



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL SITIO CRÍTICO K21+900

INFORME GEOTÉCNICO - VERSIÓN 3.

CONTRATO DE OBRA -2096-2022



INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

JULIO DE 2024

INGENIERIA DE VIAS S.A.S
Fecha y hora: Miércoles 17 Julio 2024 16:30:11
Dirigido a: Consorcio ICCB

Enviado por: Gerardo Rodríguez
Procesado por: Paula Andrea Betancourt
Asunto: Respuesta observaciones K21+900 V3



TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	4
1.1	OBJETIVOS	4
2	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	5
2.1	ANTECEDENTES	7
3	CONTEXTO GEOLÓGICO	7
3.1	GEOLOGÍA LOCAL	12
4	DIAGNOSTICO	13
5	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	16
5.1	CARACTERIZACIÓN SÍSMICA	16
5.2	MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	16
5.3	NIVEL FREÁTICO	17
5.4	CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN	17
5.4.1	Geofísica	18
5.5	ENSAYOS DE LABORATORIO	22
5.6	PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	25
5.6.1	Referencias bibliográficas	25
5.6.2	Caracterización de unidades rocosas	26
5.6.3	Caracterización de depósitos de ladera y/o antrópicos	29
5.7	ANÁLISIS GEOTECNICO	31
5.7.1	Análisis de estabilidad general	31
5.7.2	Capacidad axial	40
5.7.3	Empujes y carga lateral	42
5.7.4	Deformaciones	44
5.7.5	Módulo de reacción horizontal	46
6	CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS	47
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	48
7.1	ALCANCE	49
8	ANEXOS	50
	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	51
	MEMORIAS	52
	PLANOS	53

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localización K21+900 vía Ataco - Planadas.....	5
Figura 2. Sitio crítico - tramo de análisis.....	6
Figura 3. Planta aérea del sector.....	10
Figura 4 corte geológico en la zona de influencia del proyecto – plancha 301 Planadas Esc 1:100.000	10
Figura 5 Cartografía geológica SGC – 1991 – ESC 1:100.000 Plancha 301 - Planadas.....	11
Figura 6. Perfil estratigráfico campaña exploratoria K21+900.....	12
Figura 7 Localización campaña de exploración	18
Figura 8. Esquema de adquisición de datos sísmicos y de los principales tipos de ondas según sus características de propagación	18
Figura 9 Localización línea sísmica.....	20
Figura 10 línea de refracción sísmica 4 – Costado Planadas	22
Figura 11. Análisis Hoek & Brown Arcillolita – Tmgm	27
Figura 12. Análisis Hoek & Brown Arenisca – Tmgm.....	28
Figura 13. Análisis sección K21+810.....	29
Figura 14. Análisis sección K21+890.....	30
Figura 15 Localización en planta de secciones de análisis.....	32
Figura 16. Sección de análisis estática K21+810 – Condición inicial	33
Figura 17 Sección de análisis pseudoestática K21+810 – Condición inicial	33
Figura 18 Sección de análisis estático K21+890 – Condición inicial	34
Figura 19. Sección de análisis pseudoestático K21+890 – Condición inicial	34
Figura 20. Implantación muro K21+810 - Condición estática.....	35
Figura 21. Implantación muro K21+810 - Condición pseudoestática	36
Figura 22. Análisis corte temporal en condición estática K21+810	36
Figura 23. Análisis corte temporal en condición pseudoestática K21+810.....	37
Figura 24. Implantación muro K21+890 - Condición estática.....	38
Figura 25. Implantación muro K21+890 - Condición pseudoestática	38
Figura 26. Análisis corte temporal en condición estática K21+890	39
Figura 27. Análisis corte temporal en condición pseudoestática K21+890.....	39

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Descripción de unidades del perfil geológico geotécnico	17
Tabla 2 Localización campaña de exploración	17
Tabla 3 Clasificación sísmica de suelos IBC 2006.....	21
Tabla 4. Resultados ensayos de laboratorio Sondeo 1.....	23
Tabla 5. Resultados ensayos de laboratorio Sondeo 2.....	24
Tabla 6. Resultados ensayos de laboratorio Sondeo 3.....	24
Tabla 7. Valores de pesos unitarios.....	25
Tabla 8. Valores compresión simple en roca	25
Tabla 9 Clasificación de rocas ISRM – Rodríguez 2007	26
Tabla 10 Propiedades de rocas arcillosas con diferentes grados de alteración – Sadisun et al. 2000	26

Tabla 11 Clasificación y parámetros de resistencia al corte drenado en rocas lodosas (Czerewko y Cripps,2006)	26
Tabla 12 Parámetros de resistencia modelo de estabilidad	30
Tabla 13. Dimensionamiento obras de contención.....	34
Tabla 14. Resumen factores de seguridad K21+810	37
Tabla 15. Resumen factores de seguridad K21+890	39
Tabla 16. Capacidad de carga en suelo pilotes L: 4,0m K21+810.....	41
Tabla 17. Capacidad de carga en roca pilotes L: 4,0m K21+810	41
Tabla 18. Capacidad de carga en suelo pilotes L: 8,0m K21+890.....	42
Tabla 19. Capacidad de carga en roca pilotes L: 8,0m K21+890	42
Tabla 20. Empuje y momento para el muro H: 4.0 K21+810.....	43
Tabla 21. Empuje y momento para el muro H: 4.0 K21+890	43
Tabla 22. Carga lateral Pilote L: 4,0m K21+810.....	43
Tabla 23. Carga lateral Pilote L: 8,0m K21+890.....	44
Tabla 24. Asentamientos suelo Pilotes 4,0m K21+810	44
Tabla 25. Asentamientos roca Pilotes 4,0m K21+810	45
Tabla 26. Asentamientos suelo Pilotes L: 8,0m K21+890	45
Tabla 27. Asentamientos roca Pilotes L: 8,0m K21+890	45
Tabla 28 Módulos de reacción horizontal elementos de transferencia	46

1 INTRODUCCIÓN

La vía que conecta los municipios de Ataco y Planadas hace parte de la red vial secundaria del departamento del Tolima, la cual requiere mejoramiento, rehabilitación, la adecuación de su sección transversal junto con la intervención en zonas de inestabilidad geotécnica, para garantizar la normal operación en el corredor. Estas últimas han sido motivo de re nivelaciones y pérdidas de banca parcial o total, que a la fecha las dejan en condiciones de vulnerabilidad, que compromete la seguridad de los usuarios y obligan a proveer una solución. Por tal razón La Gobernación del Tolima y El Instituto Nacional de Vías INVIAS delegó al CONSORCIO VIAS Y EQUIPOS TOLIMA SUR 2023 mediante el contrato No. 2096 de 2022 “El Mejoramiento de la vía Ataco – Planadas en el departamento del Tolima”. Que a cargo de su departamento técnico realizó la inspección de la información existente, verificación de las condiciones de capacidad, deformabilidad y estabilidad al momento de ejecución del contrato.

Los estudios y diseños mostrados en el presente documento contemplan análisis geotécnicos basados en el plan de exploración del subsuelo, información secundaria, visita diagnóstica y levantamiento topográfico, evaluación de la condición de capacidad deformabilidad y estabilidad, proponiendo finalmente el sistema de cimentación más favorable en razón a las condiciones de terreno y proceso constructivo.

1.1 OBJETIVOS

- Reconocer las condiciones geológicas y geomorfológicas del sitio.
- Identificar y caracterizar los estratos en profundidad con base en la información de referencia y verificaciones de campo.
- Desarrollar los análisis de capacidad, deformabilidad y estabilidad, acorde a la caracterización de los materiales y a los procesos constructivos planteados.
- Realizar las recomendaciones constructivas relacionadas con la ejecución de las actividades de cimentación o adecuación del terreno.
- Realizar la implantación y definición de niveles de cimentación acordes con el proyecto geométrico y niveles aprobados para la rasante de la vía, con la menor afectación predial.

2 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El objeto del presente estudio se localiza en el departamento del Tolima, específicamente en la vía que conecta a los municipios de Planadas – Ataco (ver Figura 1), a la que se puede acceder desde el interior del país a través de la ruta 40, por el segmento Bogotá - Ibagué, desviando a la altura del municipio de Espinal, este último en dirección sur en ruta 45 con rumbo al municipio de Natagaima, y derivando al occidente a la altura del Corregimiento de Castilla en busca de los municipios de Coyaima y ataco respectivamente. Como se indica en la Figura 2 a la altura del K21+900 en el municipio de Planadas se aprecia la pérdida de banca e inestabilidad en talud inferior, que ha afectado la estabilidad de los llenos de la vía y unidades rocosas dejando marcadas evidencias de inestabilidad con génesis en la dinámica del río Atá que transcurre marginalmente a la carretera. Con base en lo anterior se proyecta en este informe las alternativas de solución y propuesta de intervención, de manera de proveer el ancho de banca acorde con las consideraciones de diseño geométrico protegiendo las posibles ampliaciones del proceso en dirección aguas arriba.



Figura 1. Localización K21+900 vía Ataco - Planadas

Fuente: Instituto Nacional de Vías (INVIAS)



Figura 2. Sitio crítico - tramo de análisis

La vía secundaria que comunica los municipios de Ataco y Planadas en el departamento del Tolima, transcurre en un alineamiento suroeste – noreste, atravesando cambios topográficos relacionados con unidades geológica – geotécnica de distintas génesis, relacionadas con depósitos de ladera, rocas lodosas y unidades relacionadas al Batolito de Ibagué. El segmento vial afectado por la pérdida de soporte presenta las siguientes características:

- Sección transversal promedio 7.40m entre cunetas, con calzada bidireccional de 3.0m por carril.
- Cota promedio aproximada 800 msnm
- Localización K21+900; Latitud: 3°20'10.25"N; Longitud: - 75°36'38.32"E
- Municipio de Planadas.
- La media banca se encuentra ubicada a media ladera con una diferencia de nivel de 50 a 60m, respecto del nivel base del río Atá.
- Alineamiento de la vía SE-NW

2.1 ANTECEDENTES

Teniendo en cuenta lo observado en campo en recorridos realizados en el tramo vial y sobrevuelos con dron, se puede caracterizar el sitio como un sector con pobres o inexistentes condiciones de drenaje de las corrientes que vienen en sentido E-W atravesando la vía existente y flujos de escorrentía erráticos que promueven la degradación de hombro de la vía, ocasionando la movilización superficial de los depósitos de ladera.

Estas condiciones son características en la vía que conduce del municipio Ataco – Planadas en la cual se exhibe una fuerte problemática a lo largo de todo el corredor en cuanto a la influencia de las condiciones de drenaje que repercuten en las condiciones de estabilidad, las cuales se ven representadas en un número importante de procesos de inestabilidad, relacionados mayoritariamente por problemas de erosión y movilización de depósitos de ladera que promueven condiciones irregulares de tránsito en la carretera.

Dicho lo anterior se procede a enunciar las problemáticas de los sitios cercanos al sector del K21+900:

- En el sector K21+100 conocido como El Cóndor la dinámica fluvial establece un factor fundamental en la inestabilidad del sitio y la detonación de los eventos de pérdida de banca y flujo de detritos debido a que compone una zona de erosión o socavación lateral sobre las rocas del talud externo de la vía. Dicho proceso de socavación mencionado ha llevado al desconfinamiento de la estructura vial que no contaba con protección marginal ante la dinámica fluvial; estas condiciones sumadas a la sobresaturación de los suelos y depósitos del sector, la acelerada meteorización y erosión de las arcillolitas conllevaron a la generación de un movimiento de remoción en masa tipo rotacional generando un flujo de detritos en dirección hacia el río.
- Para el sector K22+200 – K22+400 conocido como Los Medios se observa un proceso de inestabilidad en el talud externo correspondiente a un deslizamiento rotacional que afecta la vía por pérdida de banca debido a que la corona del escarpe se limita sobre cerca de 1/3 de la vía. También se puede ver una alcantarilla no funcional cuyo cabezote se ha desprendido y desplazado hacia el talud externo alrededor de 3 metros de su posición original. Este proceso involucra un depósito cuaternario producto del material desplazado conformado por roca in situ de la Formación Gualanday Medio y el suelo residual del sector. Además, se observan grietas, encharcamientos y nacimientos de agua en el talud externo sobre la masa desplazada. A través de las perforaciones que se realizaron en el sector, la visita de campo y las fotografías tomadas a partir de sobrevuelos con dron se delimitó la zona de movimiento y material desplazado que originó la afectación de la vía. Asimismo, se observa la generación de un escarpe secundario ladera abajo dentro del movimiento original y de mayor magnitud. Esto es indicativo de que el movimiento, aunque es lento, también es contrastante y sigue activo.

3 CONTEXTO GEOLÓGICO

El área se encuentra geográficamente en el flanco oriental de la Cordillera Central de Colombia, al sur del municipio de Ataco, dentro de la plancha 301 “Planadas” del Servicio

Geológico Colombiano. Esta plancha se encuentra en escala 1:100.000 y se ha utilizado para definir el marco geológico. El insumo fundamental para la delimitación del marco geológico regional corresponde a la extensión de las unidades geológicas, así como a la presencia de fallas geológicas regionales, que en definitiva son las que determinan las características geológicas particulares del área donde se localiza el punto crítico.

Litológicamente las rocas ígneas intrusivas del Batolito de Ibagué cubren más de un 80% de la plancha donde forman relieves abruptos, de pendientes fuertes, que han sido suavizados por la profunda meteorización ocasionada por la combinación de tectónica y clima. Al oriente del área, hay presencia de rocas sedimentarias blandas, que facilitan el socavamiento por parte de los ríos, formando cañones profundos y estrechos con altas pendientes.

A continuación, se describe las unidades geológicas encontradas en el marco regional, de la más antigua a la más reciente, la nomenclatura usada corresponde a la de la Plancha 301 - Planadas.

- **Formación Saldaña (JRs):** La Formación Saldaña está constituida por rocas piroclásticas y sedimentarias, flujos de lava y algunos cuerpos porfíricos hipoabisales; Posterior a que (Geyer, 1973) propone el nombre de Formación Salitre, (Cediell, Mojica, & Macía, 1980) redefinen la unidad bajo el nombre de Formación Saldaña y proponen como localidad tipo los afloramientos observados a lo largo del río Saldaña, en la carretera Ataco-Planadas (Departamento del Tolima), donde se levanta la sección tipo de la unidad y se determinan sus relaciones con las unidades adyacentes (INGEOMINAS, 2002).

El reporte de improntas de vertebrados del Liasico (Jurásico temprano) en (Mojica & Macía, 1982, 1987) permite ubicar la Formación Saldaña en el lapso comprendido entre el Triásico tardío y el Jurásico temprano, pudiendo alcanzar hasta el Jurásico Medio.

- **Batolito de Ibagué (Jgdi):** El Batolito de Ibagué aflora a lo largo del flanco oriental de la Cordillera Central y conforma una franja continua desde un poco al norte de Armero, en el norte del departamento del Tolima, hasta el sur de La Plata, en el Departamento del Huila; (Nuñez, 1999) afirma que el Batolito del Páez, Macizo de La Plata – La Topa y el Plutón Granitoide de La Plata corresponden a la extensión sur del Batolito. Según (Nuñez, 1999), el Batolito es un cuerpo intrusivo de composición variada que va desde cuarzodiorita hasta granito; la roca más común es holocristalina fanerítica con tamaño de cristales medio a grueso. Está constituida por cuarzo vítreo de color gris, feldespatos blancos grises, ocasionalmente rosado, en el caso de los potásicos, hornblenda verde oscura y biotita parda a negra.

Las relaciones estratigráficas del Batolito de Ibagué indican que el Plutón se emplazó después del Triásico y antes del Aptiano – Albiano, tiempo que corresponde al lapso Jurásico (Nuñez, 1999). Esta afirmación ha sido confirmada por varias dataciones isotópicas que indican el rango entre 131 y 151Ma aproximadamente que corresponde al lapso Jurásico medio – tardío a Cretácico temprano.

- **Formación Guaduas (TKg):** Su posición estratigráfica y su carácter litológico llevaron a Hubach (1957) a darle el nombre de Formación Guaduas a la unidad arcillosa

expuesta en la plancha 301 – Planadas, al oeste del río Atá. La naturaleza de las rocas que conforman la unidad da lugar a una morfología suave, observándose depresiones que resaltan entre unidades litológicas recientes. La formación consta en un 90% de arcillolitas rojas y violáceas, ocasionalmente amarillentas y grises, con delgadas intercalaciones de limolitas. La estratificación es pobre, lo que sumado con la ausencia de buenas exposiciones y a la tectónica del área, no permite establecer una sucesión estratigráfica detallada y menos aún determinar su espesor.

La formación se considera como perteneciente al lapso Maastrichtiano – Paleoceno, edad que es comúnmente aceptada. La unidad representa la transición marina a continental de finales del Cretáceo e inicios del Terciario, en el valle superior del río Magdalena.

- **Grupo Gualanday (Tmg):** El Grupo Gualanday es unidad geológica netamente sedimentaria localizada en los alrededores de la población de Gualanday; Raasveldt (1956) divide la unidad en tres miembros informales; Téllez & Navas (1962) proponen su localidad tipo sobre la carretera Gualanday-Chicoral que sigue el canal de irrigación en la margen derecha del río Coello; van Houten & Travis (1968) lo suben a la categoría de grupo y sus divisiones a formaciones.

La unidad inferior (Formación Gualanday Inferior - Tgmi) consta de capas medias a gruesas de arenitas de cuarzo con intercalaciones de arcillolitas.

La unidad intermedia (Formación Gualanday Medio - Tgmm) La unidad está constituida en un 80% por arcillolitas rojizas, existen algunos niveles de areniscas arcillosas y conglomerados de grano fino, comúnmente rellenos de canal. La estratificación no es bien definida. Se observan cambios de facies, de extensión variable.

Finalmente, la unidad superior (Formación Gualanday Superior - Tgms) se encuentra conformada por conglomerados gruesos (gravas a cantos), clastosoportados, con cantos redondeados de cuarzo, chert, rocas ígneas y metamórficas, que alcanzan cerca de 10-15 cm de diámetro, dentro de una matriz de arena gruesa.



Figura 3. Planta aérea del sector
Fuente: Google Earth

El análisis geomorfológico y morfodinámico se basa principalmente en la topografía de la zona de estudio. Para ello se definieron las unidades geomorfológicas presentes en toda la zona abarcada por la Plancha geológica 301 Planadas definida por el Servicio Geológico Colombiano. Para ello se consultó además la memoria explicativa del mapa geomorfológico de la zona, la cual se mencionó previamente. Adicionalmente, se consulta la literatura para correlacionar los resultados del análisis realizado con otros estudios ejecutados en la misma zona. La topografía de la zona de estudio fue obtenida de los estudios realizados en campo.

De esta forma, con ayuda de la topografía se empieza a realizar una correlación de información para finalmente obtener el mapa de geomorfología de la zona junto con su respectiva morfodinámica. Las zonas erosivas, depósitos aluviales y coluviales, etc., son algunas de las zonas más importantes a identificar. De igual forma, la identificación de zonas inestables da indicios de la morfodinámica de la zona tales como reptaciones, erosiones concentradas, terracetas, entre otras.



Figura 4 corte geológico en la zona de influencia del proyecto – plancha 301 Planadas Esc 1:100.000

El área asociada al sector K21+900 se localiza en la plancha 301 Planadas, definida por el Servicio Geológico Colombiano (SGC). La plancha cubre un área de 1960 km² que comprende el borde oriental de la Cordillera Central. Las unidades más importantes que afloran en cercanías a la zona de estudio son las rocas ígneas plutónicas del Batolito de Ibagué que representan un 75% aproximado del área; el restante corresponde a las formaciones sedimentarias y volcánicas con algunos cuerpos intrusivos, que abarcan desde el Triásico hasta el Reciente.

A continuación, se presenta el mapa geológico del sector a escala 1:10000 y la descripción de las principales unidades geológicas que afloran o componen el sector. Como se observa el sitio de estudio se encuentra en el contacto sobre rocas de la Formación Gualanday Medio (Tmgm) y el Batolito de Ibagué (Jgdi). Durante la visita de campo se caracterizaron y delimitaron las unidades geológicas y geomorfológicas presentes en el sector.

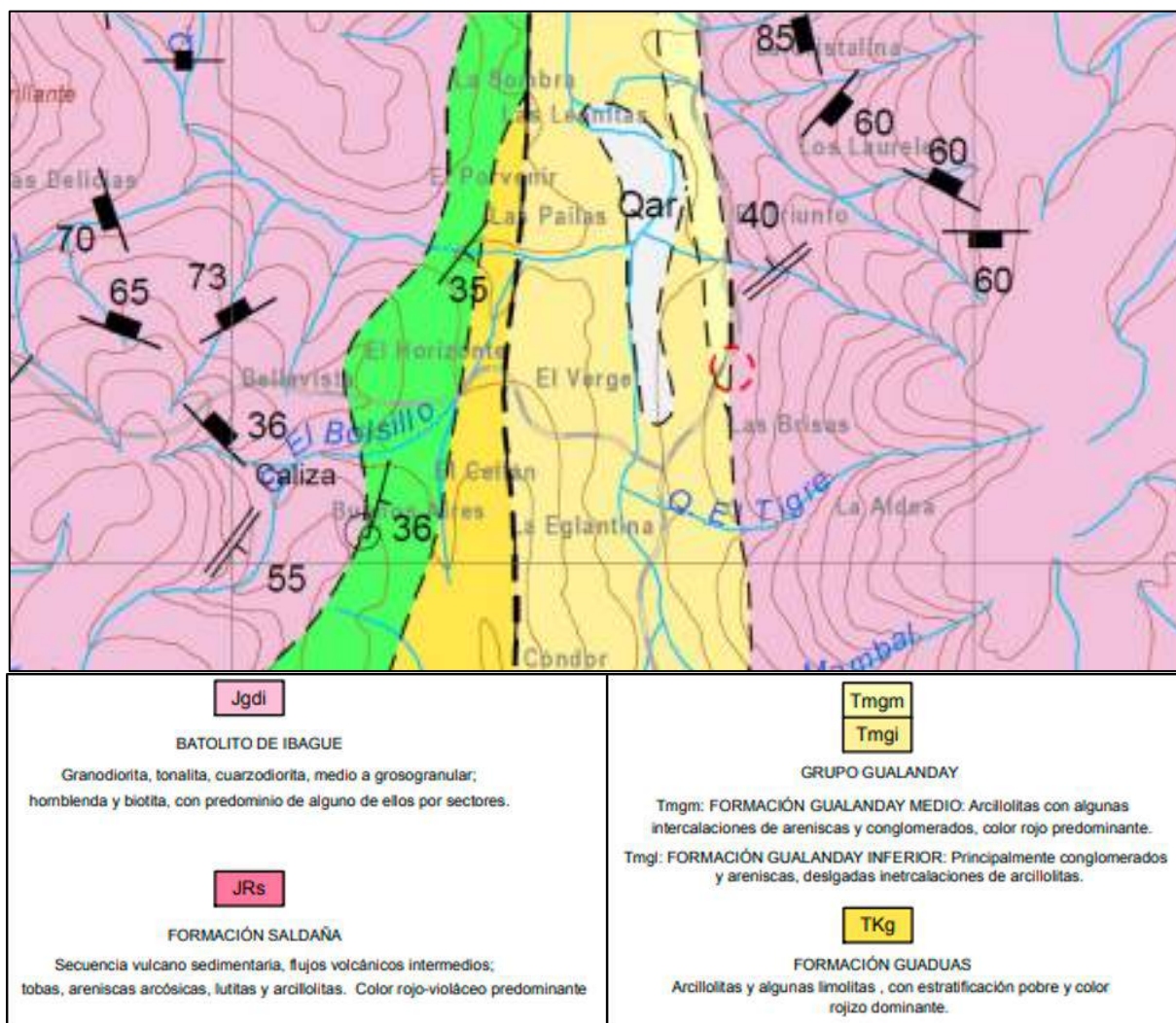


Figura 5 Cartografía geológica SGC – 1991 – ESC 1:100.000 Plancha 301 - Planadas

3.1 GEOLOGÍA LOCAL

De acuerdo a lo observado en la Figura 5 donde se localiza el sector K21+900 el cual está sobre una ladera de contrapendiente definida por la disposición (buzamiento y rumbo) de los estratos hacia el SW inclinados en contra de la pendiente del terreno. Se constituye por la interestratificación de rocas competentes y blandas de la Formación Gualanday Medio cubierta por suelos y depósitos coluviales de espesores variables y bajo grado de consolidación que pueden presentar flujos de tierra pequeños y deslizamientos eventualmente. Tal cual se muestra en la Figura 6 los materiales que predominan en los sondeos realizados, son arcillolitas con intercalaciones de areniscas por lo cual se confirma que el sector K21+900 hace parte de la Formación Gualanday Medio, sin embargo se aprecia un cambio de pendiente al oriente que indica la transición a unidades del Batolito de Ibagué.

Z (m)	S1	S2	S3
0,0	Arena limosa, grano medio	Limo arcilloso, consistencia media	Arena limosa
1,0		Arcilla consistencia dura	Arenisca consistencia media
2,0			
3,0	Arcillolita consistencia media	Arcillolita fracturada	Arenisca consistencia media
4,0			
5,0			
6,0			
7,0		Arenisca de grano medio	
8,0			
9,0			
10,0			
11,0			
12,0			
13,0	Arenisca de grano medio		
14,0			
15,0			
16,0			
17,0			
18,0			
19,0			
20,0			

Figura 6. Perfil estratigráfico campaña exploratoria K21+900

4 DIAGNOSTICO

Metodológicamente la visita de diagnóstico tuvo como objeto inspeccionar los rasgos morfológicos de la ladera con el fin de llegar a la caracterización del proceso de inestabilidad respecto de los agentes detonantes y condicionantes y determinar el grado de actividad.

De acuerdo con las visitas de reconocimiento y en la exploración del subsuelo efectuada, se considera que en el estado actual del sitio objeto de estudio se debe desarrollar una intervención importante siendo necesario diseñar las obras de protección que garanticen la estabilidad de la zona afectada, para esto fue necesario adelantar un análisis de tipo geológico, geotécnico e hidráulico, con el fin evaluar la condición de estabilidad general de la ladera.

En el talud interno del tramo en estudio se evidencia saturación de los materiales superficiales que conforman el perfil estratigráfico generando pérdida y degradación de las propiedades físicas y mecánicas de los mismos, esto debido a los drenajes que pasan a lo largo de la vía.



Localmente el sector K21+900 está sobre una ladera erosiva la cual se encuentra cubierta por suelos y depósitos coluviales de espesores variables y bajo grado de consolidación que pueden presentar flujos de tierra pequeños y, eventualmente, deslizamientos de tipo reptacional en el talud inferior de la banca. Se constituye por la interestratificación de rocas competentes, intermedias y blandas de la Formación Gualanday Medio, cubierta por suelos

de espesores variables y bajo grado de consolidación que pueden presentar flujos de tierra pequeños y deslizamientos eventualmente.

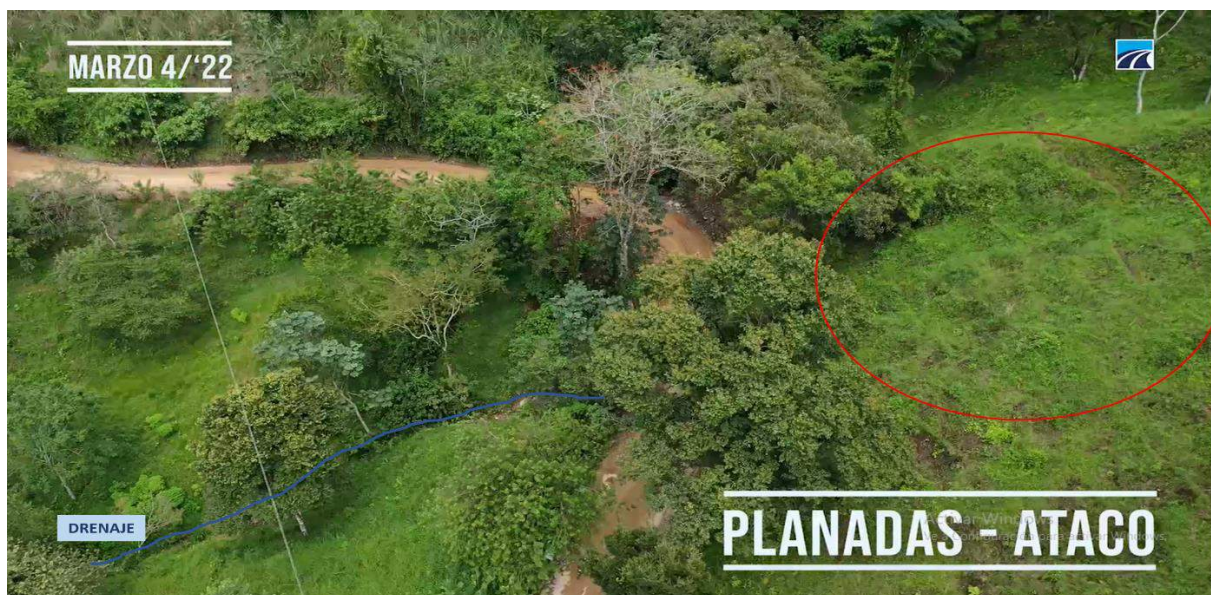
Se presentan procesos de reptación de la capa superficial que conforma el talud inferior de la vía, como consecuencia del desplazamiento del suelo del estrato superior sobre los materiales de las capas más rígidas, de forma muy lenta y en el cual no se visualizan superficies de falla definidas. Esta condición tiene como factor detonante de fondo la impermeabilidad de las arcillolitas, material que subyace al depósito coluvial superficial, situación que promueve la acumulación de humedad proveniente de los drenajes que atraviesan la vía en sentido E-W.

La frecuencia y susceptibilidad de estos movimientos son acelerados por la saturación del material en la parte alta de la ladera, en este caso, algunas quebradas que provienen del E saturan el material causando la movilización hacia el W y posteriormente afectando la vía.



Adicionalmente, se tiene en cuenta en el diagnóstico de la zona inestable las malas condiciones de recolección y conducción de los cuerpos de agua que atraviesan la vía, pues no cuenta con un sistema de drenaje que se ajuste a las condiciones hídricas que se requieren para mantener la estabilidad de los materiales coluviales que se caracterizan por ser suelos con textura arcillosa que promueven y facilitan la acumulación de agua y contribuyen a los deslizamientos superficiales del talud inferior.

La ausencia de obras transversales de recolección hidráulica promueve la inestabilidad del talud inferior ya que degrada superficialmente el terreno, saturando los materiales. Cabe resaltar que se tiene una quebrada muy cercana a la zona, hacia el W del talud externo y cuya acción también causa socavación lateral de la ladera, lo cual lo hace un factor detonante en la inestabilidad del talud inferior pues las obras existentes para la recolección del flujo de agua procedentes de los drenajes que atraviesan la vía no cuentan con la capacidad hidráulica suficiente y son constantemente colmatadas y sobrepasan los niveles de saturación que se presentan actualmente.



El material que compone los depósitos coluviales es de grano fino, tipo arcilla, no consolidado y altamente saturado. Su origen está en la meteorización química y física de las rocas de la Formación Gualanday Medio. A lo largo del sector se puede observar este material saturado con un movimiento aparentemente lento pendiente a bajo y algunas fuentes de agua que transcurren directamente sobre la vía.



Se visualizan leves hundimientos contra la vía, expuestos en patrón de medialuna

5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El sitio inestable K21+900 presenta un riesgo de falla superficial en mecanismos de entre 2m y 4m ante un desgaste erosivo y un proceso de reptación de las capas de suelo en contacto con estratos inferiores de mayor capacidad, en consecuencia del diagnóstico conceptual se procede a definir las verificaciones numéricas correspondientes.

5.1 CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

El Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-14) en su numeral 3.10, clasifica el área de estudio dentro de una **zona de amenaza sísmica alta**, para los que espera un coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva (**PGA¹**) igual a **0.25g**, respecto del coeficiente de aceleración espectral para periodos cortos **S_s:0.50g** correspondiente a la zona 5 y un coeficiente de aceleración espectral para periodos intermedios **S₁:0.25g** correspondiente a la zona 5, coeficientes determinados para una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años y un amortiguamiento crítico del 5%.

De la misma forma el numeral 3.10 del CCDSP-14, indica los criterios para la determinación del coeficiente sísmico para la estimación de los efectos de sitio para estructuras que por sus características no requieren de un estudio de respuesta particular de los efectos de sitio: Partiendo de esta información y en razón de la presencia de depósitos de suelo espesos, se clasifica el **perfil de suelo Tipo C**, al cual le corresponde un coeficiente de amplificación (**F_{pga}, F_a**) de 1.15 y 1.20 respectivamente, (**F_v**) igual a 1.55.

De acuerdo al procedimiento indicado en la tabla C.3.10.3.1-1 para la clasificación del tipo de perfil de suelo, recomendado para definir los efectos de sitio se establece un perfil de suelo tipo C, en consideración al criterio de velocidad de onda de corte.

- Respecto de la aceleración en superficie se tiene lo siguiente:
 $A_s = PGA \cdot F_{PGA} \cdot I = 0.25g \cdot 1.15 \cdot 1.0 = 0.2875g$
- Respecto del coeficiente sísmico horizontal Kh se emplea el 80% de As, es decir 0.23g
- Respecto del coeficiente sísmico vertical Kv se emplea el 20% del Kh, es decir: 0.046g

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_i}} = \frac{30}{\frac{6}{398} + \frac{24}{842}} = 688 \text{ m/s}$$

5.2 MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Con base en los resultados del plan de reconocimiento de campo y la información de referencia geológica, se obtuvieron los siguientes modelos de comportamiento y distribución lito-estratigráfica en profundidad (ver **Tabla 1**).

¹ Zona número 5

Tabla 1 Descripción de unidades del perfil geológico geotécnico

Nivel	Profundidad (m)	Descriptor	Caracterización
A	0,0 – 2,0/4.0 ²	Qco – Depósitos aluviales, coluviales y/o antrópicos	Depósito de gravas y arenas de arrastre aluvial matriz soportado, con cantos de entre 0.30m y 0.50m, composición 0%Grava - 30%Arena a 10%G – 60A%, plasticidad nula y medianamente denso; Vp: 370m/s – 600m/s; W : 7,5 – 19,5%; LL : 32 – 70; LP : 15 – 22.
B	2,0/4,0 - 16,0/20,0	Tmgm - Secuencia sedimentaria - Arcillolita	Compuesto por secuencias sedimentarias de arcillolitas con degradación moderada relacionada con intemperismo y ciclos de humedecimiento y secado, se presentan en secuencia estructural. Las Arcillolitas de tonalidades rojizas caracterizadas como rocas blandas a moderadamente duras, dispuestas en paquetes métricos, el grado de fracturamiento es moderado, exhibe superficies rugosas. GSI 40 – 55; γ_t : 21 – 37 KN/m; Vp : 1577 m/s; W : 3,0 – 17,35; LL : 20 – 30; LP : 6 -15.
B	1,0/4,0 - 16,0/24,0	Tmgm – Secuencia sedimentaria - Arenisca	Compuesto por secuencias sedimentarias de arenisca friables con degradación moderada a fuerte, en secuencia estructural. Las areniscas caracterizadas como rocas muy blandas, dispuestas en paquetes métricos, el grado de fracturamiento es moderado, exhibe superficies rugosas. GSI 30 – 40; γ_t :19 - 23KN/m; Vp : 1577 m/s.

5.3 NIVEL FREÁTICO

Si bien no se reportaron niveles freáticos en las actividades de exploración, se considera que partiendo de las características de los procesos de inestabilidad registrados asociados de la saturación de las unidades superficiales se considera el efecto del agua como es indicado en la sección ANÁLISIS GEOTECNICO.

5.4 CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN

Partiendo de los rasgos geológicos y morfológicos indicados en el numeral del contexto geológico y diagnóstico, partiendo de la base que se requiere corroborar los contrastes de impedancia de los materiales presentes, se plantea el desarrollo de una campaña de exploración indirecta, mediante el empleo de sondeos y una línea de refracción sísmica como se indica en la Tabla 2 y Figura 7.

Tabla 2 Localización campaña de exploración

ID	Latitud	Longitud
LRS4	3°20'11.28"N	-75°36'36.73"E
S1	3°20'10.5"N	-75°36'20"E
S2	3°20'15"N	-75°36'36.2"E

² Medido en escarpes adyacentes

ID	Latitud	Longitud
S3	3°20'10.8"N	-75°36'37"E



Figura 7 Localización campaña de exploración

5.4.1 Geofísica

Para obtener un perfil sísmico por refracción se instala, en línea recta, un tendido de 24 geófonos espaciados 4 mts entre sí hasta alcanzar 100 mts de longitud; estos geófonos están conectados a un sismógrafo de alta precisión que se encarga de recibir, almacenar y geo referenciar la información del sitio de exploración.

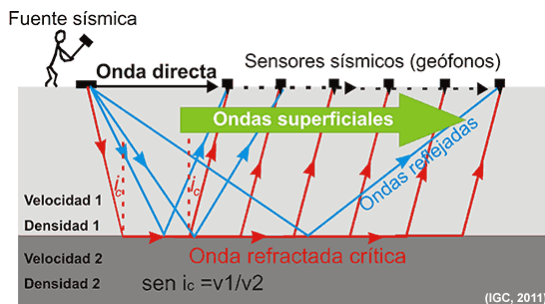


Figura 8. Esquema de adquisición de datos sísmicos y de los principales tipos de ondas según sus características de propagación

Para la obtención definitiva de los datos se realiza una serie de 4 impactos en cinco sectores del tendido:

- Al inicio del mismo próximo al geófono 1
- Entre los geófonos 6 y 7
- Entre los geófonos 12 y 13
- Entre los geófonos 18 y 19
- Al extremo final próximo al geófono 24

De esta manera, los impactos aplicados en cada uno de los sitios antes mencionados permiten reunir información “saturada” que se emplea estadísticamente para obtener una sola lectura con una significativa probabilidad de precisión.

Para la obtención definitiva de los datos se realizan una serie de impactos en tres sectores del tendido: Al inicio del mismo (próximo al geófono 1, en la mitad del tendido (entre los geófono 12 y 13) y al final del tendido, próximo al geófono 24. De tal manera, los impactos aplicados en cada uno de los sitios antes mencionados permiten reunir información “saturada” que se emplea para obtener una sola lectura con elevada probabilidad de precisión.

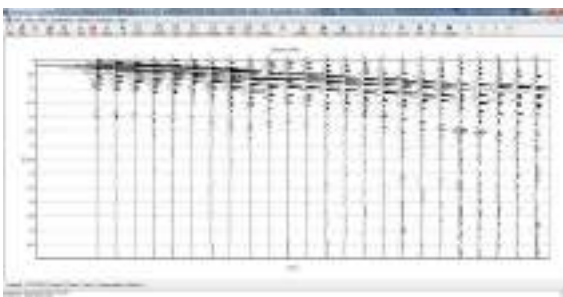


Figura 12. Ejemplo de impacto en sector geófono 1 (inicio del tendido)



Figura 13. Ejemplo de impacto en sector geófonos 12 y 13 (mitad del tendido)

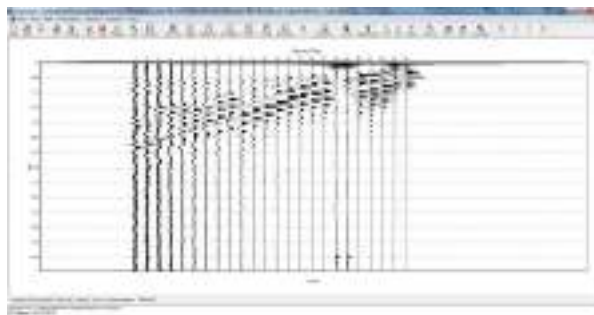


Figura 14. Ejemplo de impacto en sector geófono 24 (final del tendido)



Planta de localización línea sísmica



Localización línea de refracción sísmica 4.

Figura 9 Localización línea sísmica

Una vez realizados los impactos y verificados los resultados en campo, se lleva a cabo el procesamiento e interpretación de la información mediante el empleo de software especializado. Estas herramientas informáticas permiten realizar los cálculos, las curvas de dispersión y todo a una serie de operaciones que arrojan como resultado gráficos en color que identifican cada material con la velocidad de onda correspondiente. Las ondas sísmicas que atraviesan un terreno pueden ser: Longitudinales o de compresión, Transversales o de cizallamiento y Superficiales.

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno depende de sus características de deformabilidad. En la hipótesis de suponer un comportamiento elástico para el terreno, la velocidad de las ondas longitudinales y transversales es función del módulo elástico y del coeficiente de Poisson (ambos dinámicos), por lo que con ambas expresiones pueden obtenerse dichos parámetros. Las ondas longitudinales (Ondas P) son más rápidas que las transversales (Ondas S), lo que dificulta la detección de estas últimas en campo.

El método sísmico de refracción se basa, tanto en el hecho de la diferencia de velocidad de la onda sísmica en los distintos terrenos, como en que las ondas al cruzar la frontera entre dos tipos de terreno distinto sufren refracción, (al igual que sucede con las ondas de luz), cambiando su dirección en un ángulo cuyo valor depende de la relación entre las velocidades de onda de cada terreno. A pesar de existir un amplio espectro de velocidades relacionadas con materiales puros en condiciones de laboratorio para arcillas, arenas, calizas, granitos, etc., los entes de investigación y parametrización internacional han procesado infinidad de datos provenientes de todo el mundo para establecer una escala bastante aproximada de las velocidades de propagación de onda en los materiales del subsuelo de acuerdo con su solidez, tal y como se puede apreciar en la Tabla 3, correspondiente recomendación del IBC (International Building Code) de 2006 para las ondas S u ondas de corte (compatible con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente)

Tabla 3 Clasificación sísmica de suelos IBC 2006

Tipo	V_{S30} (m/s)	Descripción
A	>1500	Roca Dura
B	760 – 1500	Roca
C	360 – 760	Roca Blanda y Suelo muy denso
D	180 – 360	Suelo rígido
E	<180	Suelo Blando
F	Suelos especiales (licuables, colapsables, arcillas muy plásticas, suelos orgánicos)	

Con el fin de contrastar las condiciones obtenidas en el plan de exploración directa se ordenó la realización de una línea sísmica en la localización que se indican en la Figura 9 el tendido ejecutado comprendió la caracterización del espesor de los depósitos a lo largo del hombro de la vía y verificar la variación longitudinal del contacto del mecanismo con el material parental.

Como se muestra en la Figura 10 se identifica un contraste de impedancia entre los 5m y 10m, caracterizando el primer estrato con una velocidad de onda de compresión al V_p de 98,56 m/s a 745,2 m/s (azul) que corresponde a materiales de rigidez media y subyaciendo a este materiales con V_p de 1577 m/s en promedio (morado) que indican la presencia de materiales como rocas blandas a moderadamente duras, a partir de la anterior información, se realizan la estimación de las velocidades de onda de corte mediante el empleo de correlaciones de medio elástico.

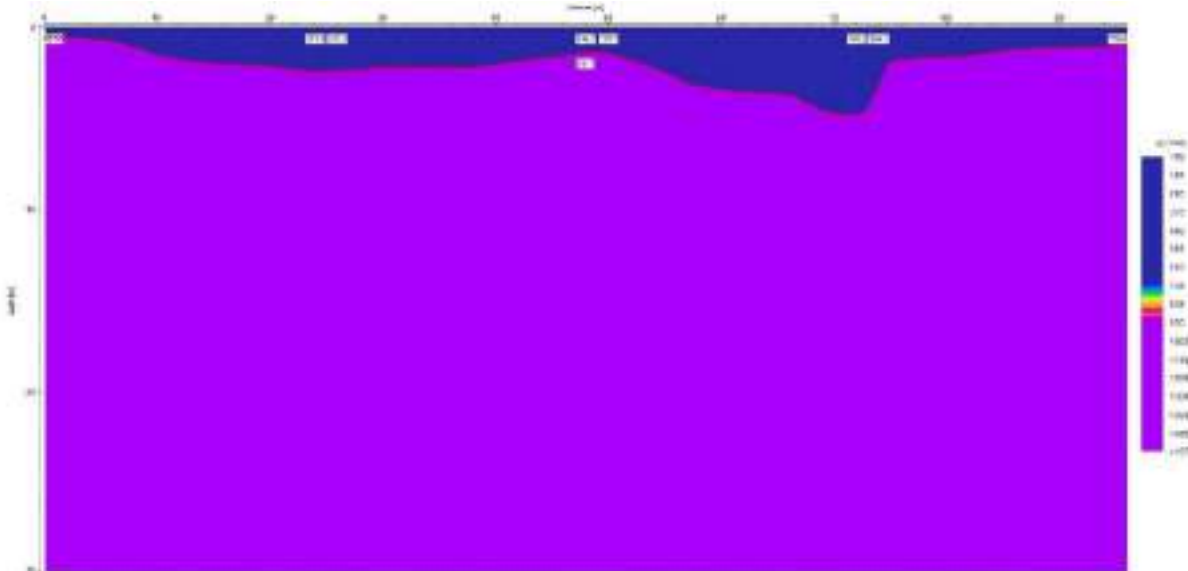


Figura 10 línea de refracción sísmica 4 – Costado Planadas

5.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

Todas las muestras obtenidas durante la etapa de exploración fueron identificadas visualmente, rotuladas y empacadas cuidadosamente para su posterior envío al laboratorio y sobre un número representativo de ellas llevar a cabo ensayos tendientes a conocer su comportamiento geomecánico. Las pruebas de laboratorio que se ejecutaron son:

- **Clasificación**

La clasificación de los materiales encontrados se realizó mediante los límites de Atterberg y la composición granulométrica de los materiales muestreados.

- **Condiciones In situ**

El contenido de humedad y la densidad de los materiales en el sitio del proyecto, se establecieron mediante los ensayos de humedad natural y peso unitario.

Estas pruebas junto con las de clasificación, permiten establecer una primera aproximación del comportamiento mecánico de los materiales encontrados.

- **Resistencia al corte**

Los parámetros de diseño fueron seleccionados empleando diferentes metodologías de análisis, como lo son las correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar, y entre las cuales se pueden mencionar a De Mello (1971), Muromachi (1974), Peck (1974), Meyerhof (1956), teniendo en cuenta que fueron calibradas con la formulación propuesta por

el Japan Road Bureau (JRB) al constituir una de las formulaciones más conservadoras para la determinación del ángulo de fricción.

Adicionalmente se adelantó el ensayo de penetración estándar (SPT) y se correlacionó con parámetros de resistencia no drenados con el fin de calibrar y verificar los parámetros derivados de los ensayos de laboratorio.

En las tablas a continuación se presenta el resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados.

Tabla 4. Resultados ensayos de laboratorio Sondeo 1

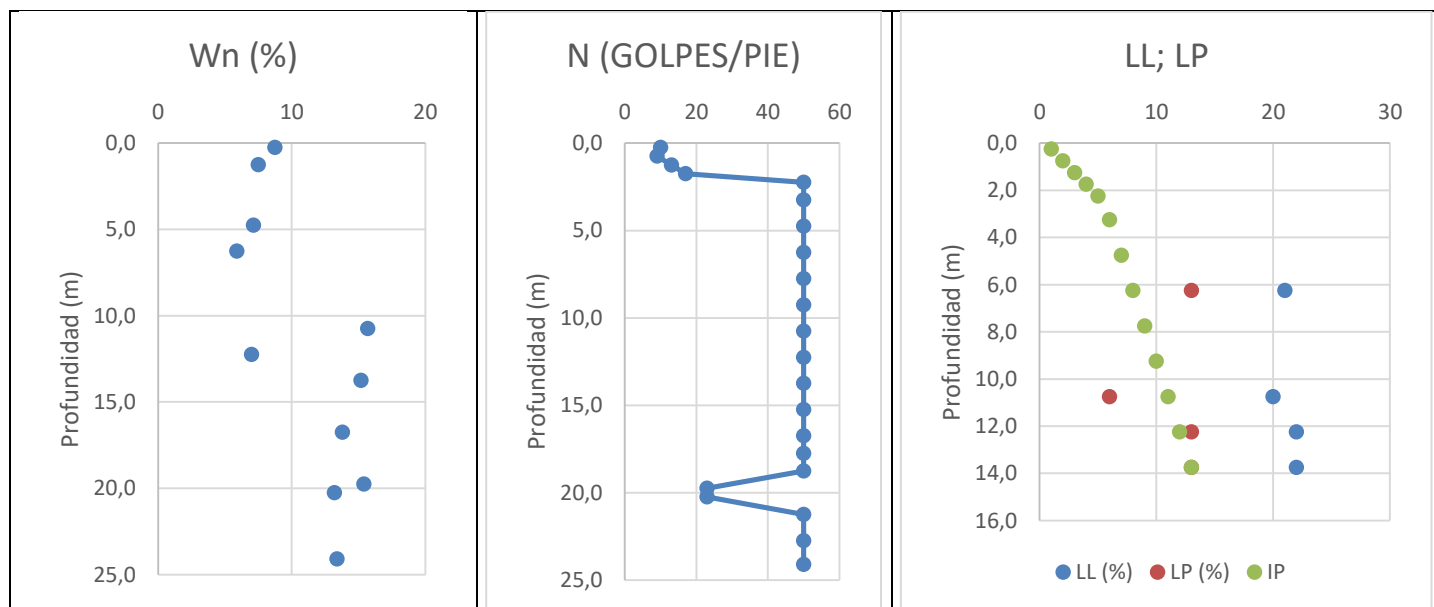


Tabla 5. Resultados ensayos de laboratorio Sondeo 2

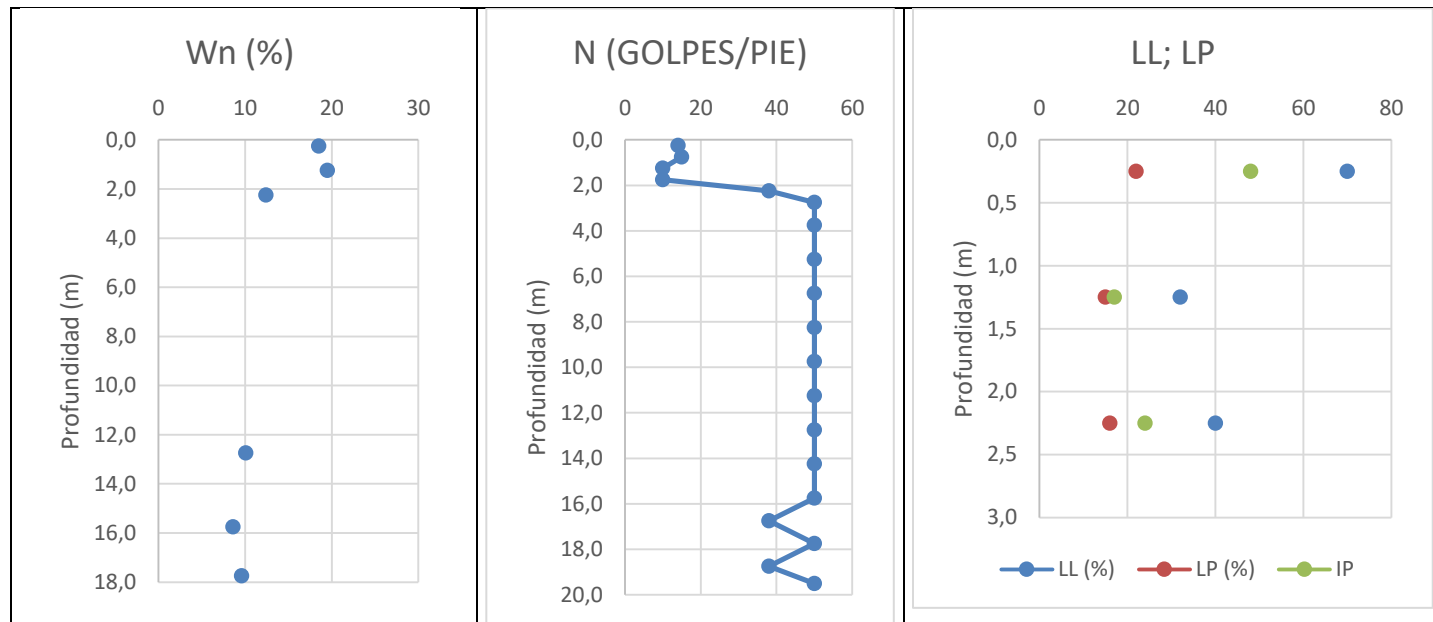


Tabla 6. Resultados ensayos de laboratorio Sondeo 3

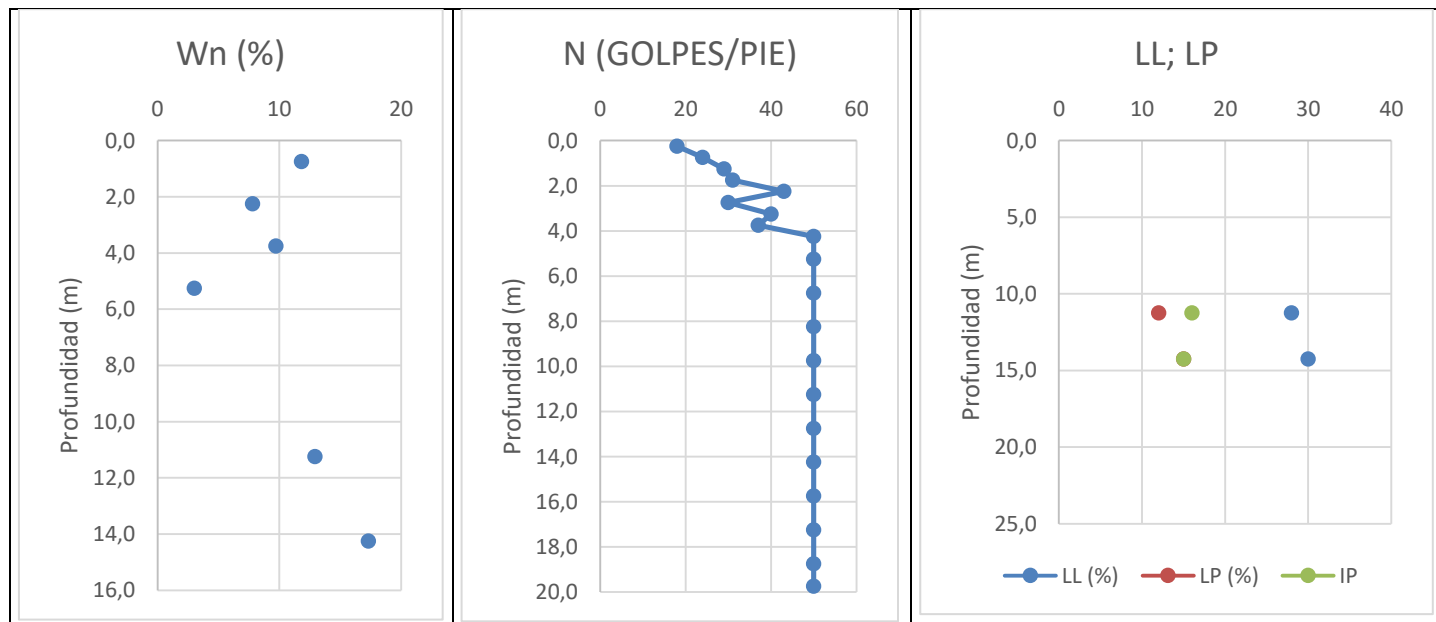


Tabla 7. Valores de pesos unitarios

Peso unitario KN/m ³			
Sondeo/Muestra	Profundidad	Densidad húmeda	Densidad seca
S01/M08	5,50 - 7,00	19,8	18,7
S01/M13	13,00 - 14,50	19,8	17,2
S02/M01	0,00 - 0,50	19,3	16,3
S02/M03	1,00 - 1,50	19,5	16,3
S02/M05	2,00 - 2,50	19,6	17,4
S02/M10	7,50 - 9,00	19,6	17,4
S03/M08	3,50 - 4,00	19,9	18,1
S03/M14	10,50 - 12,00	19,4	17,2
S03/M16	13,50 - 15,00	19,9	17,0

Tabla 8. Valores compresión simple en roca

Compresión simple en roca Kg/Cm ²			
Sondeo/Muestra	Profundidad	Qu	Cu
S01/M07	4,00 - 5,50	11,88	5,94
S02/M05	2,00 - 2,50	5,57	2,78
S02/M08	4,50 - 6,00	³ 40,85	20,43
S02/M11	9,00 - 10,50	23,1	11,55
S03/M13	9,00 - 10,50	3,59	1,79
S03/M16	13,50 - 15,00	2,43	1,22
S03/M18	16,5 - 18,00	2,61	1,3
S03/M20	19,50 - 20,00	2,65	1,33

5.6 PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Partiendo de la interpretación de la información disponible, se seleccionan los parámetros de diseño mediante referencias del proyecto y bibliográficas relacionadas con las litologías encontradas.

5.6.1 Referencias bibliográficas

Con base a las consideraciones geológicas y teniendo en cuenta el predominio de rocas continentales en el trazado de la vía se presentan a continuación cuatro criterios relacionados con rocas lodosas en virtud de los diferentes grados de alteración y parámetros de estado

³ Valor utilizado en la correlación de Hoek & Brown para el estrato Arcillolita

que faciliten la selección de parámetros de diseño para las estructuras requeridas en términos de las principales propiedades índice, en la Tabla 9 a la Tabla 11 se indica el rango de variación dichas propiedades físicas y geomecánicas.

En razón de lo anterior y partiendo de las condiciones probables esperadas en superficie se estima la presencia de materiales correspondientes a los grados II y III, del perfil de meteorización de Dearman (1974) y Deere & Patton (1971) correspondientes a rocas moderadamente meteorizadas.

Tabla 9 Clasificación de rocas ISRM – Rodríguez 2007

Clasificación	Descripción	σ_c - MPa
R0	Roca extremadamente blanda	0.25 – 1.0
R1	Roca muy blanda	1.0 – 5.0
R2	Roca blanda	5.0 – 25.0
R3	Roca moderadamente dura	25.0 – 50.0
R4	Roca dura	50.0 – 100.0

Tabla 10 Propiedades de rocas arcillosas con diferentes grados de alteración – Sadisun et al. 2000

Grado alteración	η	γ (Kg/m ³)	Is (Kg/cm ²)	C' (Kg/cm ²)	ϕ°
VI - Suelo residual	30.78 - 49.45	1.614 – 1.802	0.12 – 0.20	0.0474 – 0.1708	8.5 – 14.0
V - Completamente degradada	31.28 – 46.46	1.785 – 1.922	0.16 – 0.42	0.1224 – 0.2921	10.0 – 20.0
IV - Fuertemente degradada	17.94 – 32.66	1.868 – 2.172	0.38 – 0.94	0.2484 – 0.3485	18.5 – 26.0
III - Moderadamente degradada	12.88 – 20.08	1.904 – 2.307	0.85 – 1.36	0.3329 – 0.5141	20.0 – 32.0
II - Ligeramente degradada	8.51 – 17.94	2.195 – 2.379	1.02 – 1.83	0.3086 – 0.6330	27.0 – 32.5
I - Roca sana	3.69 – 9.66	2.322 – 2.714	1.72 – 2.66	0.5351 – 0.7612	30.5 – 42.0

Tabla 11 Clasificación y parámetros de resistencia al corte drenado en rocas lodosas (Czerewko y Cripps, 2006)

Material	LL%	LP%	IP	C' - KPa	ϕ°	ϕ_r°
Mudstone F – S Weathered	42	29	29	20 – 131	30.0 – 45.5	-
Mudstone M – H Weathered	39 - 49	30	30	15 – 30	21.0 – 30.0	12 - 14

F: Fresca; S: Ligeramente; M: Moderadamente; H: Altamente

5.6.2 Caracterización de unidades rocosas

Las unidades rocosas se caracterizaron de acuerdo con las consideraciones de la propuesta de Hoek & Brown 2002 que reconstruye la envolvente de resistencia a partir de parámetros de

curvatura y de resistencia sobre muestras inalteradas a saber de la resistencia a la compresión simple⁴ de los materiales y parámetros de curvatura relacionados con el origen, tipo de roca y estado de alteración, en razón de ello y de las pruebas de caracterización del estudio de la referencia, se desarrollaron los análisis indicados a continuación (ver Figura 11 y Figura 12).

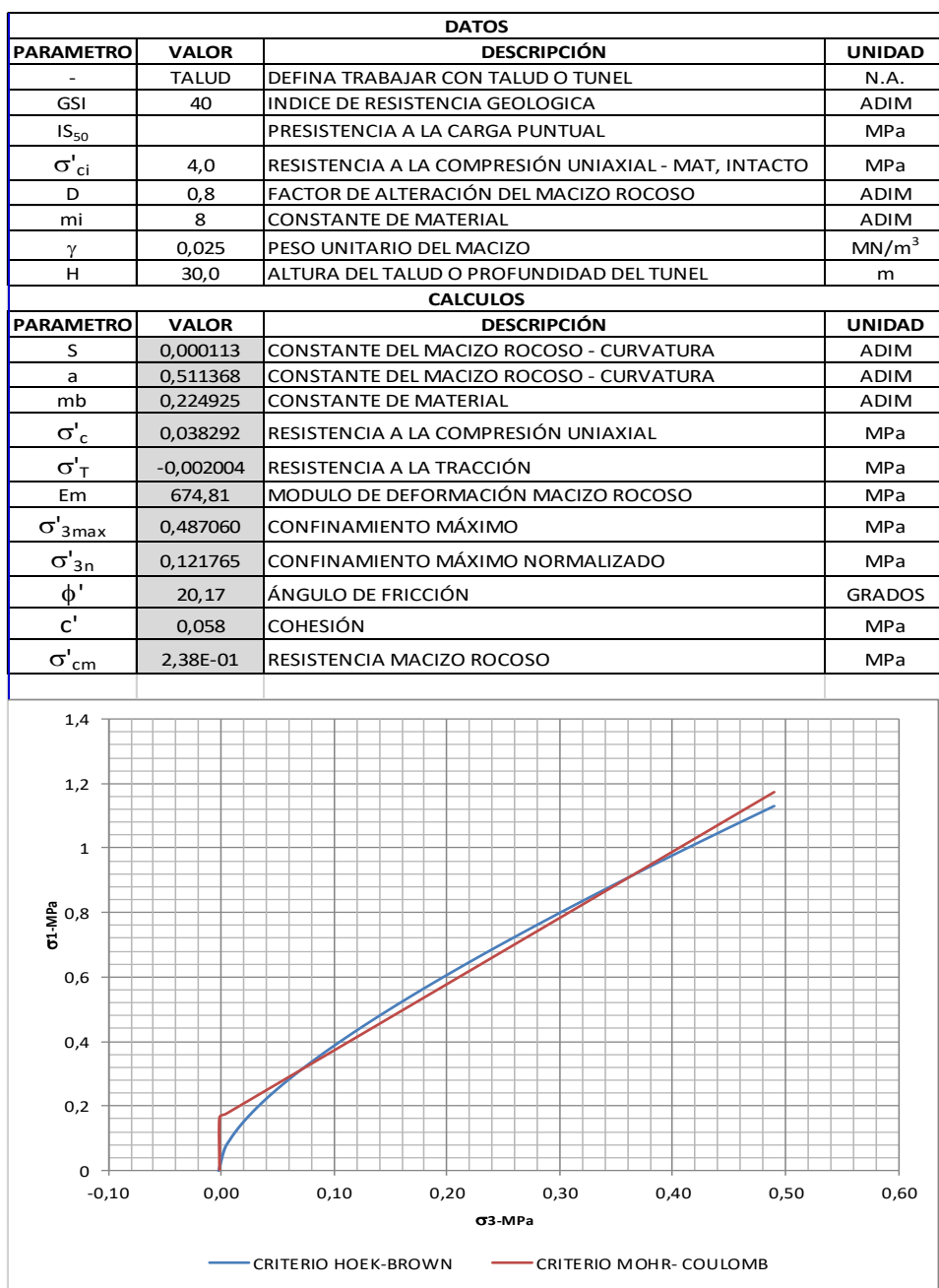


Figura 11. Análisis Hoek & Brown Arcillolita – Tmgm

⁴ Valores correlacionados de los ensayos de geofísica

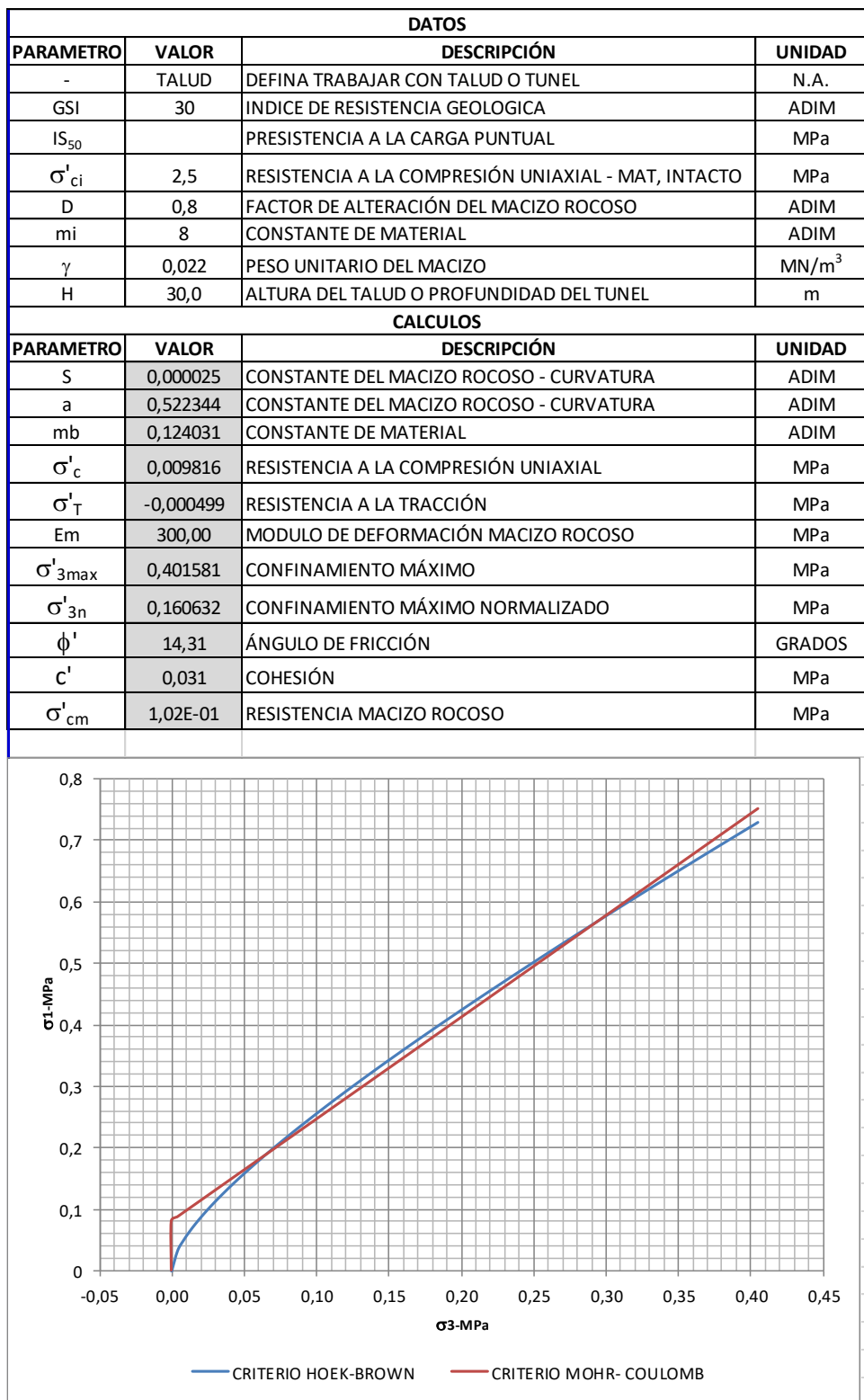


Figura 12. Análisis Hoek & Brown Arenisca – Tm gm

5.6.3 Caracterización de depósitos de ladera y/o antrópicos

Con el propósito de realizar una aproximación al orden de magnitud de los parámetros de resistencia de los depósitos de ladera y/o antrópicos, que se encuentran a la fecha en condición de inestabilidad y que fallaron ante deslizamientos del material superficial del talud inferior, se realiza una aproximación a los parámetros de resistencia mediante análisis de parámetros hallados por medio de ensayos de laboratorio y caracterización mediante la recolección de información de referencias bibliográficas y que se ajusten a las características de las muestras recolectadas en campo.

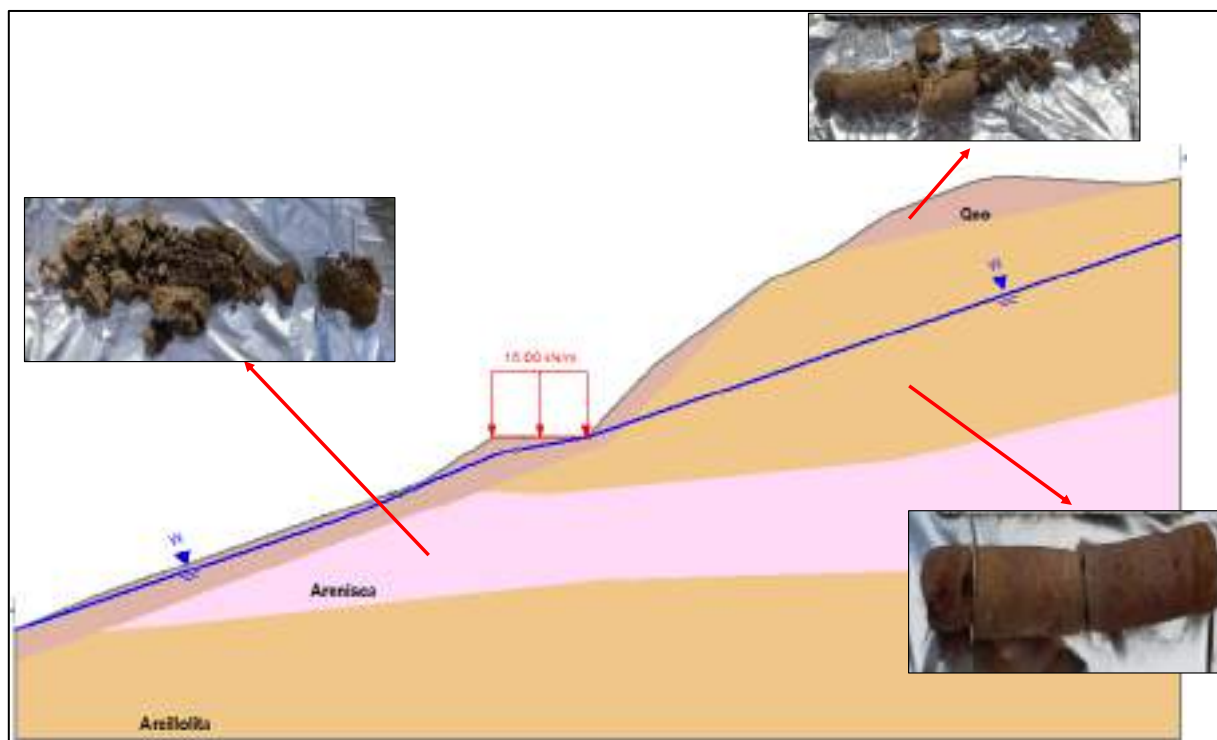


Figura 13. Análisis sección K21+810

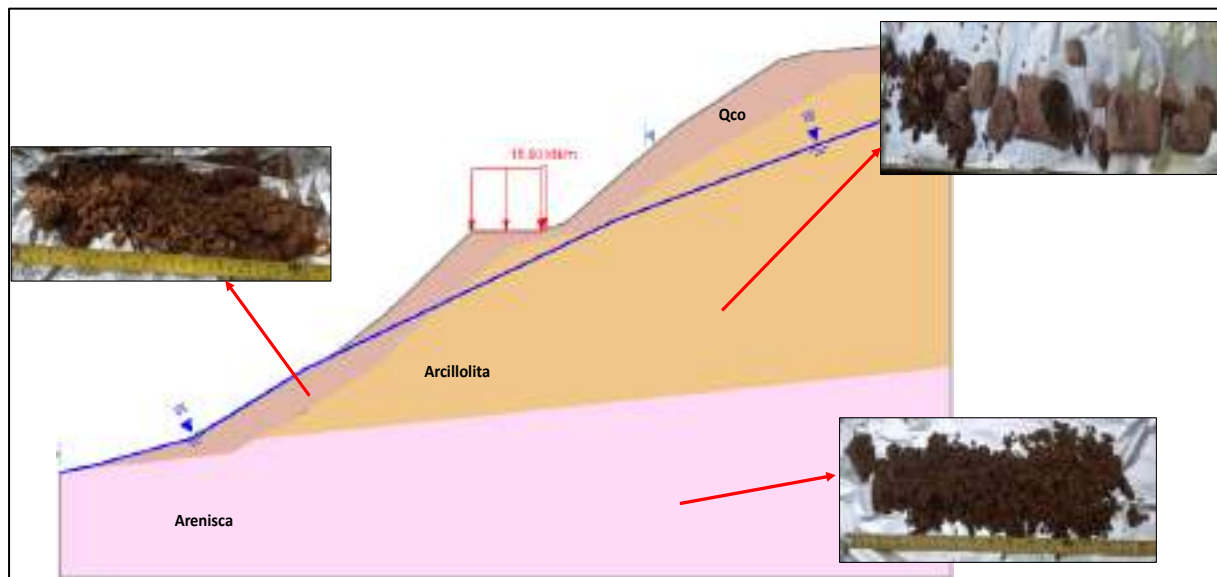


Figura 14. Análisis sección K21+890

Partiendo de las consideraciones anteriores se seleccionan los parámetros de diseño a emplear, teniendo en cuenta las características de alteración de las rocas presentes en el área de estudio y acotando la caracterización de parámetros de resistencia empleados en la zona. A continuación, se indica la selección de parámetros en la Tabla 12.

Tabla 12 Parámetros de resistencia modelo de estabilidad

Descriptor	Parámetro	Ensayos de laboratorio	Correlaciones HOEK-BROWN	Bibliografía y/o análisis retrospectivo	Diseño
Qco	C' (KPa)		N.A.	4.64 – 16.75	15,0
	ϕ°		N.A.	8.5 – 14.0	12,0
	γ (KN/m ³)	19,25	-	17.0 – 20,0	16,0
	Vp (m/s)	745,2	-	-	745,2
	Vs (m/s)	398,2	-	-	398,2
Tmgm Arcillolita	C' (KPa)	-	58,0	33,3 - 51,0	45,0
	ϕ°	-	20,17	20,0 – 32,0	33,0
	γ (KN/m ³)	19,0 – 37,0	25,0	19.04 - 23.79	25,0
	Vp (m/s) ⁵	1577	-	-	1577
	Vs (m/s) ⁶	842,9	-	-	842,9
	ν	-	0.30	-	0,3
	E (MPa)	-	674,81	-	674,81
	σ_{ci} (MPa)	4,0		1,0 – 5,0	4,0
	GSI		40		40
	D		0,8		0,8
	mi		8		8
	mb		0,225		0,225
	s		1,13E-04		1,13E-04
	a		0,511		0,511

⁵ se obtiene como el promedio aritmético entre los depósitos y niveles de frescos de roca

⁶ Obtenido por correlaciones elásticas

Descriptor	Parámetro	Ensayos de laboratorio	Correlaciones HOEK-BROWN	Bibliografía y/o análisis retrospectivo	Diseño
Tmgm Areniscas friables	C' (KPa)	-	41,0	24,3 – 34,8	32,0
	ϕ°	-	17.85	18,0 – 31,0	30,0
	γ (KN/m ³)	19,0	22,0	18,6 – 21,7	22,0
	Vp (m/s)	1577	-	-	1577
	Vs (m/s)	842,9	-	-	842,9
	E (MPa)	-	300,0	-	300,0
	σ_{ci} (MPa)	-	-	1,0 – 5,0	2,5
	GSI	-	30	-	30
	D	-	0,8	-	0,8
	mi	-	8	-	8
	mb	-	0,124	-	0,124
	s	-	2,50E-05	-	2,50E-05
	a	-	0,522	-	0,522

5.7 ANÁLISIS GEOTECNICO

5.7.1 Análisis de estabilidad general

Para la valoración de estabilidad en la geometría de conformación propuesta se empleó el método analítico de equilibrio límite, con modelos constitutivos tipo Mohr-Coulomb, verificando mecanismos de falla para los métodos de cálculo Bishop simplificado, GLE/Morgenstern – Price y Spencer. Implementados en el software de análisis Slide V5.0.

Las condiciones de estabilidad son verificadas a la altura de los sectores K21+810 y K21+890, se distingue en ambas secciones en talud superior la pendiente estructural que contrasta topográficamente con una zona plana indicativa del cauce del río Atá y sus correspondientes depósitos aluviales.

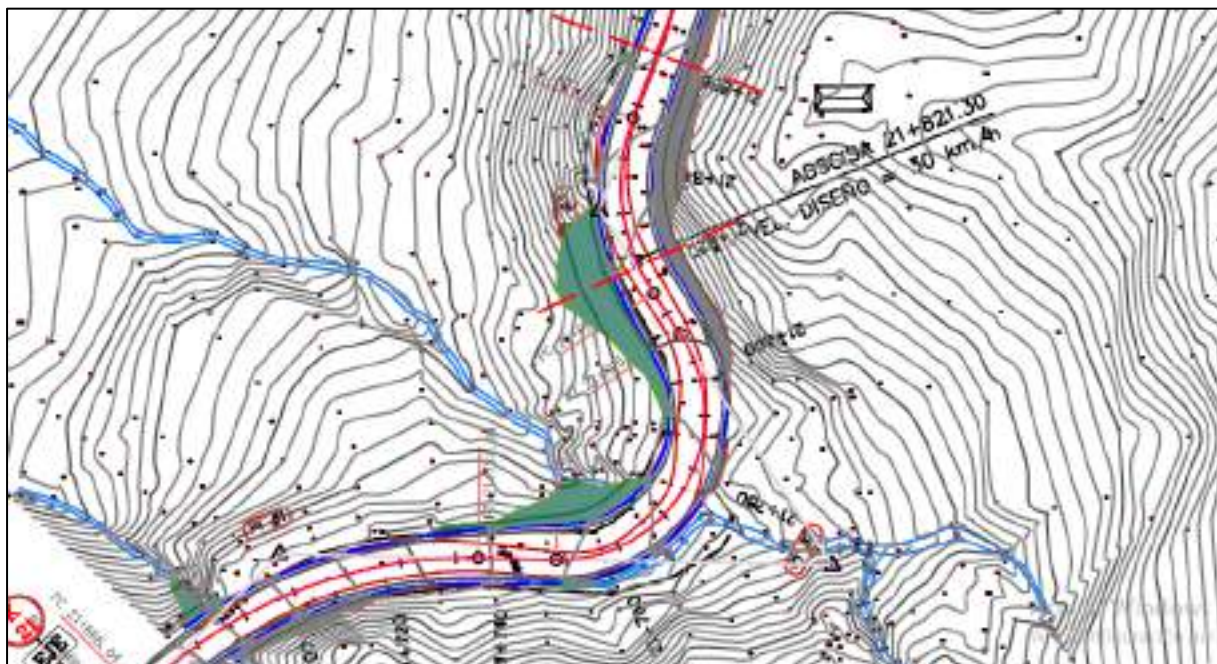


Figura 15 Localización en planta de secciones de análisis

Considerando que se presenta desconfinamiento de material superficial en el talud inferior del sitio denominado K21+900 del corredor vial Ataco - Planadas, se requiere de una obra de contención que permita dar soporte y reconforme la calzada en la zona. Se propone una estructura que permita confinar el sector y aporte estabilidad general en el sitio, la solución proyectada se encuentra ubicada entre las abscisas K21+730 – K21+980, con una longitud aproximada de 250.0 m.

Teniendo en cuenta la situación de los deslizamientos superficiales se toman dos secciones de análisis a lo largo del corredor afectado las cuales son el K21+810 y K21+890. En las cuales se realiza el análisis de las condiciones iniciales como se observa en la Figura 16 a la Figura 19, y posteriormente con la implantación de las obras necesarias para garantizar la estabilidad del tramo vial.

A continuación se presentan las figuras en las cuales se caracteriza la condición de falla actual del talud inferior del corredor vial Ataco – Planadas en el sector K21+900 donde se observa que el proceso de desconfinamiento corresponde a un deslizamiento superficial del estrato menos denso sobre los estratos más competentes.

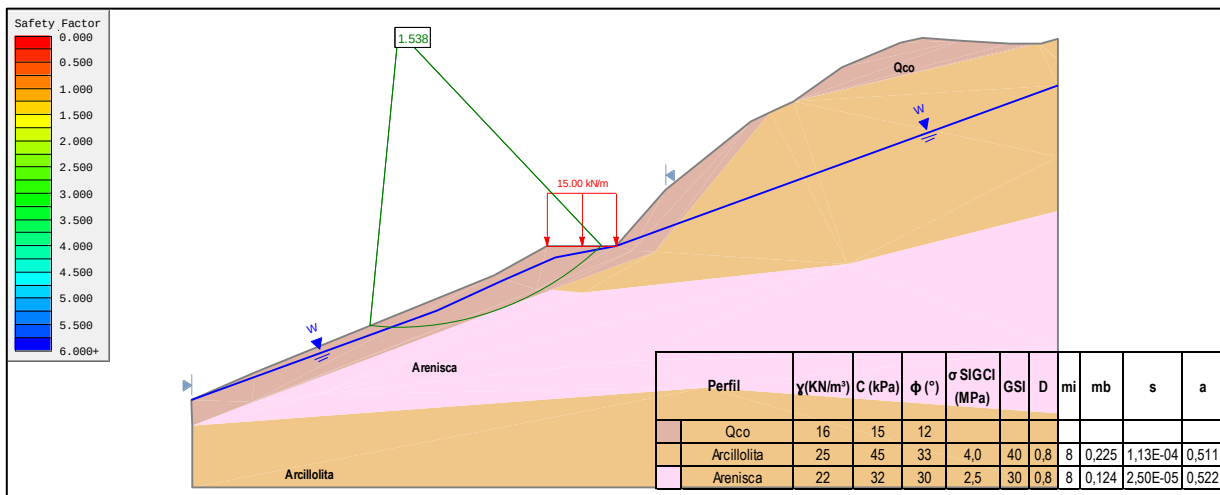


Figura 16. Sección de análisis estática K21+810 – Condición inicial

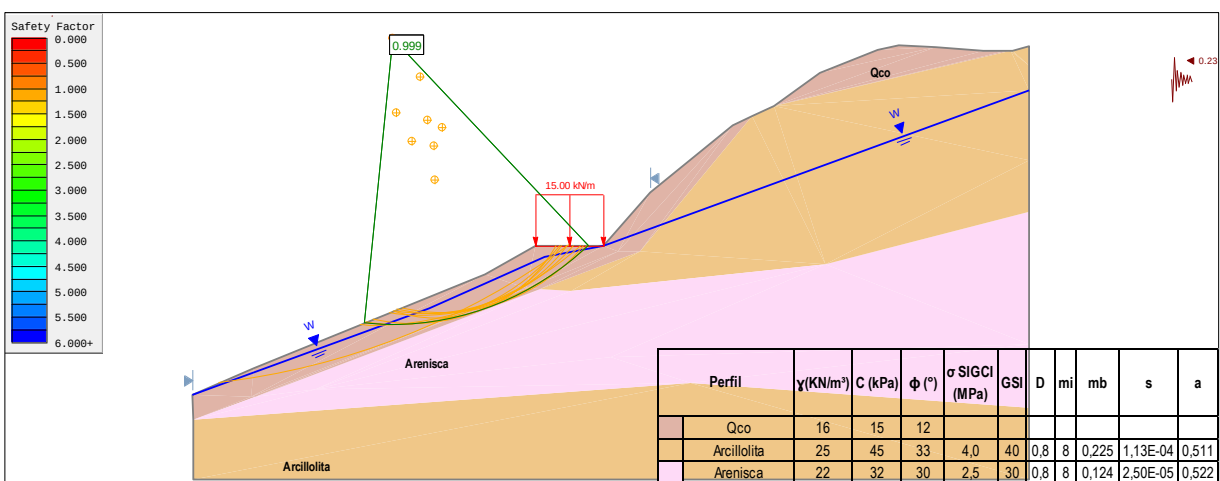


Figura 17 Sección de análisis pseudoestática K21+810 – Condición inicial

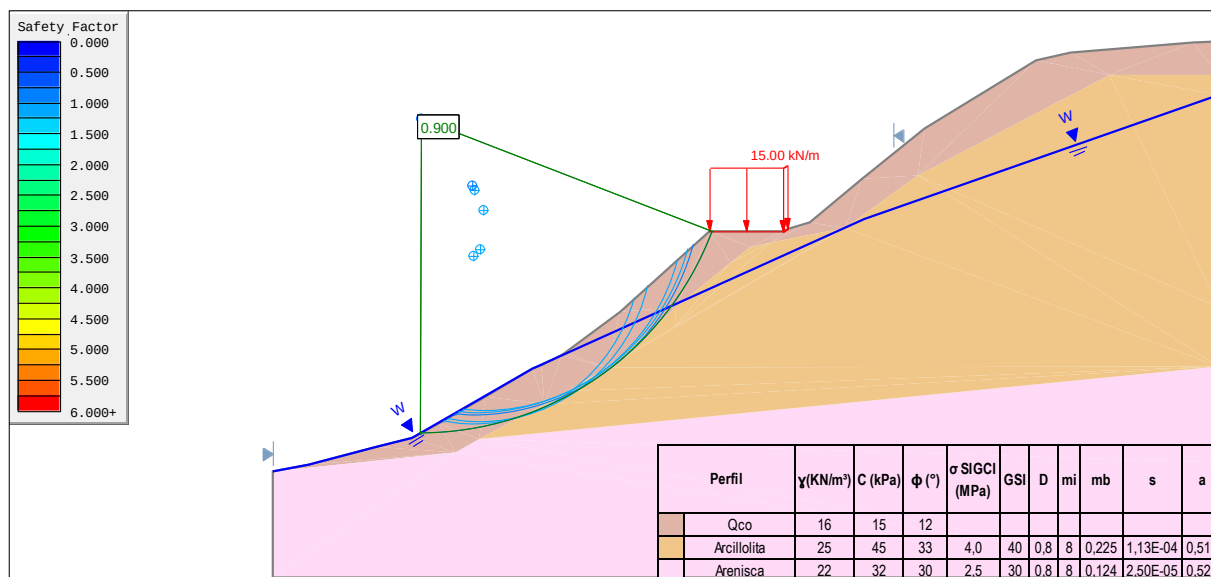


Figura 18 Sección de análisis estático K21+890 – Condición inicial

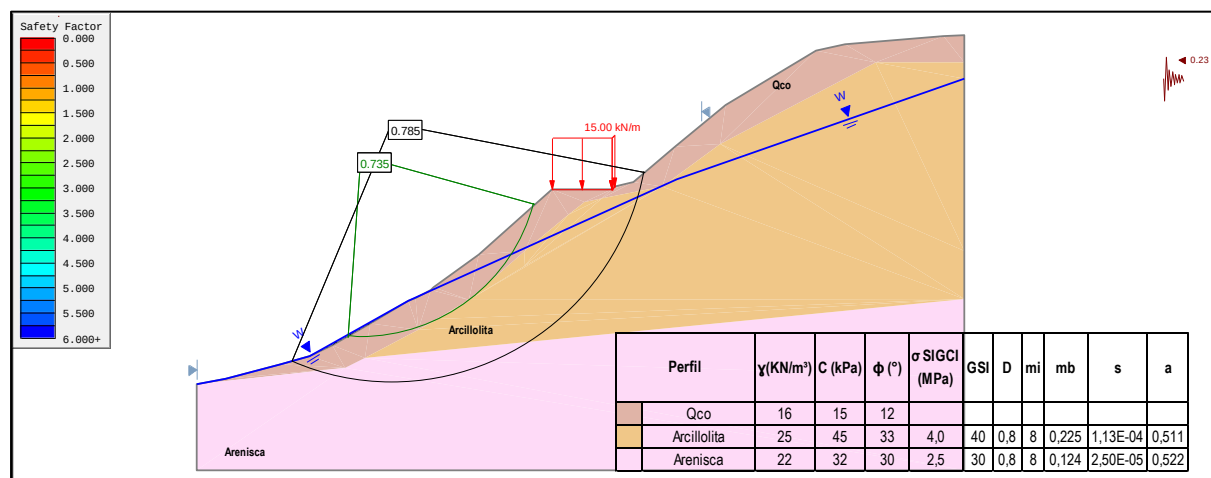


Figura 19. Sección de análisis pseudoestático K21+890 – Condición inicial

Teniendo en cuenta el análisis realizado en la Figura 16 a la Figura 19, anteriormente presentadas, se propone la inclusión de una estructura de contención, la cual se divide en dos secciones teniendo en cuenta la estratificación hallada en las perforaciones, las cuales consisten en:

Tabla 13. Dimensionamiento obras de contención

SECCIÓN K21+730 – K21+855			SECCIÓN K21+855 – K21+910		
DIMENSIÓN	VALOR	UND	DIMENSIÓN	VALOR	UND
Altura (H)	4,0	m	Altura (H)	4,0	m
Base (B)	2,1	m	Base (B)	2,1	m

SECCIÓN K21+730 – K21+855			SECCIÓN K21+855 – K21+910		
DIMENSIÓN	VALOR	UND	DIMENSIÓN	VALOR	UND
Espesor muro (w)	0,40	m	Espesor muro (w)	0,40	m
Pata externa (LS)	0,85	m	Pata externa (LS)	0,85	m
Pata interna (RS)	0,85	m	Pata interna (RS)	0,85	m
Espesor cimentación (t)	1,0	m	Espesor cimentación (t)	1,0	m
Longitud pilote	4,0	m	Longitud pilote	8,0	m
Diámetro pilote	0,6	m	Diámetro pilote	0,6	m
Separación pilote	1,5	m	Separación pilote	1,5	m

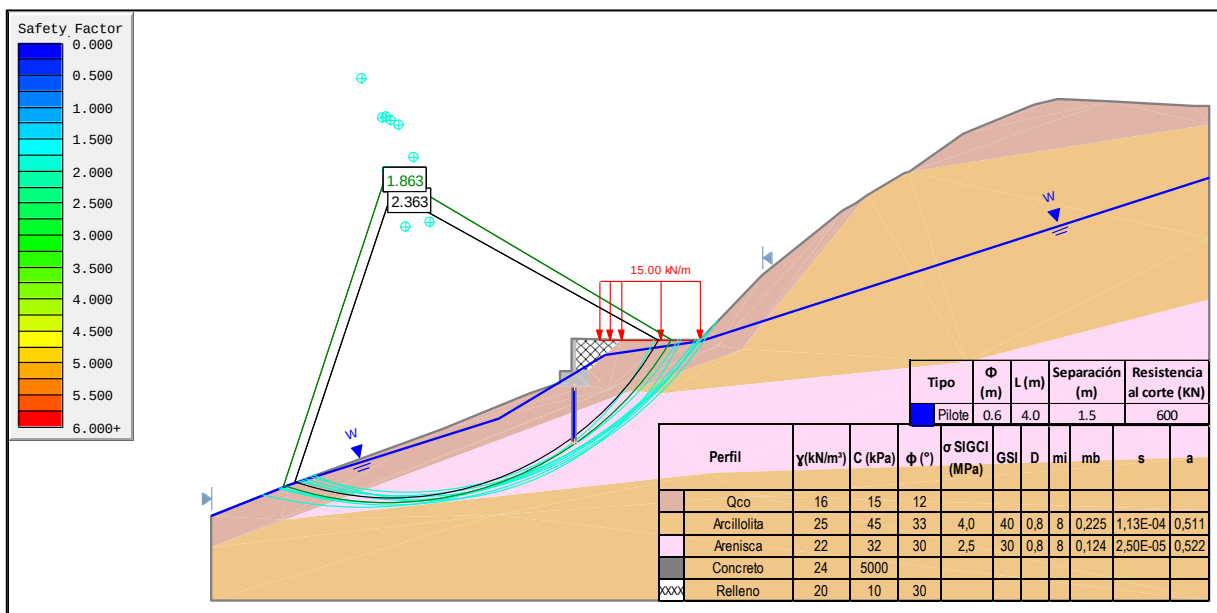


Figura 20. Implantación muro K21+810 - Condición estática

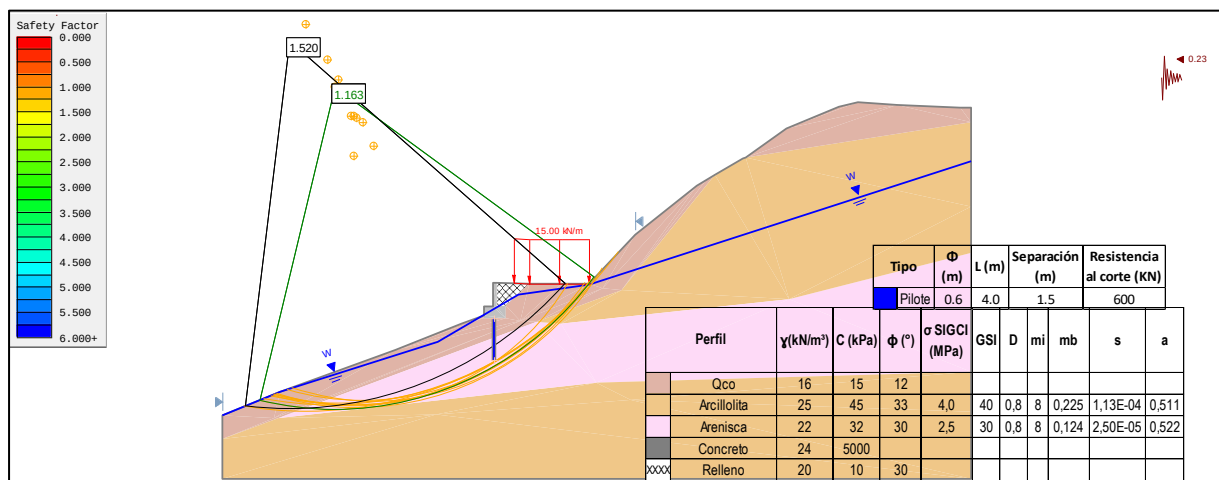


Figura 21. Implantación muro K21+810 - Condición pseudoestática

A su vez se realiza el análisis de las secciones en condición de corte temporal, para determinar las condiciones de estabilidad en la etapa constructiva del proyecto.

En las Figura 22 y Figura 23 se observa que realizando taludes 0,5H:1,0V (63°) se cumple con las condiciones de estabilidad requeridas.

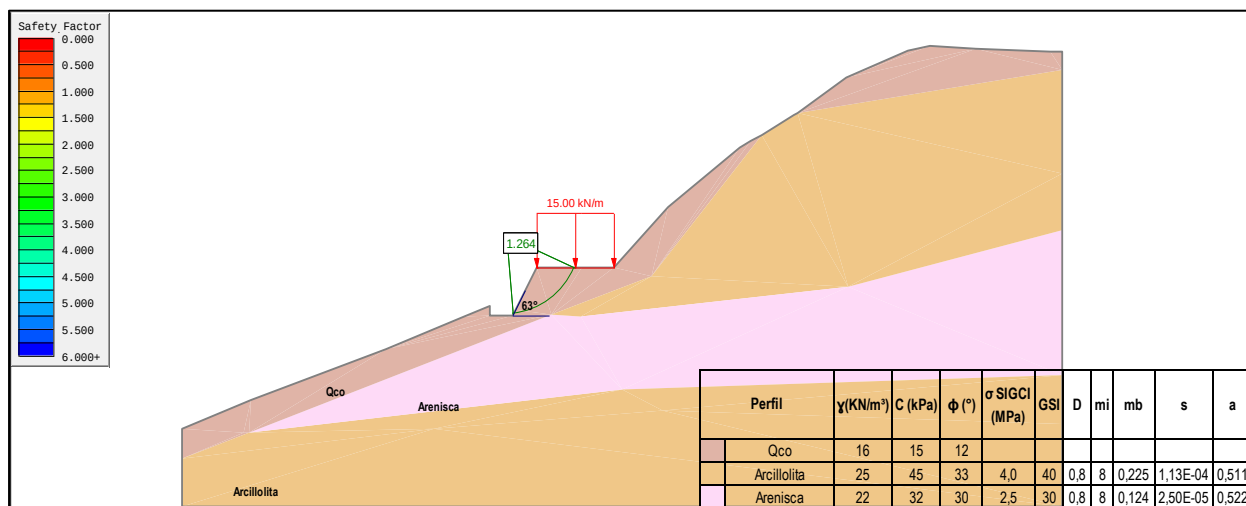


Figura 22. Análisis corte temporal en condición estática K21+810

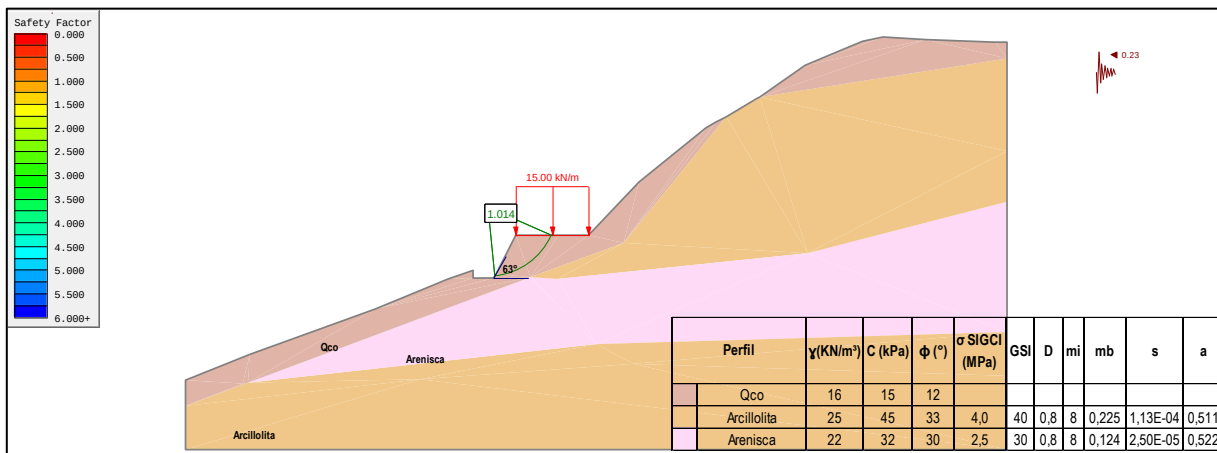


Figura 23. Análisis corte temporal en condición pseudoestática K21+810

Tabla 14. Resumen factores de seguridad K21+810

ESTADO	CONDICIÓN ESTÁTICA		CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA	
	F. LOCAL	F. GLOBAL	F. LOCAL	F. GLOBAL
INICIAL	1,538	-	0,999	-
PROCESO CONSTRUCTIVO	1,264	-	1,014	-
OBRAS	2,363	1,863	1,520	1,163

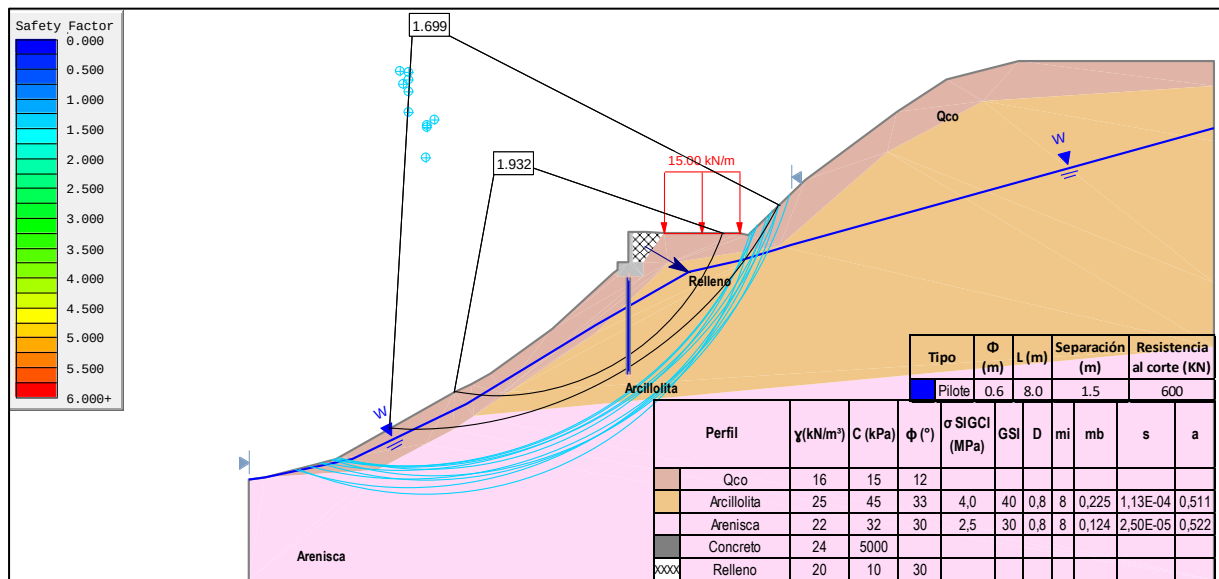


Figura 24. Implantación muro K21+890 - Condición estática

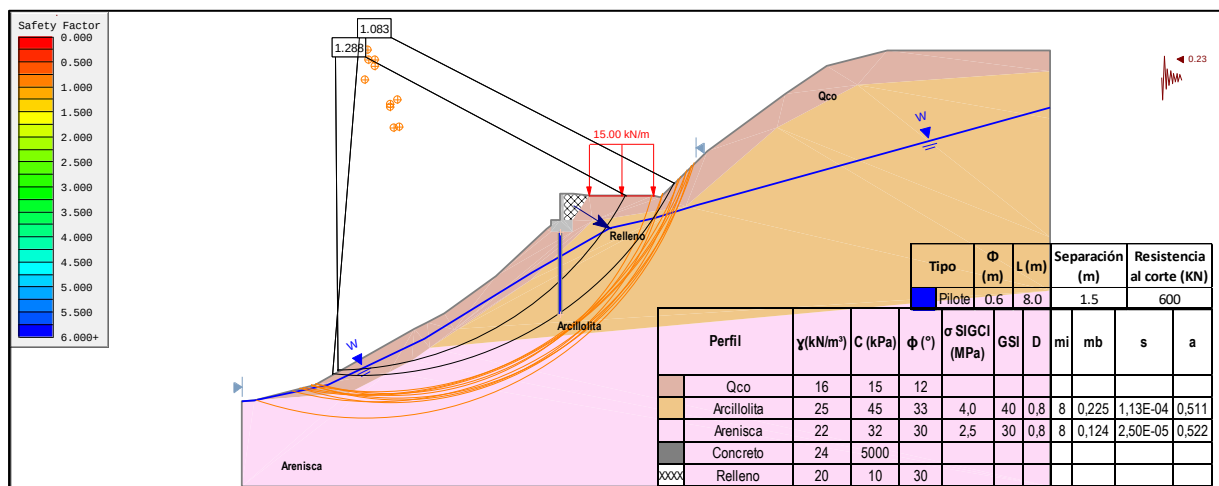


Figura 25. Implantación muro K21+890 - Condición pseudoestática

A su vez se realiza el análisis de las secciones en condición de corte temporal, para determinar las condiciones de estabilidad en la etapa constructiva del proyecto.

En las Figura 26 y Figura 27 se observa que realizando taludes 0,5H:1,0V (63°) se cumple con las condiciones de estabilidad requeridas.

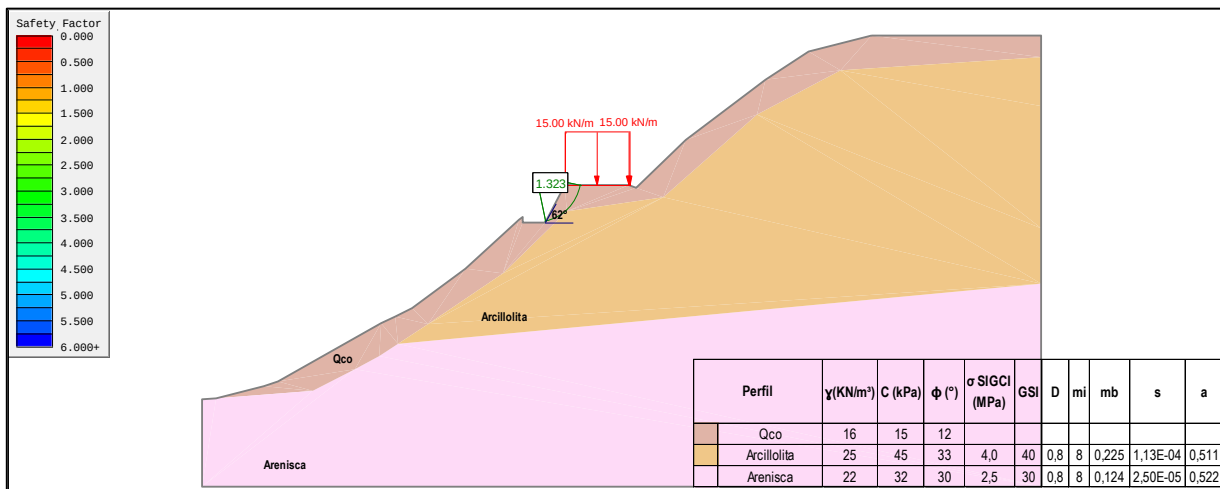


Figura 26. Análisis corte temporal en condición estática K21+890

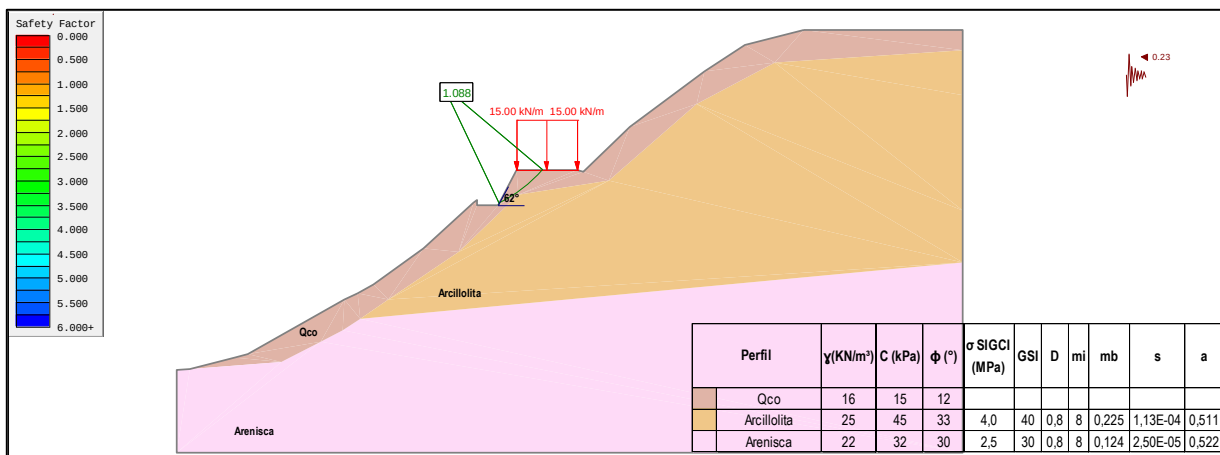


Figura 27. Análisis corte temporal en condición pseudoestática K21+890

Tabla 15. Resumen factores de seguridad K21+890

ESTADO	CONDICIÓN ESTÁTICA		CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA	
	F. LOCAL	F. GLOBAL	F. LOCAL	F. GLOBAL
INICIAL	0,900	-	0,735	0,785
PROCESO CONSTRUCTIVO	1,323	-	1,088	-
OBRAS	1,932	1,699	1,288	1,083

5.7.2 Capacidad axial

El modelo matemático empleado para la obtención de la capacidad de carga corresponde a un planteamiento semiempírico para pilotes cargados axialmente, para el cual se desarrolla el cálculo de la capacidad última individual de pilotes por cada una de sus componentes (punta y fuste) entendiendo que este es un proceso no acoplado con las deformaciones, de manera tal que la presunción de asumir la suma de cada una de estas componentes obedece al pleno conocimiento del comportamiento de los materiales en función de la capacidad de movilización de resistencia al corte, en el entendido que las condiciones de contorno tales como fundaciones con aproximación materiales de alta rigidez en la punta controlan cinemáticamente el desplazamiento de los elementos de transferencia, reduciendo o anulando el aporte por fricción, caso contrario en pilotes flotantes. Finalmente, al producto de las componentes de resistencia por fuste y punta, es descontada la diferencia de la carga asociada al peso del elemento de transferencia y al volumen de suelo retirado en la excavación del mismo. La formulación empleada se indicada en la Ecuación 1.

Ecuación 1 modelo matemático de capacidad de carga

Dónde:

Modelo general	• Q_t: Capacidad de carga total • Q_s: Capacidad por fricción en el fuste • Q_p: Capacidad por punta • W_p: Diferencia entre el peso del pilote y el suelo excavado • SF_s: Factor de seguridad por fricción en el fuste • SF_p: Factor de seguridad por punta
----------------	---

$$Q_t = Q_s SF_s + Q_p SF_p - W_p$$

Dónde:

Capacidad por fricción en el Fuste	• P: Perímetro del elemento de transferencia • K_0: Coeficiente de presión de tierras en reposo • σ'_v: Esfuerzo vertical efectivo • ϕ: Angulo de fricción interna del material
------------------------------------	--

$$Q_s = P * K_0 * \sigma'_v * \tan 2/3 \phi$$

Dónde:

Capacidad por punta	• C': Cohesión • σ'_v: Esfuerzo vertical efectivo • N_c, N_q: Factores adimensionales de capacidad de carga obtenidos por teoría de la plasticidad.
---------------------	---

$$Q_p = C N_c + \sigma'_v N_q$$

Aun cuando el criterio de carga vertical no es determinante para la tipología de estructura proyectada se evalúa a manera de verificación para la proyección de las características geométricas planteadas, cargas y operativas se plantea la proyección de pilas fundidos “in-situ”, los cuales trabajaran por punta en el estrato denominado “**Tmgm – Formación Gualanday**” correspondiente a un segmento de rocas blandas, identificadas en el terreno

como arcillolitas, areniscas y limolitas rojizas y violáceas de estratificación gruesa, que de acuerdo la información estratigráfica obtenida mediante afloramientos se encuentra a nivel de vía cota aproximada **806 m.s.n.m.m**. Las pilas proyectadas como sistema de cimentación del muro tendrán una longitud mínima de 4.0m y máxima de 6.0m, empotrándose al menos 3.0m en el estrato identificado como areniscas para la sección de análisis K21+810, y la misma longitud mínima de empotramiento en el estrato denominado arcillolita para la sección de análisis K21+890 contados como mínimo a partir de las cotas indicadas en el modelo geológico-geotécnico.

Tabla 16. Capacidad de carga en suelo pilotes L: 4,0m K21+810

Profundidad (m)		Tipo de suelo	Capacidad de Carga (kN)		
			Estado límite de servicio (ELS)	Estado límite de resistencia (ELR)	Estado límite de evento extremo (ELEE)
De	a		Ø=,60m	Ø=,60m	Ø=,60m
0,00	0,50	FA	164,80	82,01	164,80
0,50	1,00	FA	173,38	86,22	173,38
1,00	1,50	FA	187,66	93,56	187,66
1,50	2,00	FA	207,23	103,82	207,23

Tabla 17. Capacidad de carga en roca pilotes L: 4,0m K21+810

Profundidad (m)		Capacidad de Carga (kN)		
		Estado límite de servicio (ELS)	Estado límite de resistencia (ELR)	Estado límite de evento extremo (ELEE)
De	a	Ø=0,60m	Ø=0,60m	Ø=0,60m
2,00	2,50	1242,9	672,1	1242,9
2,50	3,00	1502,4	813,3	1502,4
3,00	3,50	1761,8	954,4	1761,8
3,50	4,00	2021,2	1095,6	2021,2
4,00	4,50	2280,7	1236,8	2280,7
4,50	5,00	2540,1	1377,9	2540,1
5,00	5,50	3355,0	1818,2	3355,0
5,50	6,00	3655,1	1981,7	3655,1
6,00	6,50	3955,2	2145,2	3955,2
6,50	7,00	4255,3	2308,8	4255,3
7,00	7,50	4555,4	2472,3	4555,4
7,50	8,00	4855,5	2635,8	4855,5
8,00	8,50	5155,6	2799,4	5155,6
8,50	9,00	5455,7	2962,9	5455,7
9,00	9,50	5755,8	3126,4	5755,8
9,50	10,00	6055,9	3289,9	6055,9

Tabla 18. Capacidad de carga en suelo pilotes L: 8,0m K21+890

Profundidad (m)		Tipo de suelo	Capacidad de Carga (kN)		
			Estado límite de servicio (ELS)	Estado límite de resistencia (ELR)	Estado límite de evento extremo (ELEE)
De	a		Ø=,60m	Ø=,60m	Ø=,60m
0,00	0,50	FA	164,80	82,01	164,80
0,50	1,00	FA	173,38	86,22	173,38
1,00	1,50	FA	187,66	93,56	187,66
1,50	2,00	FA	207,23	103,82	207,23
2,00	2,50	FA	231,53	117,63	231,53
2,50	3,00	FA	254,72	130,06	254,72

Tabla 19. Capacidad de carga en roca pilotes L: 8,0m K21+890

Profundidad (m)		Capacidad de Carga (kN)		
		Estado límite de servicio (ELS)	Estado límite de resistencia (ELR)	Estado límite de evento extremo (ELEE)
De	a	Ø=0,60m	Ø=0,60m	Ø=0,60m
3,00	3,50	1183,7	636,9	1183,7
3,50	4,00	1355,6	729,9	1355,6
4,00	4,50	1527,4	822,9	1527,4
4,50	5,00	1699,2	915,9	1699,2
5,00	5,50	1871,1	1008,9	1871,1
5,50	6,00	2042,9	1101,8	2042,9
6,00	6,50	2214,7	1194,8	2214,7
6,50	7,00	2386,5	1287,8	2386,5
7,00	7,50	2558,4	1380,8	2558,4
7,50	8,00	2730,2	1473,8	2730,2
8,00	8,50	2902,0	1566,7	2902,0
8,50	9,00	3073,9	1659,7	3073,9
9,00	9,50	3245,7	1752,7	3245,7
9,50	10,00	3417,5	1845,7	3417,5

5.7.3 Empujes y carga lateral

Para la verificación de los empujes se empleó el método de cuñas rígidas propuesto por Coulomb y su extensión para el caso pseudoestático mediante la formulación de Mononobe-Okabe, a continuación lo anunciado:

Tabla 20. Empuje y momento para el muro H: 4.0 K21+810

DESCRIPCIÓN	VALOR
Fuerza resultante en dirección del movimiento	70,5 KN/m
Profundidad de la superficie de falla	4,60 m
Separación de elementos verticales centro a centro	1,5 m
Empuje sobre el elemento (Vu)	34,6 KN
Momento generado por el empuje (Mu)	140,7 KN-m

Tabla 21. Empuje y momento para el muro H: 4.0 K21+890

DESCRIPCIÓN	VALOR
Fuerza resultante en dirección del movimiento	112,1 KN/m
Profundidad de la superficie de falla	5,80 m
Separación de elementos verticales centro a centro	1,5 m
Empuje sobre el elemento (Vu)	31,2 KN
Momento generado por el empuje (Mu)	112,4 KN-m

Posteriormente, se verifica la longitud de empotramiento de los elementos de transferencia, ésta se válida para una condición de análisis restringida, debido a que se tiene en la parte superior del pilotes la zarpa del muro. Se realiza el análisis de carga lateral, en donde se obtiene como resultado que se requiere un empotramiento por debajo de la superficie de falla de mínimo 2.0m.

Tabla 22. Carga lateral Pilote L: 4,0m K21+810

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO (m)	Estrato	Rigido - Restringido		Flexible - Restringido	
		Hu	Mmax	Hu	My
1,00	1	17,0	11,3	34,0	22,7
2,00	1	65,0	86,6	65,0	61,5
3,00	2	424,4	848,9	283,0	328,1
4,00	2	709,2	1891,1	354,6	474,8
5,00	2	1057,0	3523,4	422,8	633,0
6,00	3	2029,2	8117,0	676,4	1109,3
7,00	3	2646,8	12351,8	756,2	1339,6
8,00	3	3341,0	17818,6	835,2	1581,7

Tabla 23. Carga lateral Pilote L: 8,0m K21+890

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO (m)	Estrato	Rigido - Restringido		Flexible - Restringido	
		Hu	Mmax	Hu	My
1,00	1	16,1	10,7	32,2	21,6
2,00	1	62,3	83,0	62,3	59,0
3,00	1	136,2	272,3	90,8	105,3
4,00	2	986,0	2629,4	493,0	660,2
5,00	2	1446,5	4821,7	578,6	866,2
6,00	2	1984,9	7939,7	661,6	1085,1
7,00	2	2600,7	12136,4	743,0	1316,2
8,00	2	3293,4	17564,8	823,3	1559,2
9,00	2	4062,9	24377,6	902,9	1813,5
10,00	2	4909,1	32727,6	981,8	2078,8
11,00	2	5831,9	42767,5	1060,4	2354,6
12,00	2	6831,3	54650,1	1138,5	2640,6

5.7.4 Deformaciones

Los asentamientos elásticos esperados en pilotes bajo cargas axiales están establecidos bajo tres componentes, la primera asociada al asentamiento en el fuste del pilote asociado a la movilización de resistencia al corte en la interfaz suelo pilote, la segunda componente asociada a la deformación ocasionada por la carga transferida por la punta del pilote, la tercera y última componente de los asentamientos hace referencia al acortamiento elástico del pilote debido a la carga transmitida.

Tabla 24. Asentamientos suelo Pilotes 4,0m K21+810

Profundidad (m)		Tipo de suelo	Asentamientos	
			Asentamientos Elásticos (m)	Módulo de reacción vertical Kv (kN/m)
De	a		Ø=,60m	Ø=,60m
0,00	0,50	FA	0,259	3856,71
0,50	1,00	FA	0,249	4018,69
1,00	1,50	FA	0,233	4298,28
1,50	2,00	FA	0,213	4684,21

Tabla 25. Asentamientos roca Pilotes 4,0m K21+810

Profundidad (m)		Asentamientos Elásticos (m)	Módulo de reacción vertical Kv (kN/m)
De	a	Ø=0,60m	Ø=0,60m
2,00	2,50	0,002	716733,54
2,50	3,00	0,002	769084,27
3,00	3,50	0,002	798108,43
3,50	4,00	0,003	809539,48
4,00	4,50	0,003	808256,05
4,50	5,00	0,003	798131,07
5,00	5,50	0,005	710562,45
5,50	6,00	0,003	1100609,50
6,00	6,50	0,004	1025651,89
6,50	7,00	0,004	959602,73
7,00	7,50	0,005	901083,49
7,50	8,00	0,006	848955,83

Tabla 26. Asentamientos suelo Pilotes L: 8,0m K21+890

Profundidad (m)		Tipo de suelo	Asentamientos	
			Asentamientos Elásticos (m)	Módulo de reacción vertical Kv (kN/m)
De	a		Ø=,60m	Ø=,60m
0,00	0,50	FA	0,261	3827,28
0,50	1,00	FA	0,251	3988,03
1,00	1,50	FA	0,234	4265,50
1,50	2,00	FA	0,215	4648,50

Tabla 27. Asentamientos roca Pilotes L: 8,0m K21+890

Profundidad (m)		Asentamientos Elásticos (m)	Módulo de reacción vertical Kv (kN/m)
De	a	Ø=0,60m	Ø=0,60m
3,00	3,50	0,002	768236,52
3,50	4,00	0,002	781812,73
4,00	4,50	0,002	783074,66
4,50	5,00	0,002	775573,95
5,00	5,50	0,003	762063,35
5,50	6,00	0,002	1118196,50
6,00	6,50	0,002	1040136,49
6,50	7,00	0,003	971680,07
7,00	7,50	0,003	911266,08
7,50	8,00	0,003	857627,35

Profundidad (m)		Asentamientos Elásticos (m)	Módulo de reacción vertical Kv (kN/m)
De	a	Ø=0,60m	Ø=0,60m
8,00	8,50	0,004	809733,07
8,50	9,00	0,004	766740,98
9,00	9,50	0,005	727958,94
9,50	10,00	0,005	692814,68

5.7.5 Módulo de reacción horizontal

Para la verificación del módulo de reacción del terreno para los elementos de transferencia se empleó el método de Poulos & Davis 1980 y Reese & Matlok 1956 (ver Tabla 28 y Ecuación 2) y para carga lateral por la metodología de Broms, condiciones de frontera definidos por la estratigrafía y solicitaciones estimadas con anterioridad, a continuación se indican los resultados.

Ecuación 2 modelo obtención módulo de reacción horizontal

$$Kh = Nh * \frac{Z}{D}$$

Dónde:

Nh: constante de proporcionalidad

Z: Profundidad

D: diámetro del elemento de transferencia

Tabla 28 Módulos de reacción horizontal elementos de transferencia

TALUD INFERIOR K21+890					TALUD INFERIOR K21+810				
Longitud del pilote (m)		nh	Tipo de suelo	Módulo de reacción horizontal (kN/m³)	Longitud del pilote (m)		nh	Tipo de suelo	Módulo de reacción horizontal (kN/m³)
				Diámetro (m)					Diámetro (m)
INICIO	FIN			0,60	INICIO	FIN			0,60
0,00	1,00	3000,00	F	5000,00	0,00	1,00	3000,00	F	5000,00
1,00	2,00	3000,00	F	10000,00	1,00	2,00	3000,00	F	10000,00
2,00	3,00	3000,00	F	15000,00	2,00	3,00	9000,00	F	45000,00
3,00	4,00	12000,00	F	80000,00	3,00	4,00	9000,00	F	60000,00
4,00	5,00	12000,00	F	100000,00	4,00	5,00	9000,00	F	75000,00
5,00	6,00	12000,00	F	120000,00	5,00	6,00	12000,00	F	120000,00
6,00	7,00	12000,00	F	140000,00	6,00	7,00	12000,00	F	140000,00
7,00	8,00	12000,00	F	160000,00	7,00	8,00	12000,00	F	160000,00
8,00	9,00	12000,00	F	180000,00	8,00	9,00	12000,00	F	180000,00
9,00	10,00	9000,00	F	150000,00	9,00	10,00	12000,00	F	200000,00
10,00	11,00	9000,00	F	165000,00	10,00	11,00	12000,00	F	220000,00
11,00	12,00	9000,00	F	180000,00	11,00	12,00	12000,00	F	240000,00

6 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

Con el propósito de establecer, clarificar y definir el orden y condiciones constructivas que deben ser atendidas para el adecuado comportamiento de los taludes, partiendo para ello de las condiciones de estabilidad marginal actual y los momentos críticos durante el proceso constructivo, a continuación, se realizan dichas consideraciones.

Con posterioridad, se desarrollará la construcción de la contención con pilotes, empleando martillos de fondo para su ejecución, se debe tener previsto el uso de revestimiento recuperable.

Para la realización de la estructura de contención se recomienda dar inicio por los extremos y finalmente en la zona central, continuando con el replanteo de los pilotes, la construcción de los mismos y finalizando hasta el nivel de fundación de la zarpa una vez fundidas todas las pilas del módulo en construcción.

Se evitará en la primera etapa de excavaciones, intervenir pilotes contiguos, se recomienda dejar como mínimo dos pilas intermedias, afín de evitar posibles colapsos entre pilas adyacentes, una vez fundidas las primeras pilas se intervendrán las intermedias para conformar grupos de módulos completos. Para la ejecución de los pilotes se recomienda el siguiente orden constructivo:

Etapas 1 – Desmante, limpieza y rocería: Esta actividad deberá adelantarse para despejar el área dispuesta para la construcción de las obras proyectadas, se debe verificar el retiro y relocalización de los individuos arbóreos que se localicen en la proyección de la obra.

Etapas 2 - Localización y replanteo de las obras: Esta actividad deberá adelantarse de acuerdo con lo ilustrado en los planos de detalle, Por lo que se recomienda sistemas de precisión que permitan fijar adecuadamente los puntos de referencia necesarios para la construcción de los elementos de contención y drenaje recomendados.

Etapas 3 – Excavación y verificación del nivel de cimentación: Esta actividad debe realizarse bajo los parámetros de inclinación y conformación del talud indicada en los planos de detalle. Se verificará el nivel de cimentación indicado en los planos y se retirarán todos los ductos, desagües y raíces por debajo de la proyección de estos niveles.

Se deberá garantizar el retiro total de cualquier tipo de escombros o material con contenido orgánico, en caso de encontrar dicha condición se deberá sobreexcavar dicho material y plantear la nivelación de la superficie del terreno mediante la implementación de rellenos en concreto ciclópeo o material seleccionado hasta obtener una superficie nivelada, actividad que será complementada con la implementación de un concreto de limpieza que mejore el comportamiento y durabilidad de la base de la vía en la zona en contacto con el terreno.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en las observaciones de detalle ejecutadas durante la visita técnica adelantada, en el programa de investigación del subsuelo, en la interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio, así como en las hipótesis de diseño, ha sido posible establecer las siguientes conclusiones y recomendaciones.

De acuerdo con las condiciones del diagnóstico se concluye que el proceso de inestabilidad tiene su origen en los desplazamientos del talud inferior producto de los procesos erosivos que se presentan en la pata de la ladera, ya que el flujo del agua de las quebradas transversales a la vía y el contacto con el terreno, aumentan la pérdida de material y aumentan la inestabilidad general en la zona, razón por la cual se están evidenciando deformaciones en el corredor vial. Dichos desplazamientos del terreno generan reptaciones del estrato superficial, que producen fisuras y grietas en la vía.

De acuerdo con lo anterior, se propone un plan de acción para mitigar los deslizamientos generados en el sector, esto por medio de la construcción de un muro apoyado sobre elementos verticales tipo pilotes, los cuales tendrán un diámetro de 0.6m, longitud entre 4.0 y 8.0m y estarán separados cada 1.5m tomados de centro a centro. Así mismo se proyecta la construcción de un Box Culvert para canalizar de forma adecuada el caudal de las quebradas presentes y evitar mayores deslizamientos de material que continúen desestabilizando la zona.

7.1 ALCANCE

Las recomendaciones contenidas en el presente informe se basan en los datos obtenidos del diseño detallado del sitio y la verificación de los parámetros e hipótesis de diseño. Este documento no podrá ser alterado o modificado sin autorización explícita del autor.

Si durante la construcción se presentan situaciones o condiciones no previstas en este informe, deberá darse aviso oportuno a esta oficina para estudiar la solución más adecuada. Esto también incluye cambios significativos en el diseño del proyecto final, que puedan generar una variación en la localización, uso, niveles y cargas utilizados para este informe



GERARDO RODRÍGUEZ ROMERO

Ingeniero Geotecnista

MP:25202-153294

CONSORCIO VIAS Y EQUIPOS TOLIMA SUR 2023.

8 ANEXOS

Exploración Geotécnica
Planos
Memorias

EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

MEMORIAS

PLANOS
