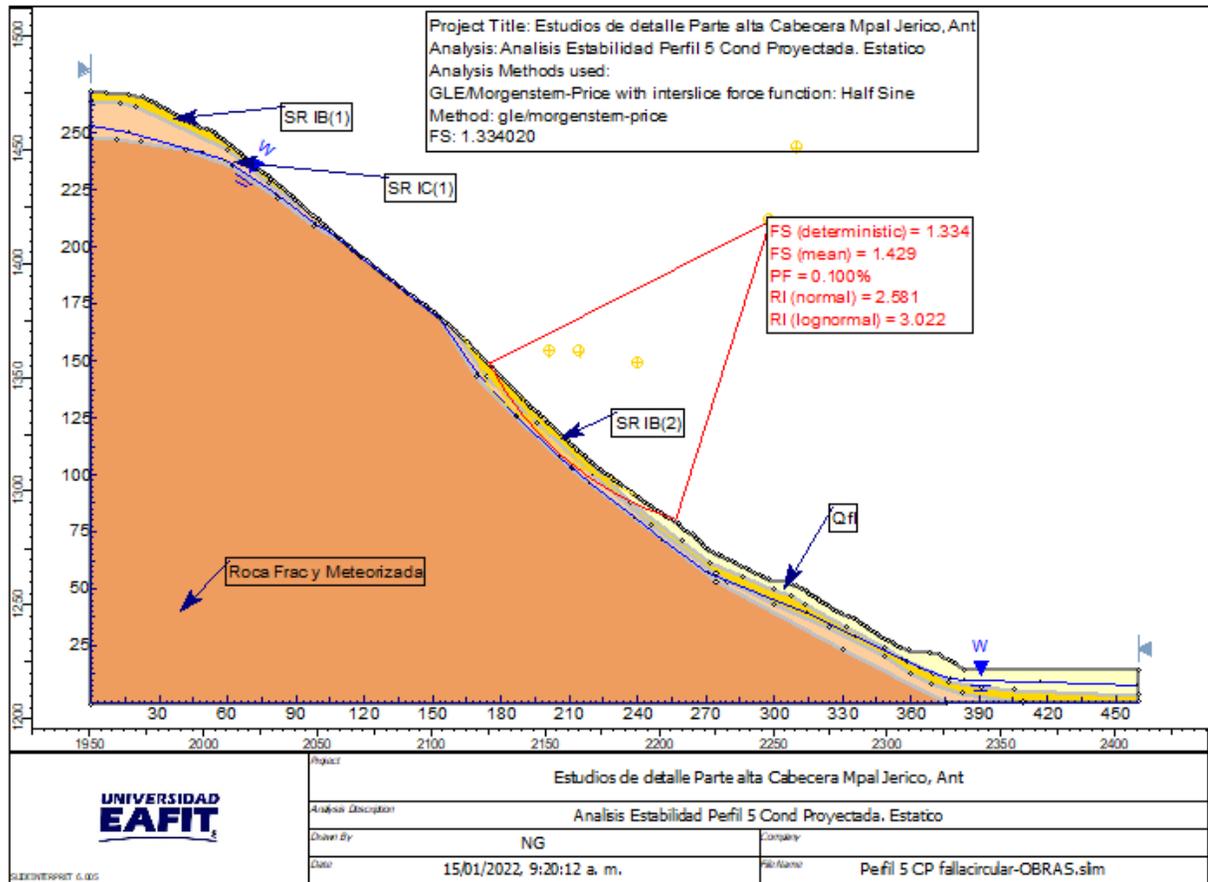


Figura 13. Análisis estabilidad perfil 5. Alternativa final condición estática.

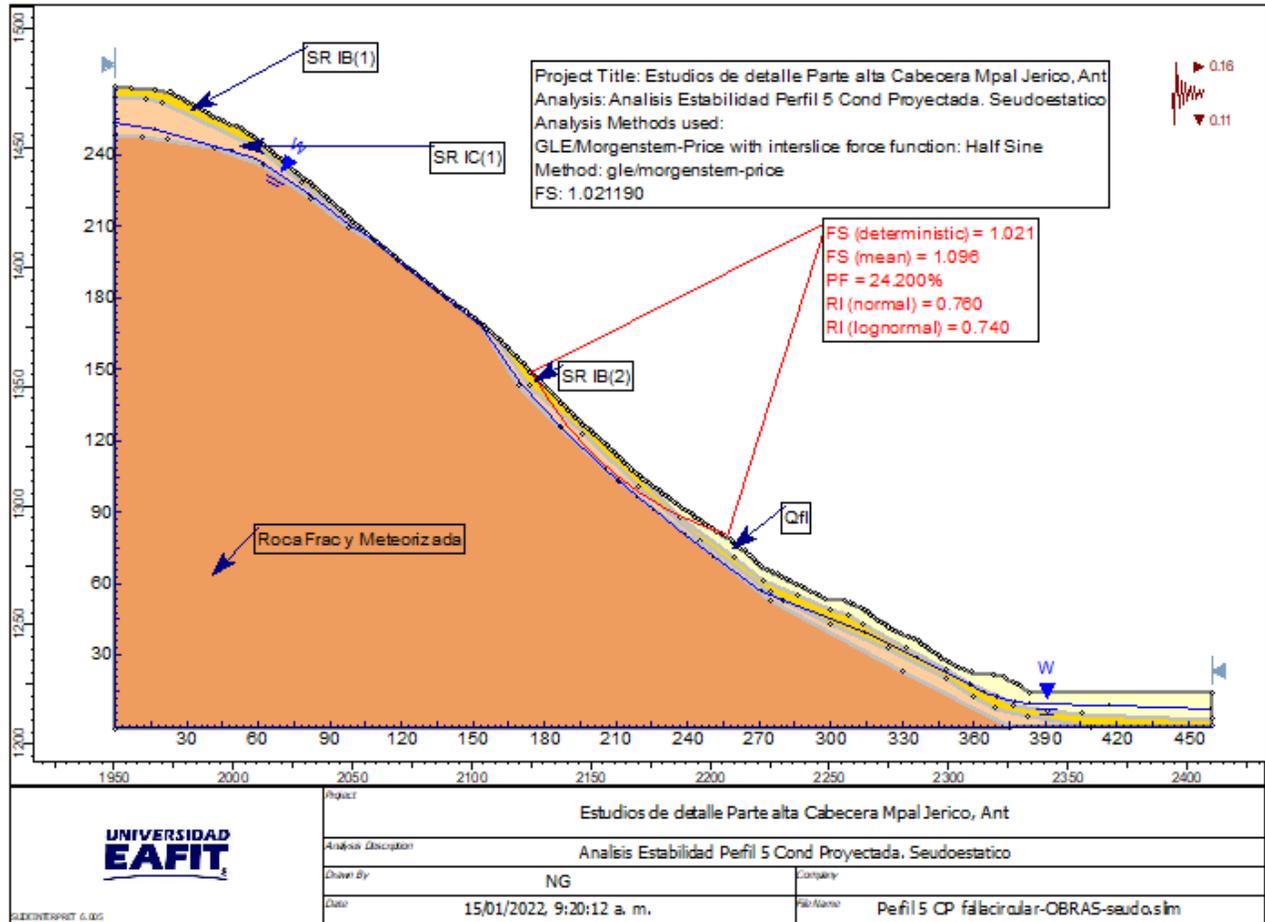


Figura 14. Análisis estabilidad perfil 5. Alternativa final condición seudoestática.

A continuación, se presenta el compendio de los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad considerando la implementación de las obras esbozadas en el presente informe. Es evidente que la construcción de las obras recomendadas mejora ostensiblemente las condiciones de estabilidad de las zonas evaluadas, especialmente en lo que respecta a los perfiles 1, 2 y 3 donde se logran obtener factores de seguridad por encima de 1.5 en la condición estática y por encima de 1.05 en la condición seudoestática. Estos análisis garantizan teóricamente que una vez se ejecuten todas las obras propuestas en el presente estudio, la condición de amenaza alta determinada para la situación actual, cambia a zona de amenaza baja.

Para los perfiles 4 y 5 dadas las condiciones particulares de altas pendientes, se observa que a pesar de la implementación de las obras de drenaje y subdrenaje se obtienen factores de seguridad que para el caso específico del perfil 4 mantienen este sector con amenaza alta, en tanto que para el perfil No 5 se obtiene un leve incremento del factor de seguridad, superando el valor de 1.2 lo que permite definir la zona aferente a dicho perfil como de amenaza media.

Tabla 1. Factores de seguridad y amenaza condiciones proyectadas

Condiciones Proyectadas (Construcción de obras)							
SECCIÓN	Estático			Seudoestático			
	F.S.	Probabilidad de falla (%)	Amenaza	F.S.	Probabilidad de falla (%)	PF/año	Amenaza
Perfil 1	1.700	0.00	Baja	1.180	4.60	0.00010	Baja
Perfil 2	1.850	0.00	Baja	1.200	1.60	0.00003	Baja
Perfil 3	2.280	0.00	Baja	1.470	0.00	0.00000	Baja
Perfil 4	1.120	16.20	Alta	0.860	78.30	0.00165	Media
Perfil 5	1.330	0.10	Media	1.020	24.20	0.00051	Media

Basado en los resultados de los análisis de estabilidad para los perfiles 4 y 5 en los cuales a pesar de la implementación de las obras de drenaje y subdrenaje recomendadas, no es posible obtener factores de seguridad que permitan modificar sustancialmente la clasificación de amenaza por movimientos en masa, se hace necesario entonces, proponer medidas de mitigación complementarias a las ya propuestas, que ayuden a atenuar los efectos de potenciales eventos morfodinámicos asociados a desprendimientos de suelo y vegetación que pueden ocurrir en la zona del escarpe del Cerro Las Nubes. Para lo anterior, se recomienda gestionar e implementar un programa de reforestación en la zona centro oriental del Cerro, mediante la siembra de especies arbóreas de rápido crecimiento y de porte considerable que sirvan como barrera de retención de sedimentos y bloques de roca que eventualmente puedan desprenderse de la zona alta del escarpe. Para lo anterior, es necesario que el ente Municipal adquiera los predios de la zona centro oriental y desarrolle el programa propuesto o en su defecto solicite la colaboración de los propietarios para llevar a cabo dicho programa, que repercutirá en el beneficio para la comunidad, mitigando el riesgo ocasionado por probables flujos de lodos que puedan afectar los predios circunvecinos como ocurrió en noviembre de 2019.

2.2.3 PROPUESTA OBRAS DE ESTABILIZACION

Realizados los diferentes análisis de estabilidad a lo largo de los perfiles de estudio, se concluye en que es necesario llevar a cabo una serie de obras y acciones tendientes a mejorar las condiciones de estabilidad y en otros casos a mitigar los riesgos que generan potenciales movimientos en masa de difícil control, como los que pueden ocurrir en el escarpe del Cerro Las Nubes. Las obras de estabilización y/o de mitigación han sido esbozadas a lo largo del

informe, por lo que se procederá a realizar un compendio de las mismas, que permita dar mayor claridad a las recomendaciones planteadas.

Para la zona aferente a los perfiles 1, 2 y 3 que involucran la zona inestable activa que se presenta en el sector suroccidental de la zona de estudio, específicamente en la vecindad del barrio La Comba, se propone como medida de corrección de la inestabilidad, la construcción de un sistema de contención mediante pantallas ancladas que generen una fuerza estabilizadora para contrarrestar las fuerzas que favorecen el movimiento en masa. Considerando las condiciones geotécnicas e hidrogeológicas del sector evaluado, se recomendó como alternativa seleccionada, la alternativa No 1 que se compone de pantallas ancladas, las cuales se distribuirán en tres sectores de la ladera inestable. La pantalla anclada inferior consta de 8 líneas de anclajes activos de 35 metros de longitud, inclinados 25° con respecto a la horizontal, la segunda zona de anclajes (sector intermedio) se compone de 8 líneas de anclajes de 40 metros de longitud, inclinados 25° con respecto a la horizontal y una zona superior que se compone de 14 líneas de anclajes activos de 30 m de longitud, inclinados 15° con respecto a la horizontal (Ver Anexo 9 – Planos EST_Alternativa_1)

Todos los anclajes tendrán como componente 3 torones de ½ pulgada, que se tensionarán cada uno a 10 Toneladas para obtener una fuerza de tesado de 30 toneladas en cada anclaje. Para generar el bulbo de cada sistema de anclajes, se utilizará una lechada de agua: cemento en proporción de 0.5 en peso y ésta se inyectará a presiones que pueden oscilar entre 120 y 140 p.s.i, utilizando el sistema IRS (inyección repetitiva y selectiva).

Como medida complementaria se construirán drenes subhorizontales en cada zona de anclajes, los cuales se distribuirán entre los anclajes, cada 5 metros horizontalmente, es decir cada dos anclajes y cada 5 metros y verticalmente. Estos elementos tendrán una longitud no inferior a 25 metros y consisten en tubería de p.v.c ranurada o perforada de 2”, envuelta en geotextil no tejido NT 2000 o similar. Los drenes se construirán mediante una perforación levemente inclinada en la dirección de la pendiente del talud (3° a 5°). La tubería de p.v.c del dren se deberá prolongar al menos 0.20 m por fuera de la cara del terreno para facilitar la disposición de las aguas captadas, ya sea en las cunetas proyectadas o en un drenaje natural. Considerando el espaciamiento mencionado anteriormente, se requiere 4 baterías de drenes subhorizontales, en la primera batería de anclajes (batería inferior), iniciando entre las filas 1 y 2 de anclajes (considerando la fila No 1 como la inferior). En la batería intermedia de anclajes, donde se propone la construcción de 8 líneas de anclajes activos, se requiere la construcción de 4 líneas de subdrenes, colocando la primera línea o línea inferior, entre los anclajes de las filas 1 y 2. Finalmente en la batería de anclajes superior los subdrenes se espaciarán cada 2 anclajes por lo que se requerirán 7 líneas de drenes subhorizontales.

El subdrenaje de la zona se complementará con un sistema de drenaje superficial para captar, conducir y disponer las aguas lluvias y servidas de la zona, mediante una red de cunetas, rondas y canales distribuidos en la zona afectada. Finalmente, todas las áreas intervenidas deberán ser revegetalizadas con la siembra de pastos propios de esta zona de vida, que desarrollen una cobertura protectora para evitar procesos erosivos que puedan afectar la

estabilidad general de la zona.

Previo a las labores de construcción de los anclajes será necesario reconformar el talud que actualmente muestra evidencias claras de afectaciones por procesos erosivos y pequeños desprendimientos que están afectando la estabilidad global del mismo y pueden repercutir negativamente en la estabilidad de las obras realizadas en la parte alta del talud. Para esta reconformación se ha definido construir una serie de bermas y taludes, estos últimos con una inclinación de 45° y con alturas de 5.0 metros entre bermas. Las bermas tendrán un ancho mínimo de 2.0 y máximo de 3.0 metros y se conformarán de tal manera que las aguas de escorrentía drenen hacia la parte interna de la berma, donde se construirá una cuneta para captar las aguas del talud y de la propia berma.

Una vez se realice el terraceo propuesto, será necesario proceder a proporcionar la cobertura vegetal protectora, mediante la siembra de especies de pastos propios de esta región que garanticen un adecuado prendimiento y desarrollo para prevenir potenciales procesos erosivos y pequeños desprendimientos.

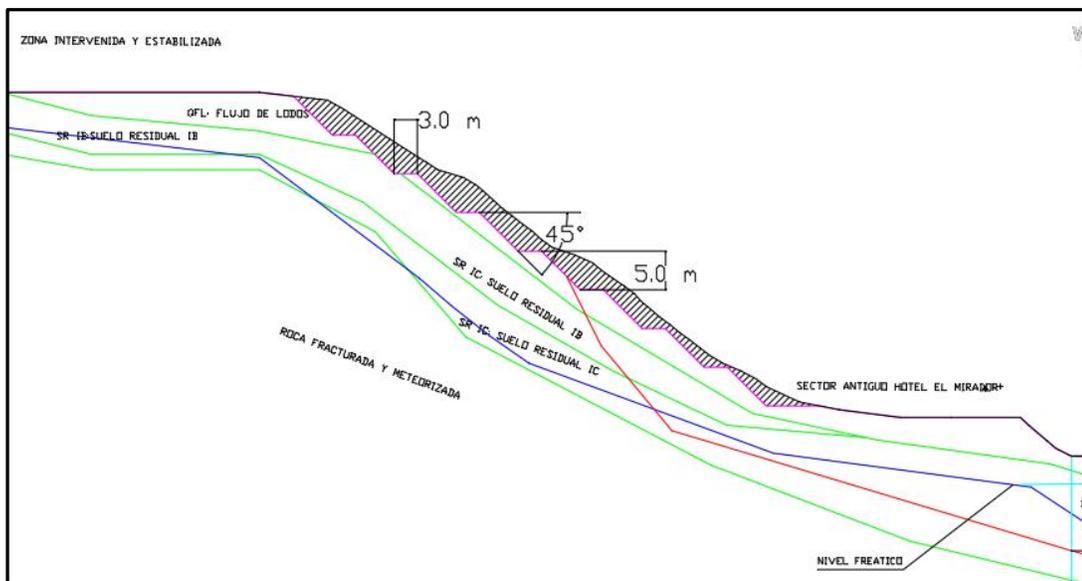


Figura 15. Propuesta de intervención talud superior.

Para favorecer la estabilidad de la zona y como medida obligatoria, pues se demostró en los diferentes análisis de estabilidad, se requiere la instalación de un sistema de subdrenaje compuesto por drenes subhorizontales de 25 metros de longitud, entre los anclajes propuestos, cuyas especificaciones se detallaron en párrafos anteriores. Estos elementos se instalarán en perforaciones de 3 pulgadas de diámetro, en las cuales se introducirá una tubería p.v.c ranurada o perforada de 2 pulgadas envuelta o forrada con geotextil NT 2000 o equivalente. La inclinación de los drenes deberá oscilar entre 3° a 5° para facilitar el escurrimiento de las aguas captadas, las cuales deben conducirse hacia cunetas o rondas o hacia un drenaje natural.

Como se ha reiterado en los diferentes análisis de estabilidad, donde se ha concluido sobre la necesidad fundamental de mantener un adecuado drenaje y subdrenaje en este sector, es prioritario la implementación de obras para el manejo de las aguas lluvias y de escorrentía, mediante un sistema de cunetas que permitan captar, conducir y descargar en sitios adecuados las escorrentías generadas. El planteamiento, localización y diseño de las mismas, se presentará en el capítulo de Hidrología e hidráulica del presente estudio.

Con miras a reforzar la recomendación anterior, será necesario que se incluya dentro de las medidas de mitigación, la revegetalización de las áreas expuestas o que se intervengan como producto de la implementación de las obras recomendadas anteriormente. Para esto se deberán sembrar especies de pastos propios de esta zona de vida, que garanticen una adecuada protección contra los efectos erosivos del agua y a la vez evite la infiltración de las aguas lluvias y escorrentías al subsuelo que genera un deterioro de las propiedades geotécnicas y pueden producir nuevas inestabilidades o acelerar los procesos existentes.

Para la zona aferente a los perfiles 4 y 5 es necesario como se comentó anteriormente, definir dos subsectores de comportamiento geotécnico disímiles: el primero corresponde a la parte alta del cerro Las Nubes, donde se generaron en noviembre del año 2019 varios movimientos en masa de poco espesor que descendieron en forma de flujos de lodo afectando algunos sectores del área urbana del municipio de Jericó. El otro subsector corresponde a la zona centro oriental cuyos terrenos se caracterizan por presentar algunos procesos morfodinámicos recientes como deslizamientos, flujos de lodo y procesos de reptación, así como zonas de empozamiento, alta humedad y niveles freáticos altos. Para cada uno de estos subsectores se presentan a continuación las obras y acciones tendientes a mitigar el riesgo por eventuales procesos o movimiento en masa.

Para la zona alta del cerro Las Nubes se propone la construcción de un sistema de subdrenaje compuesto por drenes sub-horizontales que se ubicarán como se muestra en la Figura 10.

Estos drenes tendrán longitud de 25 metros y se espaciarán cada 10 metros horizontalmente y tendrán especificaciones similares en relación con el diámetro de la tubería, tipo de geotextil de recubrimiento, inclinación, a los especificados anteriormente. Se reitera la necesidad de conducir las aguas captadas hacia los drenajes naturales o en su defecto a las cunetas diseñadas para el control de aguas lluvias y escorrentías.

En aquellos sectores afectados por los desprendimientos recientes, donde se observa un proceso lento de revegetación natural, es importante que se desarrolle un programa de revegetación de refuerzo que acelere el prendimiento de especies de pastos o especies arbustivas de pequeño porte que cubran las áreas expuestas y eviten la formación de procesos erosivos que pueden reactivar la inestabilidad que se presentó en años anteriores.

Para la zona centro oriental, en las áreas aferentes a los perfiles 4 y 5 se ha recomendado igualmente la instalación de drenes sub-horizontales distribuidos como se muestra en la

Figura 16. Estos elementos tendrán longitudes de 20 metros y el espaciamiento horizontal entre drenes será de 10 m aproximadamente. Las especificaciones de los drenes para esta zona, serán similares a las ya presentadas para las zonas anteriores.

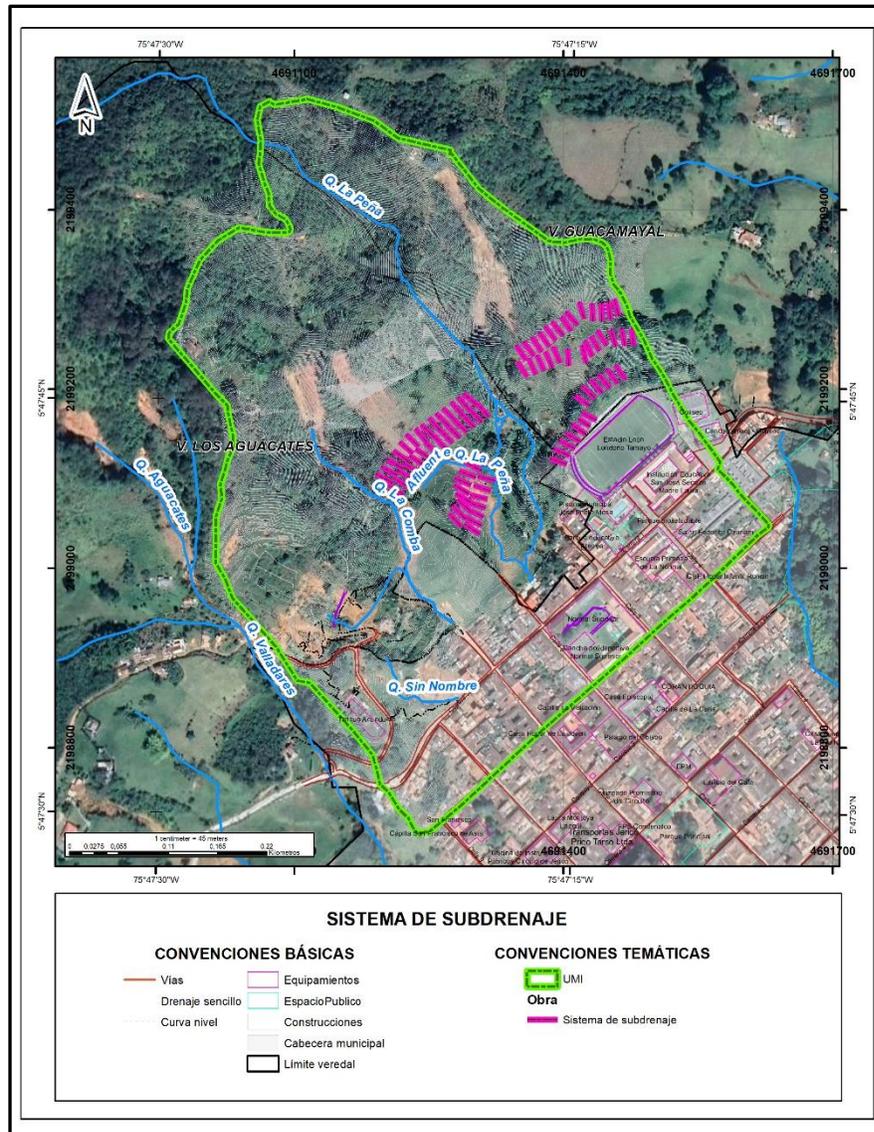


Figura 16. Localización de sistema de subdrenaje zona centro oriental.

Para este sector igualmente se han propuesto y diseñado un sistema de canales y cunetas que van a favorecer la escorrentía controlada y por ende lograrán disminuir los procesos de infiltración y de saturación evidentes en la actualidad, repercutiendo en mejores condiciones de estabilidad para el sector. Las propuestas y diseños del sistema de drenaje superficial se presentan en el capítulo de hidrología e hidráulica.

Dado que aun realizando las obras de manejo de aguas superficiales y subsuperficiales,

persiste la amenaza de potenciales deslizamientos a generarse en la zona del escarpe, es necesario complementar las medidas de mitigación antes expuestas, con una medida bioingenieril que incluya la siembra de especies arbóreas en la zona centro oriental y en la zona baja de la ladera, que permita conformar barreras naturales que interrumpan o disminuyan la velocidad de potenciales flujos de lodos y escombros que pudiesen desprenderse de la zona del escarpe. Para el desarrollo de esta propuesta, el Municipio de Jericó, deberá adquirir estos predios o en su defecto conciliar con los propietarios sobre la necesidad de establecer una zona de protección que no solo ayude en el control de potenciales flujos como los ocurridos recientemente, si no que sirva además para fomentar actividades ambientales de protección de flora y fauna.

2.2.4 DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICO DADOS DE REACCION

- Cálculo de capacidad portante suelo de cimentación Datos de reacción de anclajes

Es necesario determinar la capacidad de soporte del suelo que servirá de apoyo a las estructuras de reacción o dados de los anclajes, con el fin de evitar potenciales fallas por punzonamiento o deformaciones excesivas que alteren la tensión en los cables de tensado. Para esto se utilizará el software Load Cap de la casa Geostru, el cual permite además obtener los asentamientos elásticos que se pueden producir durante la vida útil del anclaje.

En el mencionado software se expone la siguiente teoría:

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de Frolich), o también como aquel valor de carga, mayor que el anterior, con el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl y sucesivos).

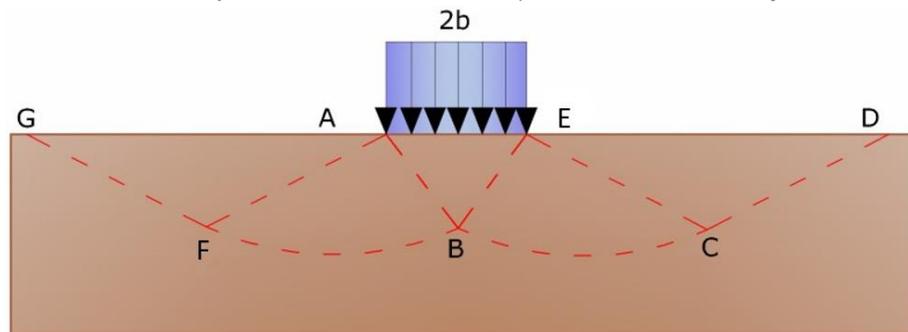


Figura 17. Mecanismo de rotura de Prandtl.

Se utilizará la formulación propuesta por Vesic (1975) para el cálculo de la capacidad de carga inclinada, dada la condición de trabajo sobre el talud de los dados de anclaje, la cual se expresa como:

$$q_{ul} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

Para la estimación de asentamientos el software utilizado se basa en la teoría de elasticidad que especifica:

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones B´L puesta en la superficie de un semiespacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

Donde:

q_0 = Intensidad de la presión de contacto;

B' = Mínima dimensión del área reactiva;

E m = Parámetros elásticos del terreno;

I_i = Coeficientes de influencia dependientes de: L'/B' , espesor del estrato H , coeficiente de Poisson m , profundidad del nivel de cimentación D ;

- Estimación capacidad de soporte y asentamientos dados de reacción.

Basado en las condiciones geotécnicas establecidas en los diferentes modelos geológico-geotécnicos, se estimó con base en el software Load Cap la capacidad de soporte del suelo de apoyo de los dados de reacción de los anclajes propuestos. De igual manera, el software estima los asentamientos elásticos que puedan ocurrir por la presión ejercida por el tensionamiento sobre el suelo de apoyo.

Los resultados obtenidos corresponden a una capacidad de soporte de 206.4 kN/m² y un asentamiento de 4.59 mm para una carga de trabajo de 206.4 kN/m². El módulo de balasto obtenido es de 18988 kN/m³

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, el diseño estructural dimensionará el dado de reacción verificando que no se sobrepasen los valores de capacidad portante y asentamientos permisibles.

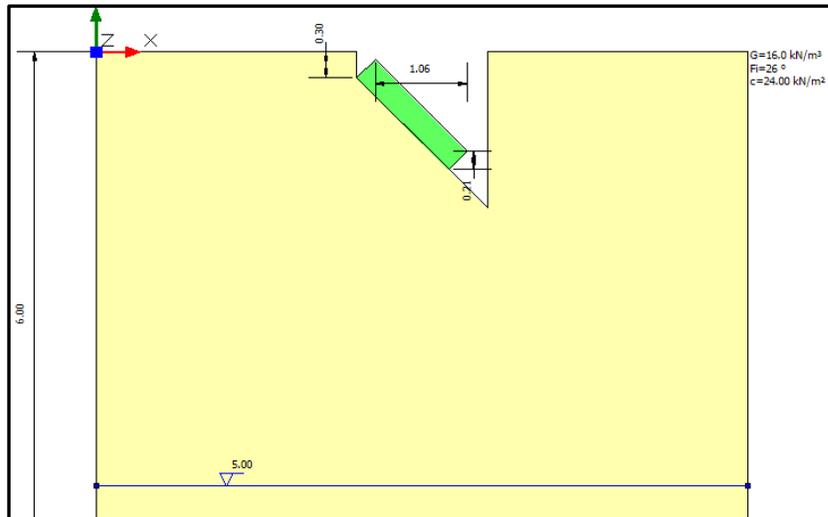


Figura 18. Modelo geotécnico establecido para el cálculo de la capacidad de soporte y asentamientos en datos de reacción.

2.2.5 PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO

Para monitorear el comportamiento de taludes naturales o artificiales se hace necesario conocer los desplazamientos verticales y/o horizontales que experimentan estas geoformas en el sector de estudio. Los inclinómetros verticales permiten monitorear el desarrollo de los movimientos laterales, determinar su localización, magnitud y rangos, bajo la superficie del terreno con una buena precisión. Los inclinómetros se aplican principalmente para monitorear el comportamiento de desplazamientos del terreno, excavaciones, etc. Un sistema de inclinometría incluye una tubería para inclinómetros (con 4 canales o estrías, distribuidas en dos ejes ortogonales entre sí), una sonda de monitoreo con cable de control y una unidad de lectura.

La tubería para el inclinómetro se instala de forma que uno de los ejes de canales (estrías) quede alineado en la dirección esperada del movimiento. Las medidas se hacen pasando las ruedas de la sonda a través de las estrías de este eje. Inicialmente, se introduce la sonda con las ruedas superiores en la dirección A0 y posteriormente en la dirección A180.

En relación con los piezómetros, estos elementos permiten de manera sencilla monitorear y realizar seguimiento de las variaciones del nivel freático y eventualmente la toma de muestras de agua para análisis, en caso de requerirse. Los piezómetros que se han instalado y se instalarán en este proyecto corresponden a tuberías de p.v.c ranurada envuelta en geotextil no tejido. Este elemento se introduce en el orificio del sondeo y el espacio anular se rellena con arena para permitir el flujo hacia la tubería ranurada. La ranuración se realiza en el sector de interés, para lo cual se cuenta con la asesoría de personal especialista en el área de Hidrogeología

La instrumentación instalada se realizó en 12 de los sondeos ejecutados, en los cuales se colocaron 6 piezómetros y 6 inclinómetros. Los piezómetros fueron instalados en los sondeos P1, P5, P6, P10, P11 y P13, en tanto que los inclinómetros se colocaron en los sondeos P2, P3, P4, P8, P9 y P12.

2.2.6 MONITOREO POTENCIALES MOVIMIENTOS EN MASA.

Como parte de los alcances del estudio de amenaza, se instalaron 6 inclinómetros en diferentes perforaciones tratando de cubrir la mayor parte de la zona de estudio y haciendo énfasis en monitorear la zona inestable previamente definida. Para lo anterior, se instalaron 4 inclinómetros en la zona inestable y dos inclinómetros adicionales se distribuyeron en la zona restante. Para la instalación de los inclinómetros se introdujo la tubería comúnmente utilizada para este propósito en el sondeo seleccionado. Una vez la tubería se encuentre en el pozo, se rellena el espacio anular entre el tubo y el terreno con una lechada de aguacemento lo suficientemente fluida para que llene este espacio de manera adecuada. El tubo se debe alinear de tal manera que un par de ranuras se encuentren alineadas en la dirección anticipada del movimiento. La ranura que se encuentra, en dirección ladera abajo, se marca como A0 y la ranura opuesta, se marca como A180. Las otras dos ranuras se marcan como B0 y B180.

A partir del 24 de enero de 2022 se dio inicio al programa de monitoreo de los inclinómetros instalados, para lo cual se utilizó una sonda compuesta por dos sensores biaxiales que miden las inclinaciones en dos ejes A0-A180 y B0-B180 como se observa en la Figura siguiente.

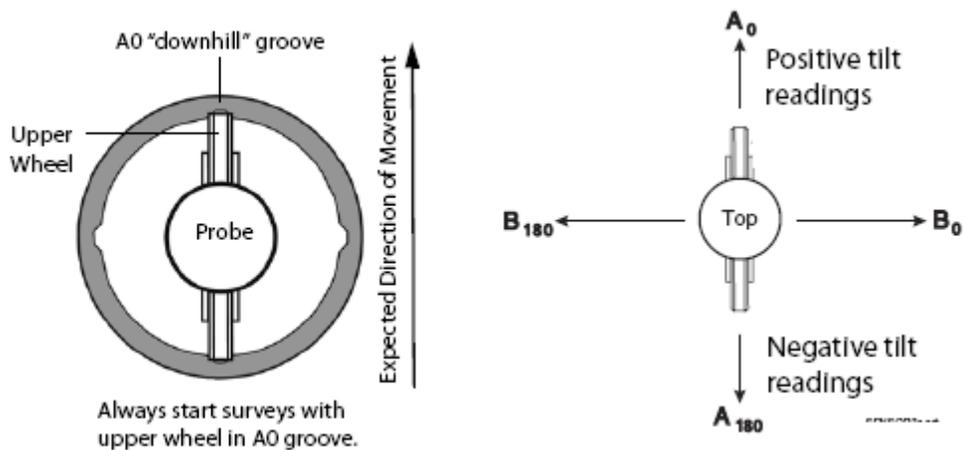


Figura 19. Características de instrumentación instalada

En el proceso, se introduce la sonda (Slope Indicator) dentro de la tubería y se deja deslizar hasta el fondo del tubo, verificando que se establezcan la temperatura y la humedad; una vez logrado esto se comienzan a tomar los registros.

El sistema de lectura está constituido por una sonda (torpedo), cable, tubería, lector (consola) y operador. Generalmente el sistema cuenta con una precisión de $\pm 7,0$ mm por cada 30,0 m. Sin embargo, si el operador tiene buena experiencia, el tubo utilizado es de buena calidad e instalado correctamente, y el equipo de lectura está en buenas condiciones, la precisión del sistema puede llegar hasta $\pm 2,0$ mm por cada 30,0 m.

En la imagen siguiente se muestra la localización geográfica de los instrumentos instalados, así como la profundidad que alcanzó cada instrumento.

Tabla 2. Tabla de localización de instrumentación instalada

ELEMENTO	COORDENADAS				PROF INSTALACION (m) (**)
	WGS84		MAGNA Colombia Bogotá		
	NORTE	OESTE	X	Y	
INCL-1	5°47'35.42"N	75°47'21.45"W	810384.09	1132651.23	17.0
INCL-2	5°47'34.28"N	75°47'19.53"W	810443.08	1132616.05	16.0
INCL-3	5°47'36.97"N	75°47'21.40"W	810385.83	1132698.70	17.5
INCL-4	5°47'38.70"N	75°47'19.35"W	810448.90	1132751.74	10.0
INCL-5	5°47'42.31"N	75°47'19.24"W	810452.69	1132862.77	15.5
INCL-6	5°47'47.96"N	75°47'16.40"W	810540.49	1133036.22	15.0

*Las coordenadas de los instrumentos fueron obtenidas mediante un GPS portátil, por lo tanto, pueden llegar a presentar una pequeña desviación o desfase.

El programa de monitoreo como se comentó anteriormente, se inició el día 24 de enero de 2022 con la lectura base y se programaron 3 lecturas de control que se realizaron los días 07 de febrero, 21 de febrero y 14 de marzo de 2022. Los resultados para cada uno de los instrumentos monitoreados se presentan a continuación:

Inclinómetro 1.

Este instrumento muestra un desplazamiento acumulado de 0.29 cm en el eje A0 (eje orientado en el sentido del movimiento) y de -0.12 cm en el eje B0. Estos valores son inferiores al margen de error para la precisión del equipo de lectura.

Inclinómetro 2.

Se presentan desplazamientos acumulados hasta el 14 de marzo de 2022 de -0.55 cm en el eje A0, valor superior al margen de error para la precisión del sistema, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.37 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m). En el eje B0 se presentan desplazamientos máximos de 0.35 cm, valor inferior al margen de error para la precisión del equipo, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.37 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m).

Inclinómetro 3.

Se presentan desplazamientos acumulados máximos de 0.20 en el eje A0 y de 0.22 en el eje B0. Estos valores se encuentran dentro del margen de error para la precisión del sistema.

Inclinómetro 4.

En este instrumento se presentan desplazamientos máximos de 1.12 cm en el eje A0, valor que es superior al margen de error del equipo de lectura, que denotaría un posible movimiento a profundidad aproximada de 5 metros. En el eje B0 el desplazamiento acumulado a la fecha es de 0.12 cm, valor que se encuentra en el rango de precisión del equipo de lectura.

Inclinómetro 5.

En el sentido A0 se presentan desplazamientos máximos acumulados de -0.17 cm, valor inferior al margen de error para la precisión del sistema, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.36 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m). Por otro lado, en el sentido B0, se presentan desplazamientos máximos de 0.18 cm, valor inferior al margen de error para la precisión del equipo, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.36 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m).

Inclinómetro 6.

En este instrumento se tiene desplazamientos máximos de -0.23 cm en el eje A0 y de 0.06 cm en el eje B0. Estos valores se encuentran en el rango de precisión del equipo de lectura utilizado.

En conclusión, Para la última lectura (14 de marzo de 2022), puntualmente sobre los instrumentos INCL-2 e INCL-4 se evidenciaron desplazamientos acumulados que excedieron ligeramente el margen de precisión del equipo, por lo cual se debe continuar con el monitoreo. Para el caso de los instrumentos INCL-1, INCL-3, INCL-5, INCL-6, hasta el momento no se presentan desplazamientos significativos en ninguno de los ejes, de acuerdo a esto se mantienen dentro del margen de error para la precisión del equipo de lectura y se recomienda continuar con el monitoreo con la periodicidad que se recomienda a continuación.

En relación con la periodicidad del monitoreo en los inclinómetros, se establece que el factor a evaluar corresponde a la velocidad del movimiento, que determinará la necesidad de generar alertas para la prevención de potenciales daños en infraestructura y pérdida de vidas humanas. Para lo anterior, se tomará como base la clasificación de movimientos en masa propuesta por el Transportation Research Board de los Estados Unidos, presentada en el texto “Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales” del ingeniero Jaime Suarez, que se muestra a continuación

Tabla 3. Velocidad de movimientos en masa. Tomado de Suarez, 1998

Tabla 1.2 Velocidad de los movimientos (Adaptado de Cruden, Varnes - 1996)

Clase	Descripción	Velocidad (mm/sg)	Desplazamiento	Poder destructor
7	Extremadamente rápido			Catástrofe de violencia mayor; edificios destruidos por el impacto o el material desplazado, muchas muertes; escape improbable.
		5×10^3	5 m/seg	
6	Muy rápida			Alguna pérdida de vidas; velocidad demasiado alta para permitir a todas las personas escapar.
		5×10^1	3 m/min	
5	Rápida			Escape posible; estructuras, propiedades y equipos destruidos.
		5×10^{-1}	1.8 m/hora	
4	Moderada			Algunas estructuras temporales y poco sensitivas pueden mantenerse temporalmente.
		5×10^{-3}	13 m/mes	
3	Lenta			Construcciones remediales pueden llevarse a cabo durante el movimiento. Algunas estructuras insensitivas pueden mantenerse con mantenimiento frecuente.
		5×10^{-5}	1.6 m/año	
2	Muy lenta			Algunas estructuras permanentes no son dañadas por el movimiento.
		5×10^{-7}	16 mm/año	
1	Extremadamente lenta			Imperceptibles sin instrumentos; construcción posible pero deben tenerse precauciones.

A partir de la tabla anterior, se propone el siguiente programa de monitoreo:

Tabla 4. Programa de monitoreo y recomendaciones a implementar

Descripción	Velocidad	Recomendación
Lento	Hasta 0.18 mm/hora	Realizar monitoreo cada 15 días
Moderado	Hasta 18 mm/hora	Realizar monitoreo diariamente e inspeccionar la zona para identificar grietas, asentamientos y desplazamientos del terreno
Rapido	A partir de 1.80 m/hora	Declarar alerta roja y evacuar personas en zona declarada como de alto riesgo.

Se recomienda continuar con el programa de monitoreo de acuerdo con los parámetros propuestos en la tabla anterior hasta tanto se construyan las obras de manera integral. Una vez se hayan construido las obras, será necesario continuar el monitoreo con lecturas quincenales durante al menos dos años, para evaluar la efectividad de la solución o para realizar los ajustes a las mismas en caso de requerirse.

En relación con la instrumentación existente y teniendo en cuenta que el inclinómetro No 3 instalado en la perforación 4 experimentó obstrucción a una profundidad de 12 metros, que

impide el monitoreo a mayores profundidades, es conveniente reemplazar este instrumento por otro que alcance una profundidad no inferior a 20 metros, para determinar con precisión la profundidad de la falla que afecta el sector. Este inclinómetro se podrá instalar en un nuevo sondeo que se podrá ubicar contiguo al sitio de la perforación 4

- **Monitoreo de niveles freáticos**

Teniendo en cuenta el papel determinante del agua en la generación de inestabilidades, es prioritario que se realice periódicamente el monitoreo de los niveles freáticos, para detectar incrementos o elevaciones del mismo, que puedan ser el detonante de deslizamientos. Durante el desarrollo del estudio se instalaron 6 piezómetros de tubo abierto que fueron ubicados en 6 de los 13 sondeos exploratorios realizados. Los piezómetros se instalaron en una perforación con diámetro NQ y consisten en una tubería de p.v.c ranurada de 1 ½" envuelta en geotextil no tejido tipo NT 2000 o equivalente. El espacio entre el tubo y la pared de la perforación se rellena con arena gruesa o gravilla limpia. En el fondo de la tubería se coloca un tapón que evite el ingreso de sedimento a la tubería. De igual manera en la parte superior, se construyó una caja o protector metálico para su preservación.

Los piezómetros permitirán monitorear las variaciones del nivel freático en la zona y advertir sobre elevaciones del mismo para evaluar la eficiencia de las obras de drenaje proyectadas.

El nivel freático se podrá medir con un indicador de nivel acústico y se llevará el registro de las mediciones, anotando, además, la ocurrencia o no de lluvias en horas previas a la medición. Se propone realizar las mediciones de control y seguimiento con periodicidad de 15 días, en un período no inferior a 24 meses inicialmente. Este periodo podrá prolongarse con el fin de acopiar suficiente información que permita definir sobre la necesidad de reforzar las obras de drenaje o subdrenaje o realizar el mantenimiento de las mismas.

2.3 PRIORIZACION OBRAS DE ESTABILIZACIÓN

Ante las dificultades que pueden presentarse para la consecución de los recursos económicos que permitan llevar a cabo la totalidad del proyecto de estabilización presentado en este documento, se propone llevar a cabo la ejecución de las obras en diferentes etapas, para lo cual se propone la siguiente prioridad:

1. Dado que la zona del antiguo hotel El Mirador es la que presenta evidencias manifiestas de inestabilidad que se aceleran en los periodos de invierno, se recomienda realizar la intervención inicial en este sector, donde será necesario la construcción de anclajes activos, drenes subhorizontales y la red de manejo de aguas superficiales y de escorrentía. Se incluye en esta etapa la conformación de taludes para la correcta instalación de los sistemas de anclajes.

2. En una segunda etapa se podrán construir las obras de drenaje y subdrenaje que se han establecido para la zona alta del cerro Las Nubes, consistentes en subdrenes de penetración y canales, así como la instalación de subdrenes y sistemas de captación y conducción de aguas lluvias y de escorrentía de la zona centro oriental del cerro Las Nubes. En esta segunda etapa, se incluye los programas de revegetalización de áreas expuestas y las zonas de reforestación propuestas en el presente estudio.

Ahora bien, es probable que los recursos obtenidos para la ejecución de las obras, no permitan llevar a cabo la propuesta de priorización anterior de la manera establecida allí. En este caso se podrán realizar medidas de mitigación enfocadas a disminuir la potencialidad de que el movimiento en masa de la zona del antiguo hotel El Mirador puede reactivarse y causar graves afectaciones a la comunidad ubicada en la zona de influencia de este proceso. Estas medidas de mitigación están orientadas a controlar el agua tanto superficial como subsuperficial mediante la construcción del sistema de subdrenaje compuesto por drenes horizontales como del sistema de drenaje superficial compuesto por canales, cunetas y rondas que permitan captar y conducir las aguas lluvias y de escorrentía en el sector antes mencionado.

2.4 HIDROLOGÍA E HIDRÁULICO

2.4.1 CANALES

Para mejorar la condición hidráulica del polígono de estudio y mitigar las posibles afectaciones por los procesos erosivos y de socavación evidenciado en la quebrada La Comba y en algunas zonas por la ausencia de obras de manejo de aguas lluvias, se recomienda la implementación de las siguientes obras:

- Sobre la quebrada La Comba se recomienda la construcción de un canal rectangular escalonado en concreto de 1.0 m de alto por 1.0 m de ancho, en una longitud de 163m. En la Figura 20 se muestra la vista en planta del alineamiento del canal propuesto (Ver Anexo 9 – planos HID4_JERICO_4 DE 8 y HID4_JERICO_5 DE 8).
- Se realizó la verificación hidráulica de esta canal mediante el uso del programa HCanal, el cual es de acceso libre. Este programa permite resolver ecuaciones de flujo gradual y rápidamente, variado en canales abiertos con el fin de proveer un diseño hidráulico, el cual fue desarrollado por El Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola. Entre sus herramientas, se encuentran diseños de perfiles de flujo en estado estacionario de los canales abiertos, que ayuda a visualizar alternativas de diseño y permite exportar a hojas de cálculo los informes del perfil de superficie e impresiones gráficas. El software permite el manejo de dos tipos de flujo subcrítico y supercrítico. Calcula rápidamente las propiedades de flujo y el canal, tales como la profundidad crítica, pendiente, radio hidráulico, perímetro mojado, profundidad normal, rugosidad del canal, etc. Utiliza la ecuación de Manning y la integración numérica para la exactitud del estado del canal. Los resultados son mostrados en la Figura 21, donde

se considera que el canal teniendo un borde libre de 0.20 m, presenta una capacidad hidráulica de 3.96 m³/s, caudal que es mayor al caudal estimado de los 100 años de periodo de retorno de la quebrada (2.99 m³/s).

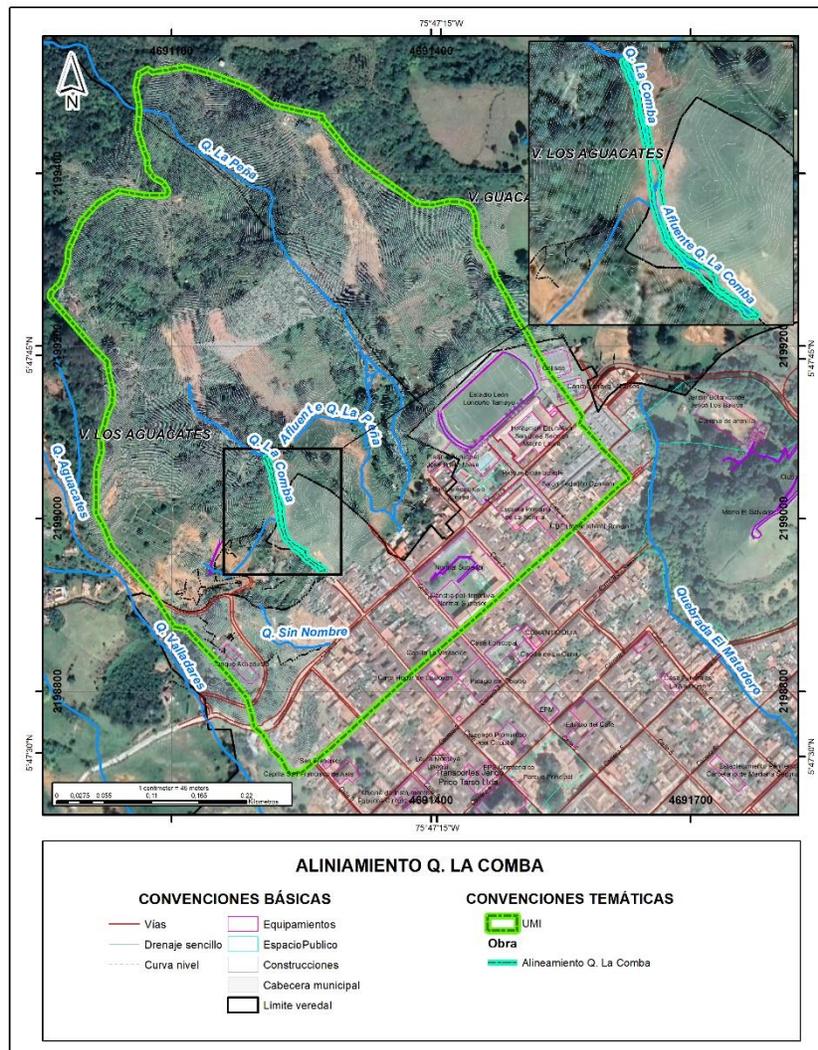


Figura 20. Vista en planta alineamiento Q. La Comba

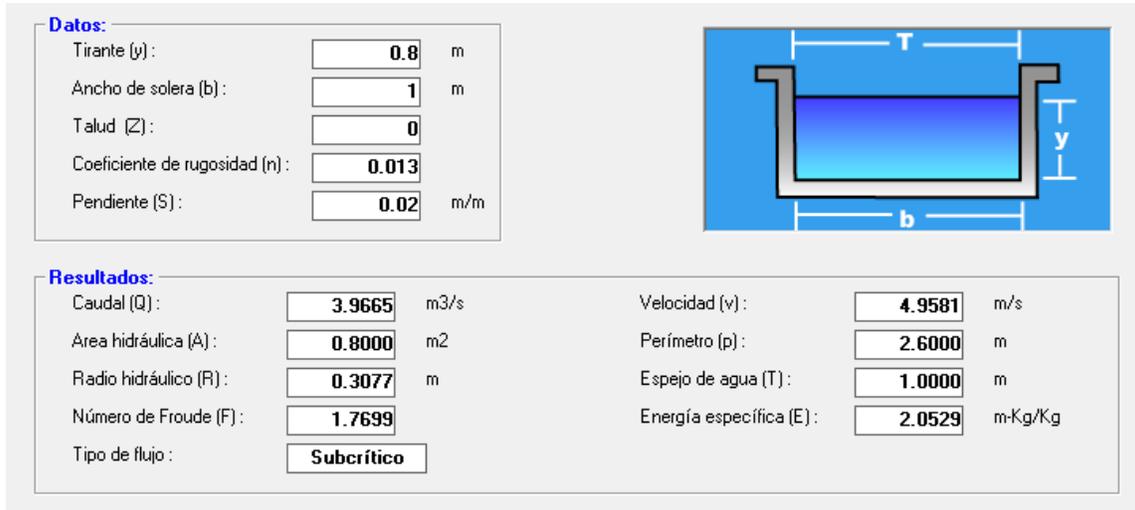


Figura 21. Verificación capacidad hidráulica de la obra – Q. La Comba

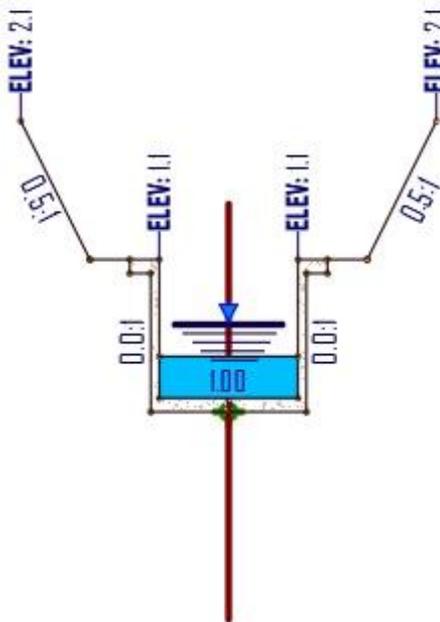


Figura 22. Sección típica canal – Q. La Comba

2.4.2 VERIFICACIÓN DE LOS ESCALONES DE DISIPACIÓN Q. LA COMBA

Conocida la geometría del canal, y a pesar de que con el uso del software Hcanales se valida la capacidad de la obra, se construyó nuevamente un modelo para validar la capacidad de disipación. Por lo tanto, es necesario una revisión del tipo de flujo tipo Nappa (no hay flujo tipo Skimmig), para detallar la capacidad de disipación.

Para el tránsito de caudales en el escalón se parte de la propuesta de geometría aprobada, esto con el fin de poder definir parte del sistema hidráulico y a partir de las ecuaciones de la hidráulica tradicional construir el perfil de flujo a lo largo del mismo. Se buscan dos objetivos, el primero es validar la capacidad hidráulica del canal para el tránsito del caudal de diseño de la quebrada, y el segundo es el de verificar el tiro parabólico. Se identifican los siguientes parámetros: Huella, contrahuella, pendiente canal, ancho de canal y si se presenta una curva hacia derecha o izquierda (en el sentido del flujo). En el Anexo 6 – Memorias de calculo estructura escalonada Q. La Comba se valido la hidráulica de los escalones propuestos.

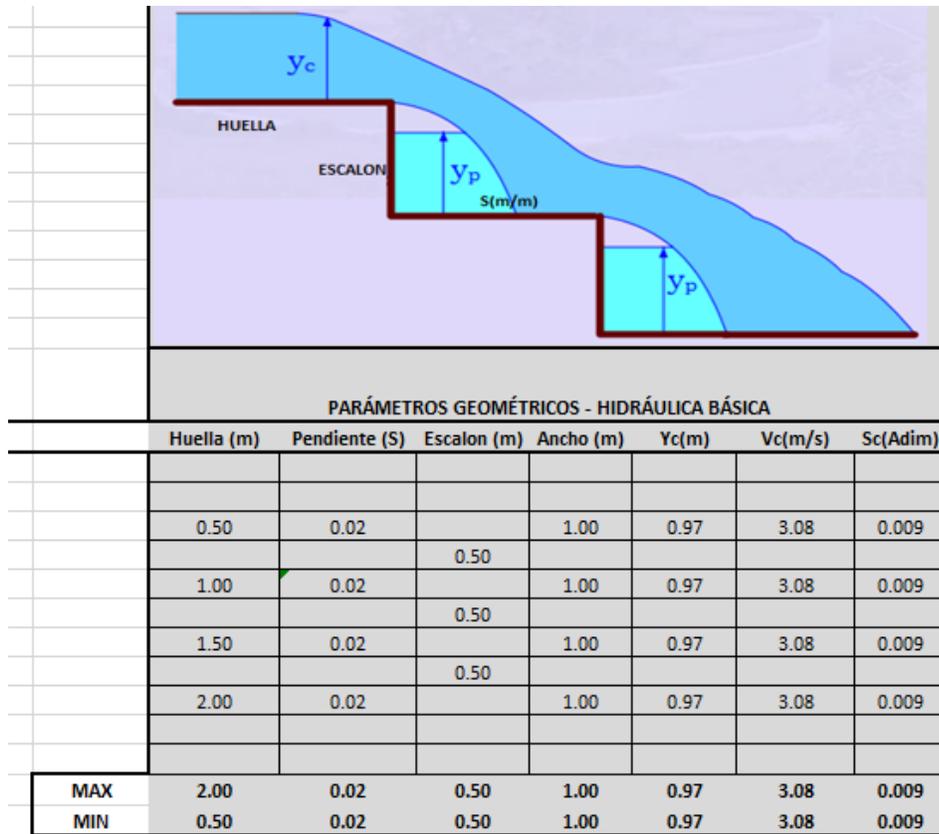


Figura 23. Esquema EXCEL para definir los parámetros básicos de la estructura escalonada.

A partir del uso del software Hcanales se calcula la pendiente crítica del canal del tramo de inicio, para lo cual se usa la ecuación de Manning y los siguientes datos de entrada (Caudal de diseño m^3/s , ancho en m y rugosidad de Manning de 0.013). Inicialmente se define la geometría básica de cada canal escalonado (último tramo) hasta el sitio de entrega, cuyo resumen se presenta en la Tabla 5.

En Tabla 5 se puede apreciar el valor de Y_c y V_c , que son calculados a partir de la ecuación de Manning usando la geometría real del escalón, para cada caudal de diseño y una rugosidad de $n=0.013$ asociada a concreto liso.

Tabla 5. Parámetros básicos para el cálculo de flujo por escalones.

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS – HIDRÁULICA							
	Huella (m)	Pendiente (S)	Escalón (m)	Ancho (m)	Yc(m)	Vc(m/s)	Sc(Adim)
MAX	2.00	0.02	0.50	1.00	0.97	3.08	0.009
MIN	0.50	0.02	0.50	1.00	0.97	3.08	0.009

El siguiente paso, en la hoja de escalones, consiste en calcular el tiro parabólico a partir de la metodología propuesta en notas de clase de Gary P. Merkley, en el cual se definen ecuaciones para estimar el máximo alcance del chorro bajo dos escenarios: caída libre y sumergencia.

De esta forma se define un valor medio a partir del cual se pueden verificar puntos críticos (si los hay). En el Anexo 6 se presenta el desarrollo teórico de la metodología y a continuación un resumen de las ecuaciones básicas para su aplicación (Figura 24).

Where the Nappe Hits the Floor

- Consider the following figure where flow goes from left to right (note that the coordinate origin is located at the brink of the overflow):

Como podrá observarse las ecuaciones dependen de la profundidad crítica (h_c) y de la altura del escalón. Debe recordarse que h_c se ubica a una distancia aguas arriba del borde del escalón, donde realmente la profundidad de flujo es aproximadamente $0.65 \cdot h_c$. h_c se calcula para cada uno de los escalones a partir de ecuaciones fundamentales de la hidráulica.

- This is the equation for the "free nappe" is:

$$\frac{X_f}{h_c} = -0.406 + \sqrt{3.195 - 4.386 \left(\frac{y_{drop}}{h_c} \right)} \quad (4)$$

where h_c is as defined in Eq. 3; and the other variables are defined in Fig. 3

 - Note that $y_{drop} < 0$, and $h_c > 0$, in all cases
 - This means that the ratio y_{drop}/h_c is always negative
 - Thus, x_f increases with increasing absolute magnitude of y_{drop}
 - Note also that x_f defines the upper nappe surface
 - Each of the terms in Eq. 4 are dimensionless
- This is the equation for the "submerged nappe":

$$\frac{X_s}{h_c} = \frac{0.691 + 0.228 \left(\frac{X_t}{h_c} \right)^2 - \frac{y_{drop}}{h_c}}{0.185 + 0.456 \left(\frac{X_t}{h_c} \right)} \quad (5)$$

again, where h_c is the critical depth, as defined in Eq. 3; x_i is defined by Eq. 6; and the other variables are defined in Fig. 3

 - The variable x_i is the distance to where the upper nappe surface plunges into the tail water
 - The nappe plunge location, x_i , is defined by an equation which is similar to Eq. 4 for the free nappe:

$$\frac{X_t}{h_c} = -0.406 + \sqrt{3.195 - 4.386 \left(\frac{h_t + y_{drop}}{h_c} \right)} \quad (6)$$

where h_t is the tail water depth in the stilling basin, as seen in Fig. 3, and is referenced to the stilling basin floor
- The average of the results from Eqs. 4 and 5 are used for drop structure design:

$$X_a = \frac{(X_f + X_s)}{2} \quad (8)$$

		TIRO PARABÓLICO Ecn. Analítica con Yc		Energy Dissipation Structures (ANEXO 6) Permite verificar máxima longitud de huella				
		Xtiropar. (m)	Xrestante (m)	Xf	Xt	Xs	Xa	(L-Xa)
BOX	MAX	2.66	0.81	1.87	0.79	2.36	2.12	-0.12
	MIN	1.19	-1.66	1.87	0.79	2.36	2.12	-1.12

Figura 24. Resultados del cálculo del alcance máximo del chorro

Estas ecuaciones son más conservadoras que la ecuación teórica y permiten identificar tramos en los cuales el flujo pueda sobrepasar un escalón. Obsérvese que el parámetro X_t , que corresponde al máximo alcance para descarga libre es más conservador que el parámetro $X_{tiropar}$ y por tanto se recomienda el procedimiento descrito en la figura anterior. Para definir el perfil de flujo se aplican las ecuaciones propuestas por N. Rajaratnam y M.R. Chamani en el tema de disipadores en escalón y que son discutidas el Dr. Hubert Chanson. En esta discusión (Anexo 6) se presenta un esquema simple para el cálculo del perfil de flujo a través de los escalones, el cual como se menciona anteriormente, es la referencia para definir no solo la capacidad hidráulica del canal, sino también ratificar la necesidad o no de modificar la geometría de los escalones. Para efectos de conocer la metodología se presenta en la Figura 25 un resumen de las ecuaciones comparadas en dicha formulación; además de los resultados más sobresalientes para cada canal.

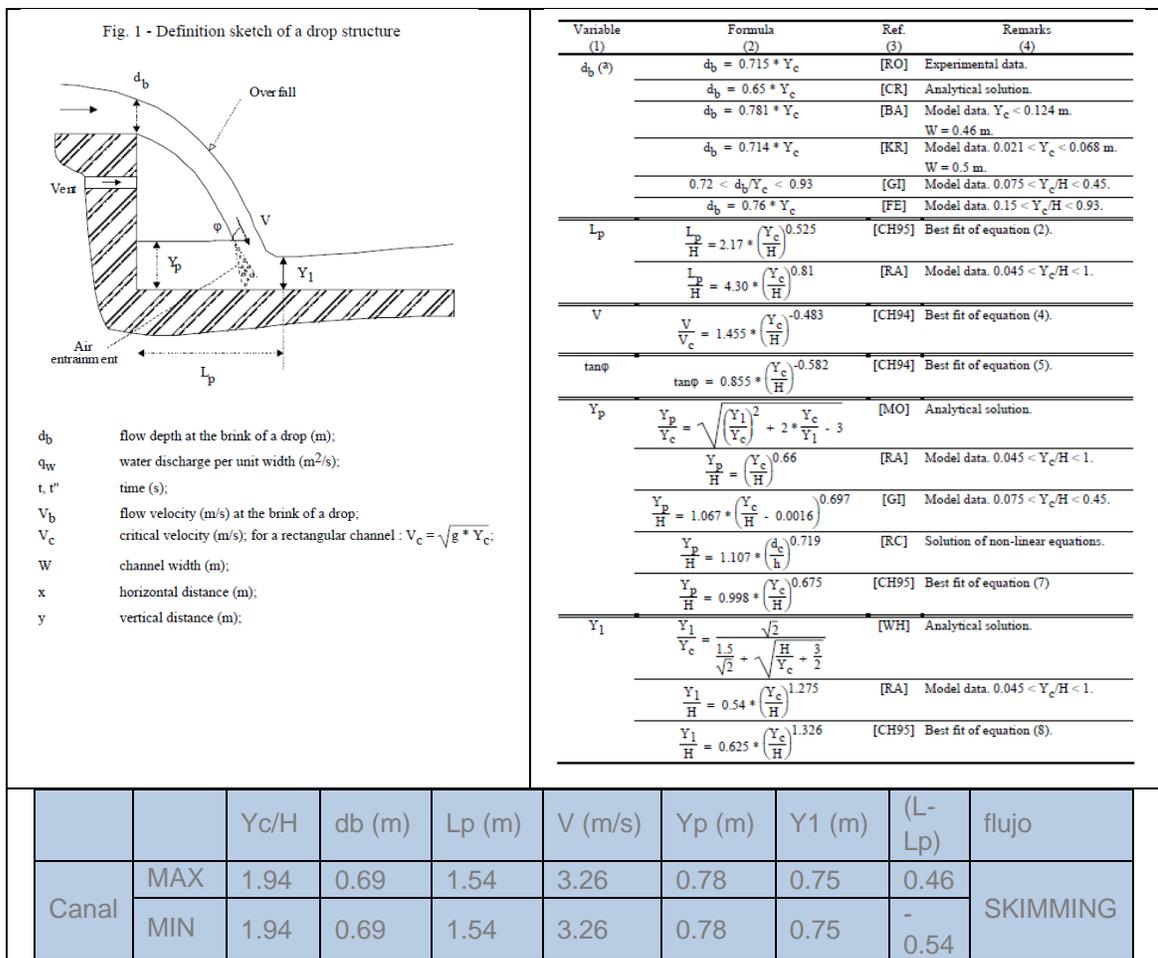


Figura 25. Umbral de resultados del cálculo del perfil de flujo para cada escalón.

Obsérvese que en el caso de las ecuaciones de Rajaratnam et al. no hay sobrepaso del chorro para el canal propuesto, enfatizando que estamos usando un período de retorno de T_r 100

años. Nuevamente queda demostrado que la estructura tipo canal permite una adecuada disipación de energía y por ende permite obtener velocidades de flujo a la salida ($V < 4.0$ m/s), menores a las obtenidas con el modelo hidráulico en condiciones existentes ($V = 4.52$ m/s).

- Respecto a la quebrada Sin Nombre se propone una reconfiguración trapezoidal, recubierta por manto permanente y sobre este siembra o cultivo con pasto vetiver el cual sirve de amarre para evitar procesos erosivos al interior del cauce. En la Figura 26 se muestra la vista en planta del alineamiento del canal propuesto. Al igual que la quebrada la Comba, la verificación de la capacidad hidráulica del canal propuesto se realizó usando el programa Hcanales; en la Figura 27 se muestra la verificación hidráulica de la obra, donde se considera que el canal teniendo un borde libre de 0.20 m, presenta una capacidad hidráulica de 0.64 m³/s, caudal que es mayor al caudal estimado de los 100 años de periodo de retorno de la quebrada (0.39 m³/s) (Ver Anexo 9 – planos HID4_JERICO_6 DE 8, HID4_JERICO_7 DE 8 y HID4_JERICO_8 DE 8).

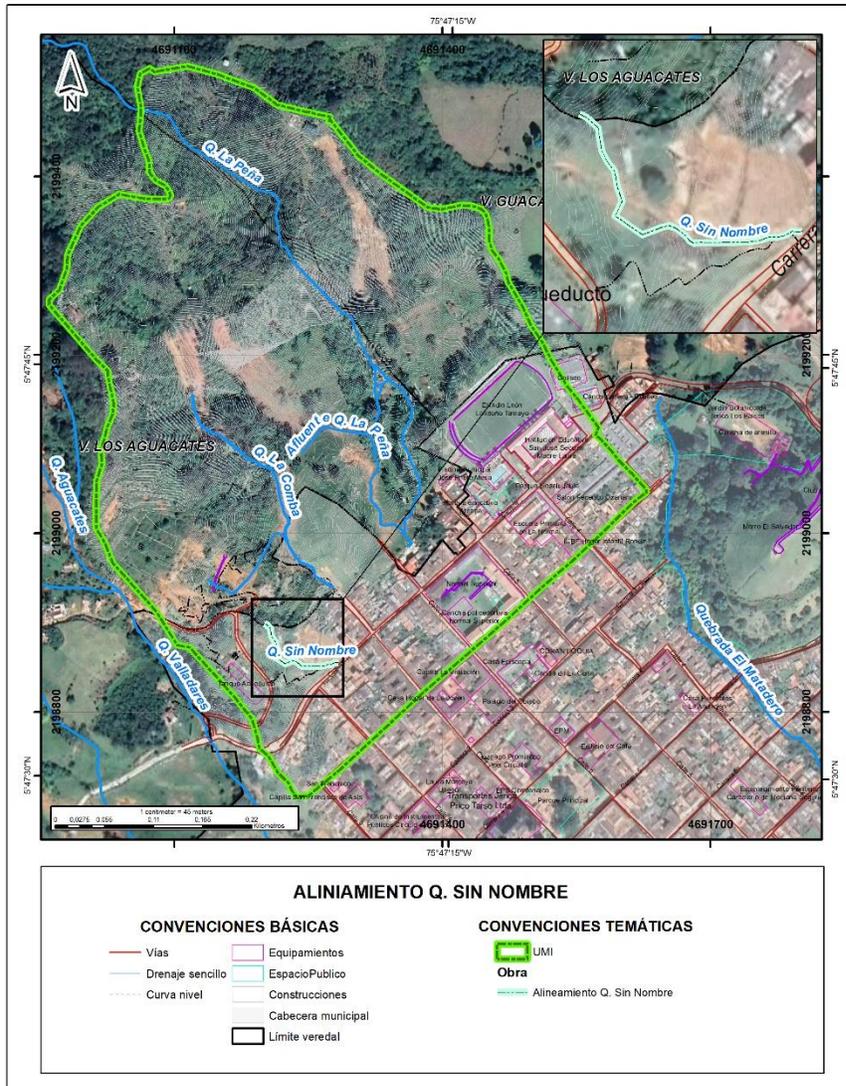


Figura 26. Vista en planta alineamiento Q. Sin Nombre

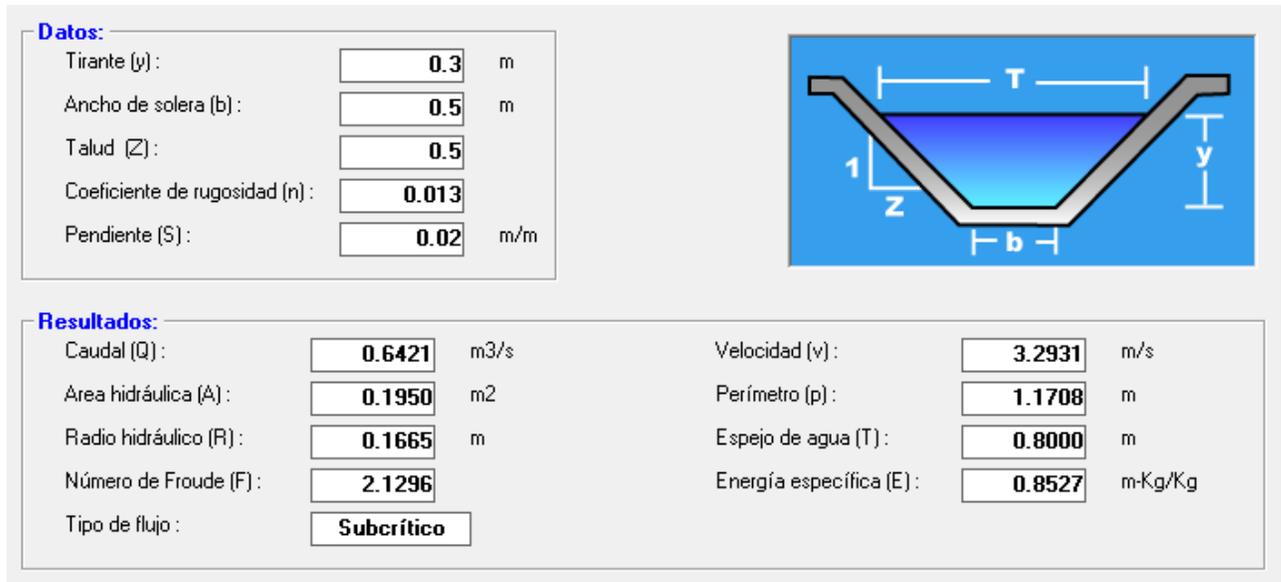


Figura 27. Verificación capacidad hidráulica de la obra – Q. Sin Nombre

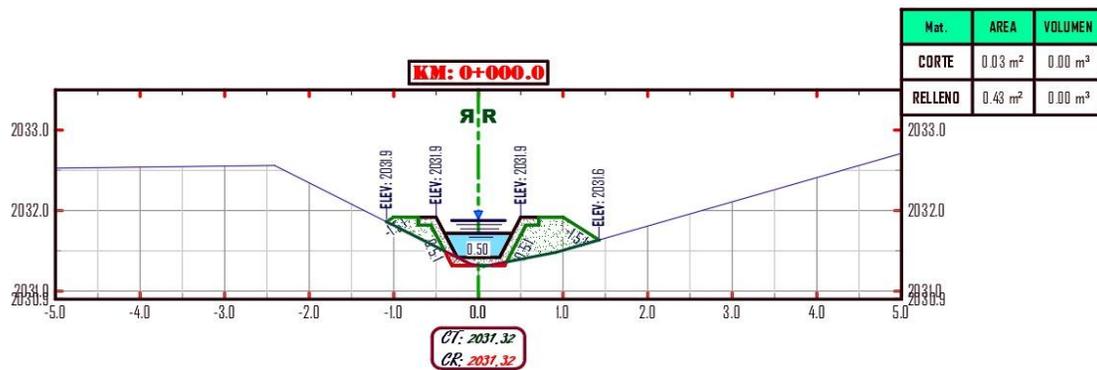


Figura 28. Sección típica canal – Q. Sin Nombre

2.4.3 CUNETAS

Las cunetas son estructuras de drenaje que captan las aguas de escorrentía superficial proveniente de la plataforma de la vía y de los taludes de corte, conduciéndolas longitudinalmente hasta asegurar su adecuada disposición. Las cunetas construidas en zonas en terraplén protegen también los bordes de la berma y los taludes del terraplén de la erosión causada por el agua lluvia, además de servir, en muchas ocasiones, para continuar las cunetas de corte hasta una corriente natural, en la cual entregar (INVIAS, 2009).

- Respecto al manejo de las aguas lluvias del proyecto, se definen en diferentes puntos de confluencia de las mismas cunetas perimetrales, que canalizarán y conducirán de forma adecuada las aguas de escorrentía (ver Anexo 9 – planos HID4_JERICO_1 DE 8, HID4_JERICO_2 DE 8 y HID4_JERICO_3 DE 8).

- Para las cunetas se propone la sección típica, cuya capacidad máxima es de 300 l/s, y en los análisis de estas obras, se estima que estas tengan capacidad de evacuar un caudal entre 180 a 200 l/s (Figura 29).

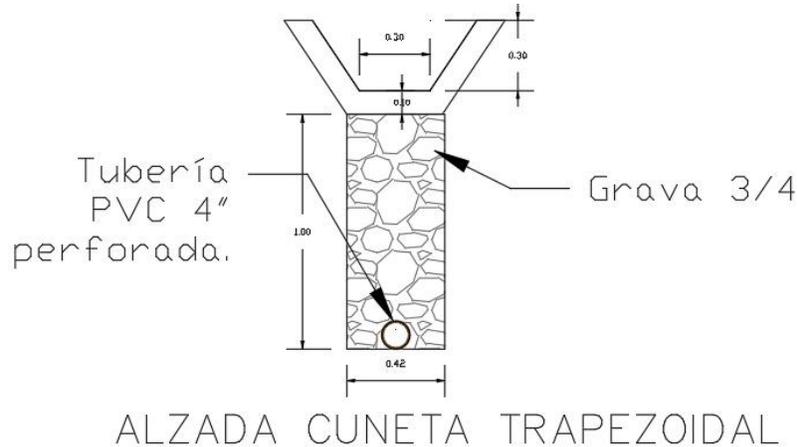


Figura 29. Sección típica cunetas.

Al igual que la quebrada la Comba y quebrada Sin Nombre, la verificación de la capacidad hidráulica de las cunetas se realizó usando el programa Hcanales; en la Figura 30 se muestra la verificación hidráulica de la obra, donde se considera que el canal teniendo un borde libre de 0.05 m, presenta una capacidad hidráulica de 440 l/s, caudal que es mayor al caudal estimado de 200 l/s.

Flowrate, m ³ /s:	0.44	Depth, m:	0.149
Width, m:	0.3	Velocity, m/s:	9.726
Manning's N:	0.013	Area, m ² :	0.045
Bottom slope:	0.5	Wetted perimeter, m:	0.599
Side slope:	0.02	Hydraulic radius, m:	0.076

Figura 30. Verificación capacidad hidráulica de las cunetas

2.4.4 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

La socavación es un fenómeno natural, asociado principalmente a corrientes aluviales. El término socavación del lecho significa la disminución en el nivel del lecho, por debajo del nivel natural o de un nivel de referencia asumido. La profundidad de socavación se refiere a la profundidad del lecho donde se ha removido material por debajo del nivel establecido (Posada, 1994).

Para el presente análisis se implementará los métodos propuestos por Lischtvan-Lebediev, teniendo como información base los diámetros característicos determinados en el análisis granulométrico de la quebrada Valladares.

- *Método de LISCHTVAN-LEBEDIEV*

Este método ha sido simplificado por Maza Álvarez (1987) a partir de fórmulas que permiten no recurrir al uso excesivo de tablas, además de considerar la presencia de estructuras hidráulicas como pilas y estribos de puentes en la sección de análisis.

El criterio propuesto por Lischtvan y Lebediev para la determinación de la profundidad de socavación general establece que el mecanismo de erosión se detendrá cuando la velocidad del escurrimiento (V_r) se reduzca hasta un punto tal en que iguale a la velocidad mínima o de equilibrio (U_e).

La hipótesis fundamental sobre la cual se basa el método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo. La variación de la velocidad media de la corriente (V_r) en función de la profundidad y para cada punto de la sección, puede ser obtenida analizando una franja de la sección transversal. De esta manera, la velocidad media de la corriente para cada punto de la sección es considerada por esta teoría a partir de la ecuación de Manning, del siguiente modo:

$$V_{ri} = \alpha * \frac{h_{oi}^{5/3}}{h_{si}}$$
$$\alpha = \frac{Q_d}{h_m^{5/3} * B_e}$$

Dónde:

V_{ri} = Velocidad media luego de la erosión en la vertical i de la sección (m/s).

h_{oi} = Profundidad antes de la erosión en la vertical i de la sección (m).

h_{si} = Profundidad luego de la erosión en la vertical i de la sección (m).

h_m = Profundidad media de la sección antes de la erosión (m).

Q_d = Caudal de diseño total (m³/s).

B_e = Ancho superficial efectivo asociado con Q_d (m).

Cuando la sección en estudio corresponde al cruce de un puente, el flujo forma vértices cerca de las pilas o estribos, por lo que se hace necesario afectar el valor de Q_d de un coeficiente de contracción (μ). Este coeficiente es función de la velocidad media del flujo (V_{ri}) y del claro entre las pilas (L), el cual puede calcularse según Maza Álvarez a partir de la siguiente expresión:

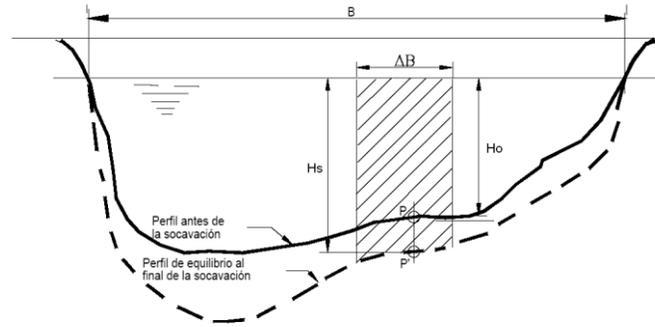


Figura 31. Perfiles del flujo para las condiciones futuras

$$\mu = 1 - \frac{0.387V}{L}$$

Donde L es la longitud del claro entre los dos estribos en metros, y V es la velocidad media del flujo en la sección del puente en m/s, dada por la relación:

$$V = \frac{Q_d}{A_e}$$

Donde A_e es el área hidráulica efectiva, en m^2 .

De esta manera, el coeficiente α , el cual representa la conductancia de la sección del cauce, consecuencia de la pendiente de energía y el coeficiente de rugosidad asociados con la misma, quedaría expresado de la siguiente forma:

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu B_e h_m^{5/3}}$$

Si se considera que la ecuación anterior, se obtiene de igualar el caudal en una sub área perteneciente a una sección transversal, con ancho δB_i , altura inicial H_{oi} y final h_{si} , mediante el empleo de las ecuaciones de cantidad de movimiento y de continuidad, la velocidad V_{ri} puede expresarse entonces de modo más general:

$$V_{ri} = \frac{q_i}{h_{si}}$$

Donde q_i es el caudal por unidad de ancho asociado con la franja de ancho δB_i .

Para evaluar la velocidad mínima o de equilibrio, esta teoría propone una ecuación que depende fundamentalmente del diámetro de las partículas que componen el fondo, y la cual fue propuesta por Maza Álvarez (1987) de la siguiente forma para suelos no cohesivos:

Si $0.028m \leq d \leq 0.182m$, se utiliza:

$$U_e = 4.7 \beta D_{84}^{0.28} d_s^{0.223} / D_{84}^{0.092}$$

Donde:

d = Diámetro característico de las partículas que componen el fondo (m).

β = Coeficiente en función del periodo de retorno (T_r), asociado con el caudal de diseño, cuya expresión fue propuesta para T_r entre 15 y 1500 años como:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln(T_r)$$

De igualar V_{ri} de la ecuación con la U_e de la ecuación, se tiene h_{si} de la siguiente forma:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{4.7 \beta \psi D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}}$$

La ecuación anterior es aplicada a varias líneas verticales de la sección. La profundidad de cada uno de estos puntos está en función de la profundidad inicial h_{oi} ; de esta manera, al unir

todas las profundidades h_{si} se obtiene el perfil de la sección teórica socavada.

Con el método descrito se obtiene la profundidad de socavación general en cualquier tramo de la quebrada, incluso en aquellos en los que el ancho se reduce en forma natural o artificial debido a la presencia de estructuras hidráulicas, así como en cualquier sección localizada en una curva, protegida o no.

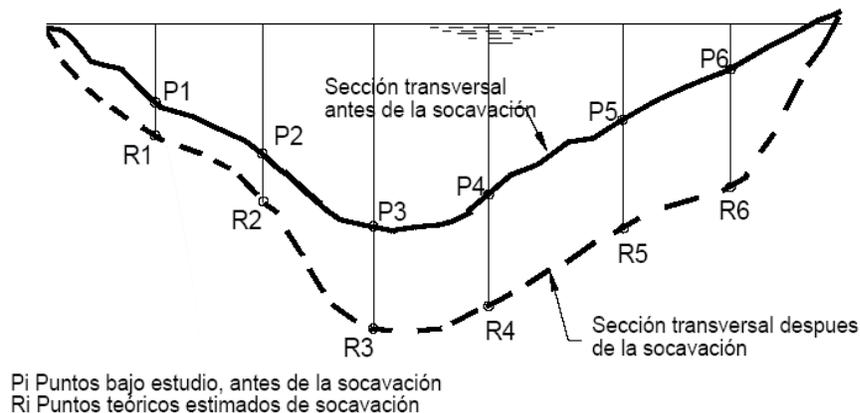


Figura 32. Perfil del terreno y de socavación teórico estimando por el método

- **Resultados**

En la Tabla 6 se presentan los resultados de socavación estimados de cada una de las secciones hidráulicas analizadas por el método de Lichtvan y Lebediev, obteniéndose un valor promedio de socavación de 0.38 m.

Tabla 6. Resultados del cálculo de la socavación en el tramo de interés (método de Lischtvan y Lebediev)

Abscisa	Sección	Socavación (m)
0+025	45	0.12
0+030	40	0.08
0+035	35	0.08
0+040	30	0.06
0+045	25	0.06
0+050	20	0.10
0+055	15	0.38
0+060	9	0.31
0+065	5	0.16

A partir del método indicado previamente, se determina una máxima profundidad de socavación para la quebrada Valladares de 0,38 m, por lo cual se recomienda asumir una profundidad máxima de socavación de 1,0 m.

Acorde a lo anterior, donde se tiene previsto como obra de intervención de cauce una obra de descarga de aguas lluvias, se recomienda implementar una llave antisocavación con una profundidad de 1.0 m para proteger tanto la obra de descarga como la margen de la quebrada.

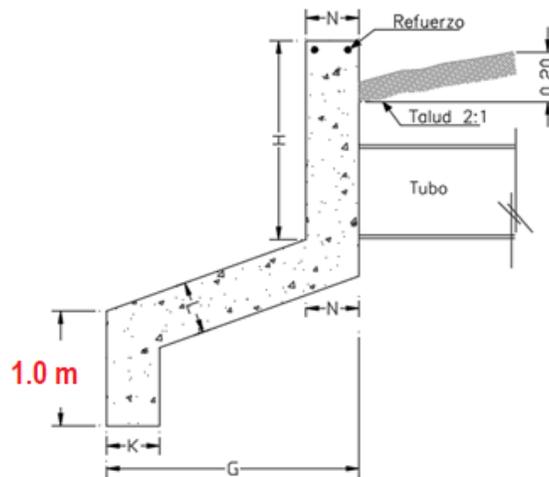


Figura 33. Llave antisocavación requerida para la obra de descarga del canal cuneta sobre la quebrada Valladares

2.5 VULNERABILIDAD

2.5.1 SERVICIOS PÚBLICOS DOMICILIARIOS

En el polígono se localizan 207 construcciones que no cuentan con sistema de recolección de aguas lluvia, arrojando libremente dichas aguas al terreno, lo que puede ocasionar la erosión, infiltración y humedades de las estructuras y taludes colindantes, por ende, se sugiere la adecuación de cubiertas y bajantes para la captación y conducción a la red del acueducto del municipio de Jericó.

2.5.2 LÍNEAS VITALES – ENERGÍA Y ALUMBRADO PÚBLICO

En el polígono de los 13 postes de energía con lo que cuenta la zona de estudio, se encontraron 5 postes que presentaron algún tipo de deficiencia, sea inclinación o fisuras, por lo tanto, se recomienda el reemplazo de estos, en especial a los que se les identifica madera como material de composición.

2.5.3 MEJORAMIENTO SALUDABLE

Este tipo de mejoramiento consiste en implementar obras menores, que tienen como finalidad mantener el inmueble en las debidas condiciones de higiene y ornato sin afectar su estructura portante, su distribución interior, sus características funcionales, formales y/o volumétrica, para las cuales no se requerirán licencias de construcción en los términos del artículo 10 del decreto Nacional 1469 de 2010 o a las normas que lo adicionen, modifiquen o sustituyan. Se otorga para corregir: habilitación o instalación de baños, lavadero, cocinas, redes hidráulicas y sanitarias, cubiertas parciales, pisos, enchapes, instalaciones eléctricas etc.

En el polígono se identificaron 27 construcciones que representan las estructuras con tipologías (D), (C) y (B) que aplican a este tipo de mejoramiento.

2.5.4 MEJORAMIENTO LOCATIVO

Mejoramiento estructural que se aplica, cuando supera una o varias deficiencias básicas perteneciente a un desarrollo legal o en proceso de legalización, para los cuales es necesario la consecución de permisos o licencias previas ante las autoridades competentes, dichas mejoras pueden consistir en: defectos de la cimentación, vigas, columnas, losas, muros, reforzamiento estructural para actualizarse a la Norma Sismo Resistente NSR-10.

La solución a las deficiencias constructivas que este tipo de mejoramiento pueden aportar

serían:

- Tratamiento de grietas.
- Consolidación de ladrillos con proceso degradatorio incipiente.
- Cambio de chapas en los ladrillos con procesos degradatorios avanzados, en los cuales se haya presentado pérdida de volumen.
- Recuperación de morteros de pega.
- Mantenimiento y reposición de cubiertas, impermeabilización con productos epóxicos.
- Construcción de filtros perimetrales para recolección de aguas subterráneas
- Construcción de Sistemas de fundación y sistemas estructurales que brinden un confinamiento y otorgue estabilidad a las edificaciones, haciendo una rehabilitación sísmica o actualización a la Norma vigente, mediante un reforzamiento estructural.
- Reemplazo de muros en tapia o bahareque por muros en mampostería confinada o reforzada, con sus respectivas vigas de amarre de techo.

Dicho tipo de mejoramiento es aplicable a 177 construcciones encontradas con tipología E, es decir, estructuras ligeras que son todas aquellas edificaciones construidas con materiales tradicionales o de baja calidad, con un sistema estructural de muros cargueros.

Adicionalmente en el polígono se encontraron 2 construcciones con tipología estructural “Construcciones Simples (F)”, es decir, aquellas edificaciones que no poseen una estructura definida y que generalmente son de carácter improvisado y construidas con materiales precarios o de recuperación, a las cuales se les recomienda realizar una intervención integral, dentro de los cuales se considera la reposición.

2.6 AMENAZAS Y RIESGOS

Se recomienda que los resultados de este estudio sean incluidos dentro de los instrumentos de planificación territorial del Municipio, con el fin de incluir las restricciones que desde el uso y ocupación del suelo que de este se generan.

Para la zona de amenaza alta por movimientos en masa, correspondiente a la zona de escarpe, es necesario que permanezca libre de intervenciones antrópicas y se favorezcan la implementación y la restauración de usos de tipo forestal.

Se recomienda restringir la realización de escombreras y botaderos de basuras en las zonas denominadas como de amenaza alta y media por movimientos en masa.

Las zonas definidas como de riesgo alto no mitigable se recomiendan que permanezcan libres de construcciones, por lo que se requiere emprender procesos de reasentamiento de las viviendas que actualmente allí se localizan.

En las zonas definidas como de riesgo alto mitigable, la mitigabilidad de las mismas estará en

función de las obras aquí proyectadas. Teniendo en cuenta lo anterior, el cambio en las restricciones de uso del suelo para esta, están sujetas a la ejecución de las obras planteadas y su monitoreo, hasta que se garantice la estabilidad de la misma.

En un escenario del riesgo por polígono con las obras proyectadas, el riesgo alto mitigable por movimientos en masa se convierte en riesgo bajo, mientras que los riesgos alto no mitigable por movimientos en masa y alto no mitigable por avenidas torrenciales mantiene su condición, como se observa en la Figura 34.

El plan de monitoreo para hacer seguimiento al comportamiento de las obras de mitigación en el tiempo, deberá desarrollarse conforme se plantea en las recomendaciones de este estudio, en relación a la localización y profundidad de la instrumentación, la duración total del proceso y la periodicidad de las lecturas.

Si para la ejecución de las obras geotécnicas se requiere la intervención de los árboles, se recomienda realizar un inventario forestal y tramitar los permisos ambientales ante la autoridad ambiental competente (Corantioquía).

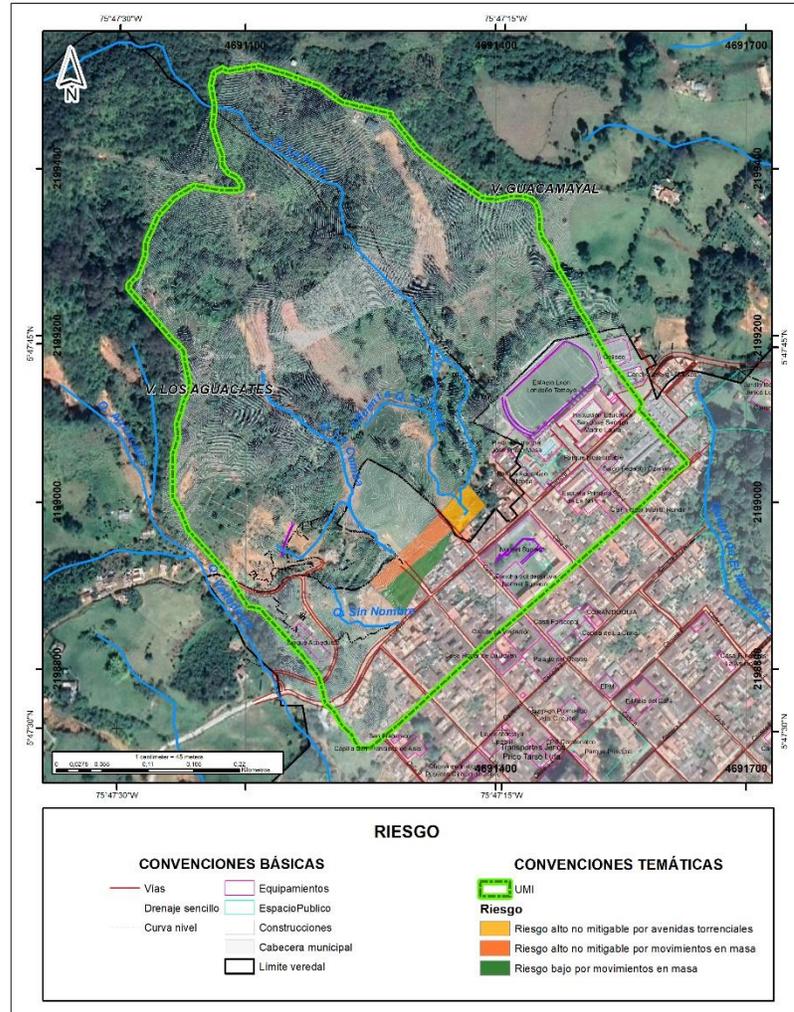


Figura 34. Escenario de riesgo con las obras proyectadas

2.7 PRESUPUESTO DE OBRAS

El presupuesto de las obras se presenta en el Anexo 10, sin embargo, a continuación, en la siguiente tabla se encuentra el resumen de estos (es importante aclarar que estos valores no incluyen administración y utilidades, los cuales son definidos por la entidad contratante).

Tabla 7. Resumen de presupuesto de obras.

PRESUPUESTO DE CONSTRUCCION PARA POLIGONO JERICO CONSOLIDADO	
1) PRESUPUESTO ZONA DE ANCLAJES	
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 15.109.035.876
2) PRESUPUESTO ZONA CENTRAL	
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 916.609.981
3) PRESUPUESTO ZONA ESCARPE	
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 668.174.519
4) PRESUPUESTO CANAL Y BOX CULVERT	
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 133.928.301
5) PRESUPUESTO CUNETAS	
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 499.662.541
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 17.327.411.218
ADMINISTRACION Y UTILIDADES (0.00%)	
TOTAL	

3. BIBLIOGRAFÍA

ALCALDÍA DE MEDELLÍN. 7 de octubre de 2015. Decreto Municipal 1626 de 2015.

Gaceta oficial No. 4347

ACUERDO METROPOLITANO 009/2012. Directrices y lineamientos para la elaboración de estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera. Universidad Nacional de Colombia, Universidad EAFIT y Universidad de Medellín, Medellín.

ANDERSON, M. P., WOESSNER, W., & HUNT, R. J. (1992). Applied Ground Water Modeling: Simulation of Flow and Advective Transport. Academic Press.

ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ – AMVA. 2007. Microzonificación Sísmica Detallada de los Municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. 2010. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.

ASTM D6429-99. 2011. Standard Guide for Selecting Surface Geophysical Methods.

BALEK, J. (1988). Groundwater Recharge Concepts. In Estimation of Natural Groundwater Recharge (pp. 3–9). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-94-015-7780-9_1

BARD, P. Y. VES. 1999. Microtremor Measurements: A Tool for Site Effect Estimation. En: The Effects of Surface Geology on Seismic Motion. Eds. Irikura, K., Kudo, K. Okada, H. Satasini, T. Balkema, Rotterdam, 3(9058090302), 1251–1279.

BOWLES, J. E. 1998. Foundation Analysis and Design. 4ta. Ed., McGraw-Hill Science/Engineering/Math.

BOUWER, H., & RICE, R. C. 1976. A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells. Water Resources Research, 12(3), 423–428. <https://doi.org/10.1029/WR012I003P00423>

BUTLER, J. . 1997. The design, performance, and analysis of slug tests (CRC Press (ed.); 1st Editio).

CAMPO, J. M., MÚNERA, J. C. 1997. Determinación de Tiempos de Concentración y

Coeficientes de Escorrentía para Algunas Cuencas de Antioquia. Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. 148p

- CARDINALI, M., REICHENBACH, P., GUZZETTI, F., ARDIZZONE, F., ANTONINI, G., GALLI, M., CACCIANO, M. 2002. A geomorphological approach to the estimation of landslide hazards and risks in Umbria, Central Italy. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2(1/2), 57–72.
- CARVAJAL, J. 2012. Propuesta de estandarización de la cartografía geomorfológica en Colombia. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.
- CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W. 1994. Hidrología aplicada. Bogotá, McGraw-Hill, 583 p.
- COOPER, H. H., BREDEHOEFT, J. D., & PAPADOPULOS, I. S. 1967. Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. *Water Resources Research*, 3(1), 263–269. <https://doi.org/10.1029/WR003I001P00263>.
- CRUDEN, D. M. 1991, A Simple definition of a landslide: *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, v. 43, p. 27–29.
- CRUDEN, D.M., VARNES, D.J. 1996, Landslide types and processes, en Turner, K., y Schuster, R.L., ed., *Landslides investigation and mitigation: Washington D. C, National Academy Press, Transportation Research Board Special Report 247*, p. 36–75
- CTA, & CORANTIOQUIA. (2016). Plan de Ordenamiento del Recurso Hídrico Río Piedras (p. 74).
- CUSTODIO, E., & LLAMAS, M. R. (1976). Hidrología subterránea.
- DEERE, D.U., PATTON F.D. 1971. Slope stability in residual soils. En Proc., Fourth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico. Vol. 1, Pág. 87-170.
- DEGROOT-HEDLIN, C. & CONSTABLE, S., 1990. Occam's inversion to generate smooth, two-dimensional models from magnetotelluric data. *Geophysics*, 55(12), pp. 1613-1624.
- DEL TORO, N., 2013. Bases y criterios de diseño de canales con flujo escalonado y sujetos a aireación natural. Quito, Ecuador.
- DEPARTMENT OF DEFENSE USA. (2004). Unified Facilities Criteria (UFC) Dewatering and Groundwater Control. Technical Manual TM 5-818-5/AFM 88-5, Chap 6/NAVFAC P-418.

<http://dod.wbdg.org/>.

DIKMEN, Ü. 2010. Reply to comment on “Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils.” *Journal of Geophysics and Engineering*, 7(1), 803–804. doi:10.1088/1742-2132/7/1/N02

DOMENICO, P., & SCHWARTZ, F. 1997. *Physical and Chemical Hydrogeology*. John Wiley & Sons.

DU, J., YIN, K., LACASSE, S. Y NADIM, F. 2013. Quantitative vulnerability estimation of structures for individual landslide: application on the metropolitan area of San Salvador. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19, 1251-1264.

EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN - EPM. 2009. *Guía para el diseño Hidráulico de Redes de Alcantarillado*. Medellín

FELL, R.; HARTFORD, D. 1997. Landslide risk management, in *Landslide Risk Assessment*, Cruden and Fell (eds.) Balkema, Rotterdam: 51- 109.

FERRER, A. 2010. *Control de las aguas subterráneas en la ingeniería civil. Interacción entre la obra y el medio hidrogeológico, síntesis de métodos de control y aplicación de modelos matemáticos*. Universidad Politécnica de Valencia.

FREEZE, R., & CHERRY, J. 1979. *Groundwater*. Prentice Hall.

GUIMARÃES, M. 2015. *Avaliação Quantitativa da Vulnerabilidade de Edificações Associada a Processos de Deslizamentos de Encostas; Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 113/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 105 p.*

GUIMARAES-SILVA, M. 2015. *Avaliação Quantitativa Da Vulnerabilidade. Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 113/15. Universidade de Brasília.*

HEATH, R. (1983). *Basic ground-water hydrology*. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2220 (p. 86).

HERMELIN, M. 1987. *Bases de Geología Ambiental*. Universidad Nacional de Colombia (seccional Medellín). Medellín.

HORTON, P., JABOYEDOFF, M., RUDAZ, B., & ZIMMERMAN, M. 2013. Flow-R, a model for susceptibility mapping of debris flows and other gravitational hazards at a regional scale. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 13, 869–885.

HVORSLEV, M. J. 1951. *Time lag and soil permeability in groundwater observations*. U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station Bulletin, 36.

IGME. (1985). Calidad y Contaminación de las Aguas Subterráneas en España. <http://aguas.igme.es/igme/publica/libro43/lib43.htm>

INGEOMINAS. 1980. Geología de la Plancha 166 - Jericó. Escala 1:100.000.

INGEOMINAS. 1983. Reseña Explicativa del Mapa Geológico Preliminar Plancha 166 - Jericó. Escala 1:100.000.

INGEOMINAS, & UNAL. 2006. Cartografía geológica de las vulcanitas de la Formación Combia en un área de 200 km² entre los municipios de Jericó y Pueblorrico (departamento de Antioquia, Colombia).

INSTITUTO DE HIDROLOGÍA METEOROLOGÍA Y ESTUDIOS AMBIENTALES-

IDEAM. 2014. Modelación Hidrológica. Amenaza por inundaciones. Recuperado de <http://www.ideam.gov.co/web/agua/amenazas-inundacion>. Fecha consulta: 09/01/2018

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (Invías) (octubre de 2006a). Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras. Convenio interadministrativo 058703. Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles. Bogotá: Invías-UNAL.

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (Invías) (octubre de 2006b). Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras. Convenio interadministrativo 058703. Manual para la inspección visual de pavimentos rígidos. Invías-UNAL.

INTEGRAL S.A, & MINERA DE COBRE QUEBRADONA S.A. 2021. Estudio de Impacto Ambiental Proyecto Minera de Cobre Quebradona.

JABOYEDOFF, M., CHOFFET, M., DERRON, M.-H., HORTON, P., ALEXANDRE, L., LONGCHAMP, C., PEDRAZZINI, A. 2012. Preliminary Slope Mass Movement Susceptibility Mapping Using DEM and LiDAR DEM. En B. Pradhan, & M. Buchroithner, Terrigenous Mass Movements (págs. 109 - 170).

KIRSCH, R., 2006. Groundwater geophysics, a tool for hydrogeology. United States: Springer.

KRISHNAMURTHY, N., CHANDRA, S. & KUMAR, D., 2004. Geophysical Characterization of hard rocks aquifers. En: Groundwater dynamics in hard rock aquifers. s.l.:Springer.

- KRUSEMAN, G. P., & RIDDER, N. A. 1990. Analysis and Evaluation of Pumping Test Data (Second Edi). International Institute for Land Reclamation and Improvement.
- LEWIS, M. (1989). 'Water' in Earth Science Mapping for planning, development and conservation.
- LI, Z., NADIM, F., HUANG, H., UZIELLI, M. Y LACASSE, S. 2010. Quantitative vulnerability estimation for scenario-based landslide hazards. *Landslides*, 7(2), 125-134.
- LOUIE, J. N. 2001. Faster, Better: Shear-Wave Velocity to 100 Meters Depth From Refraction Microtremor Arrays. *Bulletin of the Seismological Society of America.*, vol. 91, n, 347–364. Retrieved from <http://www.seismo.unr.edu/>
- MARTÍNEZ-CARVAJAL, H., GUIMARÃES-SILVA, M., GARCÍA-ARISTIZÁBAL, E., ARISTIZÁBAL-GIRALDO, E., & LARIOS-BENAVIDES, M. 2018. A mathematical approach for assessing landslide vulnerability. *EARTH SCIENCES RESEARCH JOURNAL*, 22(4), 251 - 273.
- MAYNE, P. W. 2001. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. *Measurement*, 27–48.
- MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL - MAVDT. 2010. NSR-10, Norma Sismo Resistente, R. C. D. C. S. 2010. Bogotá.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y TERRITORIO. 26 de mayo de 2015. Decreto Único Reglamentario del Sector Vivienda, Ciudad y Territorio. Decreto Número 1077 de 2015.
- PARK, C. B., MILLER, R. D., & XIA, J. 1999. Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, 64(3), 800. doi:10.1190/1.1444590
- PÉREZ, I. 2012. Caracterización geotécnica de los suelos de madrid mediante la técnica ReMi (Refraction Microtremor). UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID.
- POSADA, L. 1994. Transporte de Sedimentos. Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín.
- PREENE, M. (2018). Dewatering. In P. T. Bobrowsky & B. Marker (Eds.), *Encyclopedia of Engineering Geology* (pp. 222–229). Springer International Publishing.
- RAGOZIN, A. Y TIKHVINSKY, I. 2000. Landslide hazard, vulnerability and risk assessment. En E. Bromhead, N. Dixon, M. L. Ibsen (eds.). *Proceedings of the 8th International symposium on landslides*. Cardiff, pp. 1257-1262.

- REVIL, A., KARAOULIS, M., JOHNSON, T. & KEMNA, A., 2011. Review: Some low-frequency electrical methods for subsurface characterization and monitoring in hydrogeology.. Hydrogeology Journal.
- SISMAN, H., 1995. An Investigation on Relationships between Shear Wave Velocity, and SPT and Pressuremeter Test Results. Master of Science Thesis, Ankara University, Turkey.
- SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO - SGC, & UPTC. 2014. Mapa Geomorfológico Aplicado a Movimientos en Masa Plancha 166 - Jericó.
- SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO - SGC. 2015. Guía metodológica para estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por movimientos en masa, escala detallada. Colección Guías y Manuales. 179p.
- SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO - SGC. 2021. Guía metodológica para zonificación de amenazas por avenidas torrenciales. Colección Guías y Manuales. 240p.
- Schwarzenbach, G., & Meier, J. (1958). Formation and investigation of unstable protonation and deprotonation products of complexes in aqueous solution. *Journal of Inorganic and Nuclear Chemistry*, 8(C), 302–312. [https://doi.org/10.1016/0022-1902\(58\)80195-5](https://doi.org/10.1016/0022-1902(58)80195-5)
- SINGHAL, B. B. ., & GUPTA, R. . (2010). *Applied Hydrogeology of Fractured Rocks (Second Edi)*. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-90-481-8799-7>.
- SNYDER, F. 1938. Synthetic unit hydrographs. *Trans Am Geophysics Union*, 19, 447–54
- STRUCKMEIER, W., & MARGAT, J. (1995). *Hydrogeological Maps A Guide and a Standard Legend (International Association of Hydrogeologists (ed.))*.
- SUÁREZ D, J. 2001. Control de erosión en zonas tropicales, Colombia. Universidad Industrial de Santander, pp. 168.
- TAGA, N. 1993. Earthquake motion and ground conditions. *The Architectural Institute of Japan*, 315–325.
- TÉMEZ, J. R. 1978. Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. España: Dirección General de Carreteras-MOPU.
- UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, CORANTIOQUIA, INSTITUTO MÍ RÍO 2003. Metodología para la formulación de Planes Integrales de Ordenamiento y Manejo de Cuencas (PIOM)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA - UNALMED, AMVA, CORANTIOQUIA y CORNARE. 2007. Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca (POMCA) del Río Aburrá.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, SEDE MEDELLÍN – UNALMED. 2010. HidroSIG 4.0. Manual de Usuario. Recuperado de <https://minas.medellin.unal.edu.co/departamentos/geocienciasymedioambiente/hidrosig/es/hidrosig-4-0.html>. Fecha consulta: 09/01/2018

VÉLEZ, M. V. 2004 Hidráulica de Aguas Subterráneas (Tercera Ed). Serie de Publicaciones del Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos Universidad Nacional de Colombia.

VÉLEZ, M. V. 2010. Guía metodológica para la formulación de planes de manejo ambiental de acuíferos. IDEAM.

VELEZ, M. V., ORTIZ, C., & VARGAS, M. C. 2011. Las Aguas Subterráneas Un Enfoque Práctico. Universidad Nacional de Colombia, INGEOMINAS.

U.S ARMY CORPS OF ENGINEERS – HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER. 2016. HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual.

WILCHES, S. 2001. Estudio de las Propiedades de Invarianza de las Precipitaciones Máximas Puntuales en el Departamento de Antioquia. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. 200p.

WOODS, R. 1968. Screening of elastic surface waves by trenches. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94, 4 (July), 9514979.

ZABALA, M. E., WEINZETTEL, P., & VARNI, M. 2006. Utilización de ensayos de pulso para la estimación de la conductividad hidráulica en la cuenca del arroyo de Azul, provincia Buenos Aires, Argentina. VIII Congreso Latinoamericano de Hidrología Subterránea - Asunción, Paraguay.

UNIVERSIDAD
EAFIT[®]

The logo for Universidad EAFIT features the words "UNIVERSIDAD" and "EAFIT" in a bold, white, sans-serif font. "EAFIT" is significantly larger than "UNIVERSIDAD". A white curved line is positioned below the "EAFIT" text, and a registered trademark symbol (®) is located to the right of the "T".

www.eafit.edu.co/innovacion