



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL SITIO INESTABLE K15+670 A K15+740 – CAÑO FISTO

INFORME GEOTÉCNICO - VERSIÓN 2.

CONTRATO DE OBRA -2096-2022



INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

JUNIO DE 2025

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	6
1.1	OBJETIVOS	6
2	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	7
2.1	ANTECEDENTES	8
3	DIAGNÓSTICO	10
3.1	ALTERNATIVA SOLUCIÓN	10
4	GEOLOGÍA	11
4.1	OBJETIVO GENERAL	11
4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
4.3	ALCANCE	11
4.4	METODOLOGÍA	11
4.5	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	12
4.6	ESTUDIOS DE CAMPO	12
4.7	CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA	12
4.8	LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	12
4.9	DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA	13
4.10	INFORME FINAL GEOLOGÍA	13
4.11	GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO	13
4.12	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	20
4.13	GEOMORFOLOGÍA	21
4.14	RESULTADOS	21
4.15	CONCLUSIONES	23
5	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	24
5.1	CARACTERIZACIÓN SÍSMICA	24
5.2	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	25

5.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	26
5.4	PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO	27
5.5	NIVEL FREÁTICO	30
6	DISEÑO GEOTÉCNICO	31
6.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	31
6.1.1	PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN ROCAS	32
6.2	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL	34
6.2.1	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN CON OBRAS	37
6.3	MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA CONFORMACIÓN DE CORTES TEMPORALES	39
6.4	CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS	42
6.5	DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	49
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	51
8	LIMITACIONES	54
9	ANEXOS	55
	ANEXO 1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	56
	ANEXO 2. MEMORIAS DE CÁLCULO	57
	ANEXO 3. PLANOS CONSTRUCTIVOS	58
	ANEXO 4. PLANOS GEOLÓGICOS	59

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Corredor vial - Ataco - Planadas	7
Imagen 2. Mapa Geológico del sector K15+670 A K15+740, modificado de Plancha 301 Planadas, escala 1.100.000, SGC.	14
Imagen 3. Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa K22+900, vía Ataco - Planadas. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S.	15
Imagen 4. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.	16
Imagen 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio.	17
Imagen 6. Depósitos recientes. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	17
Imagen 7. Pérdida parcial de la banca, Sector de estudio. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	18
Imagen 8. Caída de roca en el talud interno, Sector de estudio. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	19
Imagen 9. Depósito coluvial sobre el talud interno, sector de estudio. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S	19
Imagen 10. Vista aérea del sector de estudio. Fuente: Ingeniería de vías (2022).	20
Imagen 11. Falla Santiago Pérez.	21
Imagen 12. Geología local del sector K15+670 – K15+740.	22
Imagen 13. Perfil geológico transversal A-A'.	22
Imagen 14. Perfil geológico longitudinal por el borde derecho de la vía del sector K15+670 – K15+740.	23
Imagen 15. Localización en planta del sondeo (S1) ejecutado en el sector inestable Caño Fisto	25
Imagen 16. Resumen gráfico de las propiedades índice - Sondeo 1	29
Imagen 17. Sección Transversal – K15+700	30
Imagen 18. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.	33
Imagen 19. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.	34
Imagen 20. Geometría de análisis K15+700	35
Imagen 21. Factor de seguridad - Condición inicial – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700	36
Imagen 22. Factor de seguridad - Condición inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700	36
Imagen 23. Factor de seguridad – Condición con obras – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700	38
Imagen 24. Factor de seguridad - Condición con obras –Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700	39
Imagen 25. Factor de seguridad - Cortes temporales – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700	40
Imagen 26. Factor de seguridad - Cortes temporales – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700	41
Imagen 27. Capacidad de carga de seguridad para caisson	46
Imagen 28. Coeficiente de reacción horizontal (Kh) - K15+700	47
Imagen 29. Capacidad de carga de seguridad caisson – Estado límite de evento extremo	48
Imagen 30. Capacidad de carga lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado	49
Imagen 31. Resistencia a la tracción para el caisson seleccionado	49

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto	24
Tabla 2. Localización de sondeos	25
Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio – Sondeo 1	27
Tabla 4. Correlación N vs. Peso Unitario (fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties).....	31
Tabla 5. Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988) (Fuente: Manual de Cimentaciones del Inviás)	32
Tabla 6. Parámetros de diseño obtenidos - Sector inestable K15+700	34
Tabla 7. Parámetros de diseño seleccionados con base en retrocálculo - Sector inestable K15+700	35
Tabla 8. Factores de seguridad – Condición inicial - Sector inestable K15+700	37
Tabla 9. Características de los materiales de contención ingresados al programa	37
Tabla 10. Factores de seguridad – Condición con obras - Sector inestable K15+700.....	39
Tabla 11. Factores de seguridad cortes temporales sector inestable K15+700.....	41
Tabla 12. Capacidad de carga de seguridad para caisson	46
Tabla 13. Capacidad de carga de seguridad para los caisson – Estado límite de evento extremo	48
Tabla 14. Capacidad de carga lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado.....	48
Tabla 15. Resistencia a la tracción	49
Tabla 16. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe - Okabe	50

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable.....	8
Fotografía 2 y 3. Exploración del subsuelo - Sondeo 1 - Sector Caño Fisto.....	26
Fotografía 4 y 5. Materiales característicos del estrato 1	27
Fotografía 6 y 7. Materiales característicos del estrato 2	28

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 VÍAS 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

Se ha determinado como objetivo general del presente estudio, determinar las causas que generan la inestabilidad y pérdida de la banca en el sitio localizado entre las abscisas K15+670 y K15+740, realizar el análisis geotécnico de las obras necesarias para garantizar la estabilidad en la zona y el paso seguro de los vehículos y usuarios de la vía.

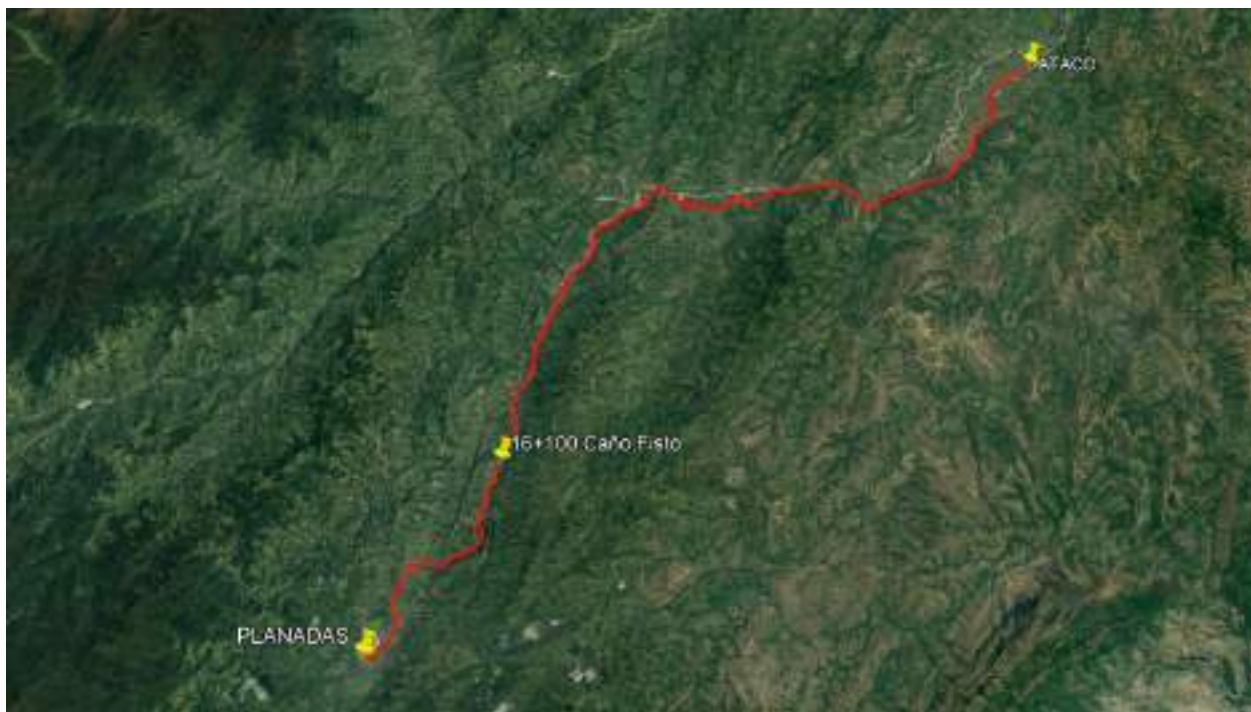
Para dar cumplimiento al objetivo principal se requiere establecer los siguientes alcances:

- Visita técnica de reconocimiento a la zona del proyecto por parte de los especialistas en geotecnia y geología.
- Realización e interpretación del programa de exploración del subsuelo, que permita la caracterización física y mecánica de los materiales que conforman el perfil estratigráfico de la zona en estudio.
- Planteamiento del modelo geológico-geotécnico de análisis, con base en la topografía del sector en estudio y en los parámetros geo-mecánicos derivados de la evaluación de la etapa de exploración del subsuelo.
- Determinar el nivel de fundación para las estructuras proyectadas de acuerdo con las con las propiedades físicas y mecánicas del material que lo constituye, con el fin de establecer la resistencia del sistema de cimentación.
- Efectuar análisis de resistencia, deformabilidad y estabilidad, de acuerdo a los materiales reportados durante la etapa de exploración del subsuelo 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 diseño 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 **Imagen 1**), a la que se puede acceder desde el interior del país por medio 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.

Imagen 1. Corredor vial - Ataco - Planadas



Fuente: Google Earth

En el sector objeto de estudio se encuentra localizado entre el K15+670 y K15+740 de la vía Ataco – Planadas, en el que se observa un deslizamiento de suelo residual generando inestabilidad en el talud externo. La afectación es de aproximadamente 70m.

Se presenta pérdida parcial de la banca debido a la acción que ejerce el río Atá sobre la margen derecha, ocasionando múltiples problemas y colocando en riesgo el tránsito vehicular, las viviendas aledañas y a la población que circula por este corredor.

En las fotografías a continuación se muestra un panorama general del sector inestable objeto de estudio:



Fotografía 1. Panorámica general del sector inestable.

2.1 ANTECEDENTES

Como se mencionó con anterioridad existen distintos sectores de este importante corredor del sur del Tolima que presentan afectación de estabilidad de la banca cuya causa recae en la incursión de los ríos Atá y Saldaña, de los cuales se hace mención de los siguientes:

- Municipio Ataco, entre las abscisas K35+900 – K41+450, sector vereda Aguadulce presentó múltiples interrupciones con motivo de la incursión del río Atá, condición que motivó la realización de estudio Hidráulico mediante contrato de consultoría 280379, entre la Federación Nacional de Cafeteros y la empresa AIM LTDA. Producto del estudio resultó la construcción de obras de protección marginal en dicho río, mediante espolones.
- De manera general se comenta que existen al menos 14 puntos de erosión marginal en la carretera Coyaima – Planadas en los cuales se ve comprometida la transitabilidad en el corto a mediano plazo, como ejemplo de este comportamiento la emergencia ocurrida a la altura del K2+350 de la vía Ataco - Coyaima.

- De igual manera en el sector del K21+100 sector el Cóndor se presentó pérdida total de la banca afectando la transito vehicular entre las poblaciones de Santiago Pérez y Planadas.
- De igual manera y como se ha mencionado, en el K1+800 se presenta un deslizamiento rotacional el cual ha desplazado la vía en por lo menos 4m, ocasionando la pérdida de las estructuras hidráulicas y la falla total de la vía.
- En el K5+600 al K6+100 se observan movimientos tipo rotacional superficial, acompañado de flujos de detritos, ocasionando movimientos y deformaciones a nivel de vía, los cuales colocan en riesgo el tránsito vehicular y la integridad de las personas que habitan en la zona
- En el sector localizado entre el K21+580 y el K21+660 de la vía Ataco – Planadas, se observa un deslizamiento de suelo residual generando inestabilidad en el talud externo. La afectación es de aproximadamente 70m.
- Con alcance en contrato de obra **No.CN2013-1190 de 2013**, se adelantó la construcción del puente sobre la Quebrada Montalvo¹ en el año 2015, el autor acompañó el proceso constructivo de la cimentación, la consultoría estuvo a cargo de la empresa UG21 para el DPS - 2012.

3 DIAGNÓSTICO

En este aparte se presentan los principales aspectos observados durante los trabajos de campo para identificar las causas que se presentan en sector de estudio desarrollados por **DISEÑOS GEOTÉCNICOS S.A.S.** en el marco de Esta Consultoría; identificando la magnitud de la afectación, su naturaleza, los factores detonantes y la alternativa solución.

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 al ser 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 tramo de estudio, como se ha mencionado anteriormente, se identificó una inestabilidad de tipo media luna que compromete parte de la calzada y de la banca externa entre las abscisas K15+670 y K15+740 en una longitud de 70m aproximadamente. Los procesos de remoción en masa mantienen un movimiento hacia el Este movilizando material superficial compuesto por un suelo residual que genera socavación lateral sobre el talud externo de la vía. Este material coluvial alcanza espesores de hasta 8 metros por lo que se ha determinado esta profundidad como la de la superficie de falla la cual corresponde a la interfaz u horizonte entre los suelos y las rocas de arcillolita de la Formación Gualanday Inferior.

En virtud de lo anterior, en este sector se llevó a cabo la ejecución de un (1) sondeo con equipo mecánico (alcanzando una profundidad de 10m) con el fin de conocer el perfil estratigráfico promedio de la zona y así definir la cimentación técnica y económicamente más adecuada de las obras de contención necesarias para garantizar la estabilidad de la ladera, la recuperación de la banca y el paso seguro de los vehículos y de la comunidad en el sector de la referencia.

También se llevó a cabo la definición del modelo geológico-geotécnico que permitió establecer las obras más adecuadas teniendo en cuenta el estado actual del contrato y los recursos disponibles. De igual forma, y con base en la topografía detallada, se verificó la condición de capacidad portante y la estabilidad general de los taludes. Adicionalmente se llevó a cabo un reconocimiento detallado desde el punto de vista geológico y geotécnico.

3.1 ALTERNATIVA SOLUCIÓN

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m, y longitudes de 10m (entre el K15+670 y el K15+740). El muro se apoyará sobre una fila de caisson y se implantará sobre el borde externo de la vía entre las abscisas K15+670 y K15+740 en una longitud total de muro de 72m. Es importante que el muro se ajuste con el apoyo del puente existente.

Adicional a lo anterior se acometerán obras hidráulicas tal y como lo especifica el estudio de hidrología e hidráulica efectuado para este sector.

4 GEOLOGÍA

4.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del estudio de geología consiste en la descripción y análisis de las características geológicas y geomorfológicas del sector inestable localizado en la vía Ataco – Planadas entre las abscisas K15+670 A K15+740 Con base a los resultados obtenidos se define la configuración geológica y geomorfológica de la zona, además de las condiciones de estabilidad y reconocimiento de las posibles causas de fallamiento del sitio.

4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Generación de los mapas geológicos del tramo del corredor vial con base a la cartografía existente 1:100.000 y el análisis realizado a la topografía y mapa de amenazas y susceptibilidad a movimientos en masa. Los mapas geológicos delimitan las unidades litológicas presentes en la zona de estudio.

De igual forma, los mapas generados van a acompañados de la memoria explicativa que describe la composición litológica de la unidad, características de resistencia de las rocas y comportamiento geomecánico general acompañado de la respectiva columna estratigráfica. De igual forma, se incluyen análisis de estructuras como fallas locales y regionales presentes en la zona y planos de foliación.

- Generación de los mapas geomorfológicos del tramo del corredor vial con base al análisis realizado a topografía, y mapa de susceptibilidad a movimientos en masa. Los mapas geológicos delimitan las unidades geomorfológicas y homogéneas presentes en la zona de estudio. De igual forma, los mapas generados van a acompañados de la memoria explicativa que describe la morfología y geometría de cada una de las unidades plasmadas en los planos.

4.3 ALCANCE

El alcance del estudio en el componente geológico, consiste en efectuar un análisis vertical y en planta con el objetivo de identificar las litologías que se presentan en la zona de estudio. Adicionalmente, se establecen las estructuras geológicas y geomorfológicas más importantes, la cuales pueden evidenciar la morfodinámica de la zona.

Con base a los resultados obtenidos de correlación de sondeos geotécnicos y perfiles transversales se pueden obtener conclusiones útiles para el geotecnista encargado del diseño de las estructuras de soporte del corredor vial. Así mismo, la recuperación de muestras y la ejecución de los ensayos de campo son fundamentales para realizar una validación de los resultados obtenidos del levantamiento de los perfiles geológicos.

4.4 METODOLOGÍA

Para este estudio se llevó a cabo en primer lugar la revisión bibliográfica de la información existente de la zona proporcionada por el Servicio Geológico Colombiano y el Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

Seguidamente con la campaña exploratoria en campo se logró la caracterización y mapeo de las unidades geológicas del área, además del levantamiento de la estratigrafía y caracterización geomorfológica.

4.5 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

La revisión bibliográfica consistió en la búsqueda de toda la información que pudiera ser relevante al estudio de geología. Para ello se buscó información en planchas y memorias geológicas, informes de geología y literatura. Toda la información obtenida se complementó con base a los estudios realizados en campo.

4.6 ESTUDIOS DE CAMPO

Los estudios de campo consistieron en la caracterización geológica la zona aferente a las abscisas K15+670 A K15+740. Para ello se tomaron diferentes muestras tanto de suelo rodado como de roca in situ para poder realizar la caracterización litológica de las rocas. Algunos de los parámetros identificados fueron: grado de meteorización, caracterización de la matriz rocosa, forma de los clastos, selección de los clastos, etc. Adicionalmente, esta caracterización se realizó de la mano de los sondeos realizados en campo y que se describen más adelante en la sección del programa de exploración. Con ayuda de las muestras adquiridas en campo, se realizó la cartografía geológica en una escala relevante al proyecto. Para realizar el mapeo se tomó como base la cartografía geológica a escala 1:100.000.

Con base a la cartografía geomorfológica, amenazas y susceptibilidad a movimientos en masa también se identificaron unidades geomorfológicas del proyecto en estudio. Con base en estas unidades se describen los procesos morfodinámicos que pueden llegar a afectar el sitio crítico.

4.7 CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

La cartografía de la zona de estudio se mapeo por todo el corredor vial con base a la visita realizada en campo. La cartografía se realizó teniendo como base la topografía, el diseño geométrico definitivo, áreas de corte, áreas de terraplén y localización de los sondeos realizados.

La información obtenida en campo consistió en descripciones litológicas, análisis de afloramientos, toma de datos de lineaciones en zonas de taludes y toma de registros fotográficos y de georreferenciación. Adicionalmente, se buscaron los contactos entre las unidades geológicas descritas en la memoria explicativa de la plancha 301 Planadas. Con base a lo descrito en la literatura y las observaciones realizadas en campo, se realizó un mapa geológico y geomorfológico actualizado que muestre a detalle los contactos, lineaciones (foliaciones, fallas y diaclasas), procesos morfodinámicos, drenajes erosivos que se presentan en toda el área de estudio.

4.8 LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA

El levantamiento de la columna estratigráfica y de los cortes geológicos se realizó con base a los sondeos realizados en campo y con la exploración de campo. La definición de los horizontes litológicos permite al geotecnista establecer la resistencia de suelos y rocas. Estos parámetros son necesarios para generar los modelos de estabilidad en las zonas críticas del proyecto.

4.9 DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA

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 zona inestables da indicios de la morfodinámica de la zona tales como reptaciones, erosiones concentradas, terracetos, entre otras.

4.10 INFORME FINAL GEOLOGÍA

El informe final consiste en la presentación de toda la información obtenida del análisis geológico y geomorfológico. De esta forma, las demás áreas asociadas al proyecto podrán definir los parámetros, geometrías, corredores etc. que deberán utilizarse para la ejecución del proyecto.

El informe final de geología consistirá en la memoria detallada de las unidades geológicas y geomorfológicas que atraviesan el tramo vial analizados junto con su análisis respectivo. Adicionalmente, el informe final incluye la presentación de los mapas geológicos, geomorfológicos y cortes geológicos longitudinales al corredor vial.

4.11 GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO

El área asociada al sector entre las abscisas K15+670 A K15+740 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 y la descripción de las principales unidades geológicas que afloran o componen el sector. Como se observa el sitio de estudio se encuentra sobre rocas de la Formación Gualanday Inferior (Tmgi). Durante la visita de campo se caracterizaron y delimitaron las unidades geológicas y geomorfológicas presentes en el sector.

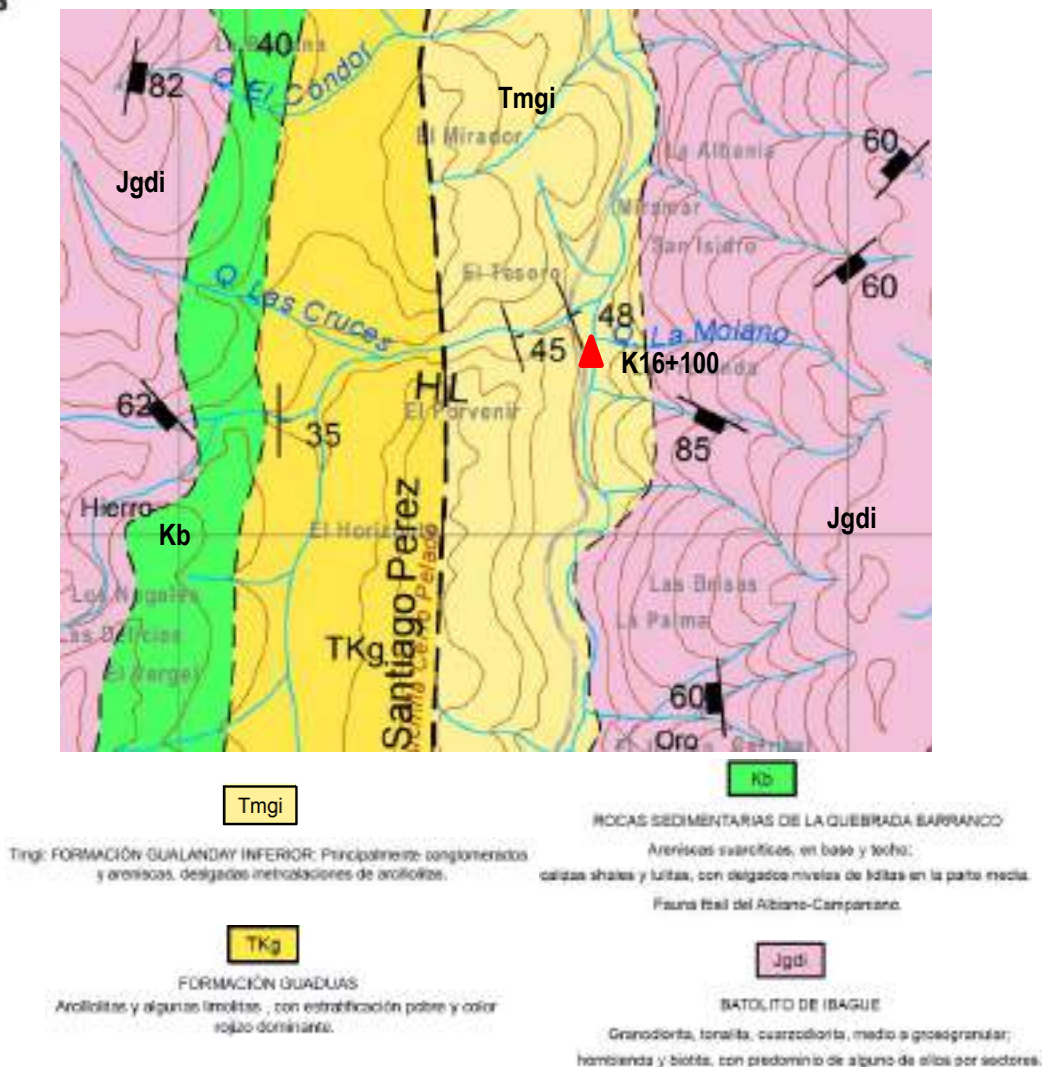


Imagen 2. Mapa Geológico del sector K15+670 A K15+740, modificado de Plancha 301 Planadas, escala 1.100.000, SGC.

BATOLITO DE IBAGUÉ (JGDI)

De acuerdo con el Servicio Geológico Colombiano, en este cuerpo intrusivo mayoritariamente se presentan rocas granodioritas, sin embargo, se pueden diferenciar zonas donde predominan las tonalitas y cuarzdioritas, en otros sectores afloran en menor proporción granitos, cuarzomonzonitas y cuarzomonzodioritas. Se le ha asignado un edad Jurásica superior mediante dataciones radiométricas. Geomorfológicamente estos cuerpos constituyen el principal relieve montañoso del área.



Imagen 3. Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa K22+900, vía Ataco - Planadas. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S.

ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO (KB)

Esta formación se compone de una sucesión de rocas sedimentarias marinas que afloran desde el sur de Planadas hasta el norte de Santiago Pérez. Tiene un espesor aproximado de 575 m, su base está en contacto con el Batolito de Ibagué y la Formación Yaví, mientras que en su tope se encuentra concordante con la Formación Guaduas. Se conforma de areniscas y niveles de conglomerados cuarzosos irregulares en su base, a medida que se asciende en la sucesión las areniscas pasan de arcóscicas a cuarcíticas. Un segundo conjunto intermedio de la sucesión se encuentra constituido por bancos gruesos de caliza muy resistente.

Seguidamente aparece un conjunto de lutitas oscuras con concreciones de tamaño variable, mientras que el miembro superior de la formación se conforma de cuarzoareniscas con cemento calcáreo con intercalaciones delgadas de limolitas y lutitas calcáreas. La edad de esta formación corresponde al Cretácico entre Aptiano y Maastrichtiano.

FORMACIÓN GUADUAS (TKg)

Esta formación se encuentra suprayaciendo en contacto concordante a las Rocas Sedimentarias de la quebrada Barroso e infrayaciendo a las areniscas y conglomerados de la Formación Gualanday Inferior en contacto fallado.

Está compuesta por arcillolitas rojas y violáceas, ocasionalmente amarillentas y grises, con delgadas intercalaciones de limolitas. Se le ha asignado una edad entre el Maastrichtiano y Paleoceno. Su espesor en el área no se ha determinado debido a las pocas exposiciones y el tectonismo del área.

GRUPO GUALANDAY (TMGI – TMGM)

Este grupo se ha subdividido en tres miembros, sin embargo, en el área de estudio solo afloran dos de estos: el miembro Gualanday inferior y Gualanday medio.

Formación Gualanday Inferior (Tmgi)

Se limita en su base con la Formación Guaduas con un contacto tectónico y en su tope concordantemente con la Formación Gualanday Medio. Esta formación se compone de una sucesión de conglomerados y areniscas conglomeráticas con algunas intercalaciones de arcillolitas con tonos rojizos en conjunto. En su base son comunes los conglomerados cuyos clastos están conformados principalmente por chert en una matriz areno-arcillosa de color crema. Hacia el tope son más abundantes las areniscas conglomeráticas y silíceas. Se le ha asignado una edad de Eoceno medio.



Imagen 4. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Formación Gualanday Medio (Tmgm)

Se puede observar en gran parte de la vía Ataco – Planadas, en los sectores de Las Señoritas y Santiago Pérez. Está en contacto concordante con la Formación Gualanday Inferior en su base, mientras que el contacto superior está erosionado por lo que no aparecen los bancos conglomeráticos gruesos del miembro superior del Grupo Gualanday.

Esta formación está compuesta en su mayoría por arcillolitas rojizas con algunos niveles de areniscas arcillosas y conglomerados de grano fino. No presenta una estratificación bien definida y se pueden ver cambios de facies.

Debido a los pocos afloramientos no se tiene una estratificación completa y su espesor aún no se determina. Se le ha asignado una edad entre Eoceno y Oligoceno.



Imagen 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

DEPÓSITOS RECIENTES (QAR)

Son depósitos sedimentarios de origen aluvial y coluvial cuya edad es cuaternaria, se encuentran en las zonas bajas comúnmente en el río Atá. Estas acumulaciones consisten en cantos de rocas ígneas y sedimentarias en matriz areno-arcillosa.



Imagen 6. Depósitos recientes. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

OBSERVACIONES DE CAMPO

Durante los días 28 de marzo a 01 de abril de 2022 se realizó una visita exploratoria donde se caracterizaron las unidades geológicas que afloran en la zona y los factores de inestabilidad de varios sectores de la vía Ataco - Planadas.

A continuación, se muestran las principales observaciones de la exploración geológica sobre la zona inestable referente al tramo K15+670 a K15+740.

Coordenadas. 03°17.579' N, 75°36.666' W, h = 819 m.s.n.m.

El sector se encuentra sobre rocas de la Formación Gualanday Inferior, principalmente sobre estratos de arcillolitas rojizas y areniscas en capas gruesas. Sobre el talud interno se observan estratos arenosos de la Fm Gualanday Inferior. Estos estratos se componen de capas de 30 a 50 cm de geometría tabular e inclinadas a alrededor de 44°.

Ladera abajo, el sector se encuentra limitado por el cauce del río Atá donde se ha generado socavación lateral del terreno. Estos procesos han generado la acumulación de materiales conformados principalmente por material limo-arcilloso con algunas arenas, producto de la meteorización y erosión de las rocas terciarias.

Geomorfológicamente el sitio está ubicado sobre una ladera homoclinal de relieve moderado y morfología suave donde los estratos buzcan hacia el NE y está delimitado al este por el cauce del río Atá. Como se puede ver en la Imagen 7, se ha desarrollado un proceso de remoción en masa sobre el talud externo que ha generado la pérdida parcial de la banca en una longitud aproximada de 40 metros.



Imagen 7. Pérdida parcial de la banca, Sector de estudio. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Igualmente, sobre el talud interno se reflejan algunas inestabilidades donde se ven algunas caídas de roca de los estratos arenosos de la Fm. Gualanday Inferior. Sin embargo, estos procesos no se encuentran asociados a la socavación que genera el río que causa la pérdida de la banca.



Imagen 8. Caída de roca en el talud interno, Sector de estudio. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

La inestabilidad sobre el talud externo se desarrolla sobre los suelos residuales arcillosos y depósitos coluviales suprayacentes a la Fm. Gualanday Inferior. Estos suelos alcanzan espesores variables entre los 3 y 8 metros susceptibles a deslizamientos rotacionales superficiales como el ocurrido por socavación.



Imagen 9. Depósito coluvial sobre el talud interno, sector de estudio. Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

El sector de estudio se encuentra sobre la zona de erosión de un meandro del río Atá (ver Imagen 10), lo cual genera la erosión de las rocas a través de la disolución de las arcillas y abrasión por arrastre. La pérdida de soporte en la pata del talud por socavación induce a una superficie de falla de tipo rotacional debido a la homogeneidad de la litología.



Imagen 10. Vista aérea del sector de estudio. Fuente: Ingeniería de vías (2022).

La inclinación de los estratos rocosos a favor de la pendiente genera una susceptibilidad a la movilización del material, sin embargo, no se encuentran factores geológicos significativos que intervengan en los procesos causantes de la inestabilidad más allá de la dinámica fluvial del río Atá.

4.12 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Entre los rasgos estructurales que se destacan en la zona se encuentran algunos lineamientos y fallas como la de Santiago Pérez . En lo que respecta al sector de estudio no se encuentran afectaciones directas de fallas geológicas.

FALLA SANTIAGO PÉREZ

Esta falla marca el contacto entre el Batolito de Ibagué, las rocas sedimentarias cretáceas (entre ellas las Rocas Sedimentarias de la Quebrada Barranco) y la Formación Gualanday Inferior. Tiene un rumbo N-S con un movimiento vertical en el cual el bloque este descende con relación al bloque oeste. En el área la falla pone en contacto las rocas de la Formación Guaduas y la Formación Gualanday Inferior al oeste del sector de estudio; además el río Atá sigue su lineamiento en este sector.



Imagen 11. Faja Santiago Pérez.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

4.13 GEOMORFOLOGÍA

El sector se encuentra sobre una zona homogénea caracterizada por un relieve colinado de cimas subredondeadas desarrollado sobre las areniscas y arcillolitas de la Formación Gualanday Inferior que se extiende N-S. Este relieve contrasta con el sistema montañoso con pendientes escarpadas y laderas moderadamente largas con superficies onduladas que se desarrolla sobre las rocas cristalinas del Batolito de Ibagué al este del sector. Al este se encuentra limitado por el cauce del río Atá.

Particularmente, el sector de estudio está sobre una ladera homoclinal definida por la disposición (buzamiento y rumbo) de los estratos hacia el NE inclinados a favor de la pendiente del terreno. Se constituye por la interestratificación de rocas competentes y blandas de la Formación Gualanday Inferior cubierta por suelos residuales de espesores variables y bajo grado de consolidación que pueden presentar flujos de tierra pequeños y deslizamientos eventualmente.

Esta geoforma se extiende hacia el N-S y mantiene un desarrollo de ondulaciones y pequeñas colinas, cuyo desarrollo y evolución se encuentra supeditado a los principales agentes morfogenéticos como el agua y asimismo al control estructural de la disposición de los estratos debido a su origen morfoestructural.

4.14 RESULTADOS

Con base a la exploración geológica de campo, fotografías aéreas y topografía se definió el mapa geológico del sitio, caracterizando las unidades geológicas involucradas y ya definidas en este capítulo: Formación Gualanday Inferior (Tmgi) y Depósitos o suelos coluviales (Qda). Con la vista en planta de la zona (ver Imagen 12) se delimita la extensión de dichas unidades sobre el talud externo de la vía.



Imagen 12. Geología local del sector K15+670 – K15+740.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S.

Asimismo, se presentan los perfiles geológicos promedios de la zona teniendo en cuenta la diferenciación entre los suelos coluviales (Qda) y las rocas de la Fm. Gualanday Inferior (Tmgi). Como se observa, los espesores de estos materiales se encuentran alcanzando máximos de 8 metros lo cual define superficies de falla someras.

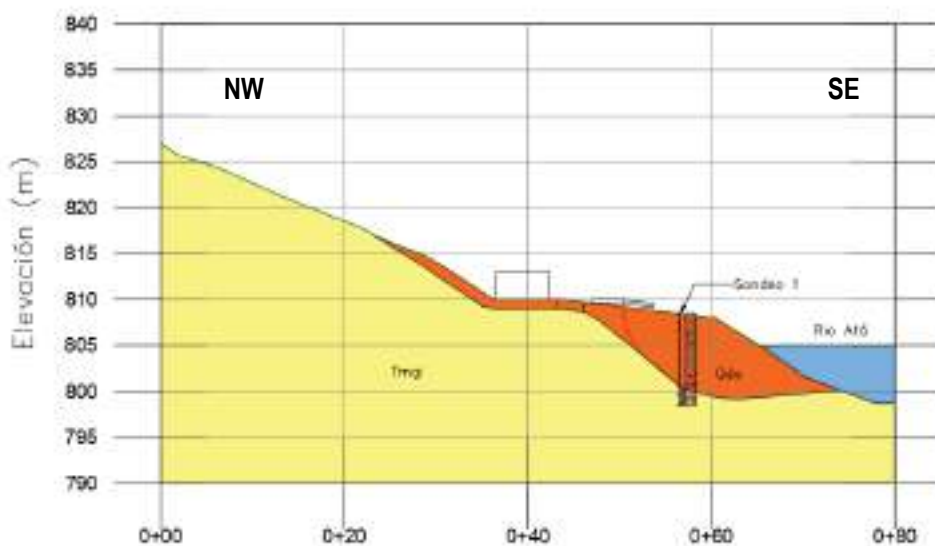


Imagen 13. Perfil geológico transversal A-A'.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S.

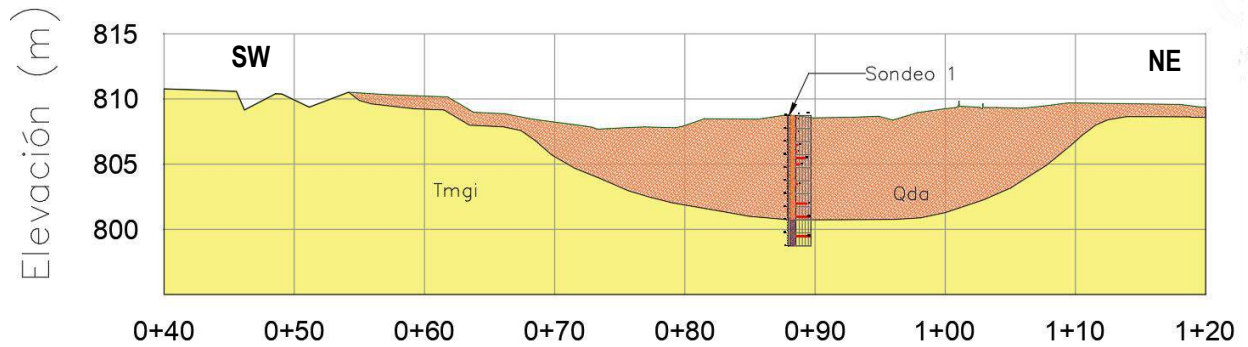


Imagen 14. Perfil geológico longitudinal por el borde derecho de la vía del sector K15+670 – K15+740.

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S.

4.15 CONCLUSIONES

Con la información existente recolectada de estudios anteriores, además de la recolectada en campo de la misma área de estudio se dejan las siguientes consideraciones desde el punto de vista geológico:

El sector de estudio presenta varios factores de inestabilidad que han desencadenado una serie de procesos de remoción en masa dentro de los cuales uno ha ocasionado la pérdida parcial de la vía. El principal factor condicionante es la erosión y meteorización sobre las rocas de la Fm. Gualanday Inferior (Tmgi) generadas por socavación lateral del río Atá. Este proceso permite que los suelos generados a partir de la meteorización de las arcillolitas de la Fm. Gualanday Inferior alcancen espesores de hasta 8 metros y se movilicen. Por lo tanto, se recomienda que las obras proyectadas estén concentradas a la protección marginal del sector, puesto que no se evidenciaron factores geológicos que generen inestabilidad.

5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

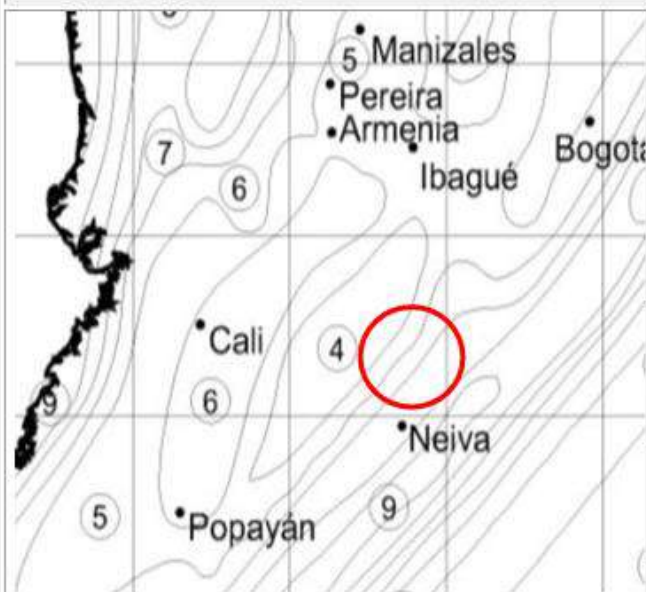
5.1 CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

De acuerdo con el perfil promedio del sitio, los inventarios de fuentes sísmicas del país y especialmente con el contenido de la nueva versión del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10), y lo estipulado en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, fue posible establecer los con coeficientes de aceleración pico horizontal del terreno (PGA) de 0,25, y coeficientes de aceleración espectral horizontal de periodos de vibración corto y periodo de vibración largo (S_s y S_1), respectivamente.

De acuerdo con lo anterior y a lo establecido en la norma el nivel de amenaza sísmica de la zona es **alta**.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las propiedades sísmicas del proyecto:

Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto

UBICACIÓN	PARÁMETRO	VALOR
	Coeficiente de aceleración pico Horizontal del terreno PGA (Región 5)	0,25
	Coeficiente de aceleración espectral horizontal periodo corto S_s	0,50
	Coeficiente de aceleración espectral horizontal periodo largo S_1	0,25
	Valor del factor de sitio F_{pga}	1,3
	Perfil suelo de Cimentación	C

Fuente: Código Colombiano de Diseño de puentes CCP-14 – NSR-10

Como se muestra en la tabla anterior el valor de PGA es de 0,25, y de acuerdo con lo considerado en el Código de Puentes CCP14 el coeficiente de aceleración horizontal para los análisis de estabilidad puede ser considerado como $K_h = PGA \cdot F_{PGA}$, que para estructuras sin ningún tipo de restricción al desplazamiento puede considerarse un factor multiplicador entre 0,5 y 1,0. De conformidad con lo anterior, el coeficiente de aceleración pico horizontal corresponde a un valor de 0,25 utilizando un factor de 1,0, y el coeficiente de aceleración vertical corresponde al 10% del coeficiente horizontal. Sin embargo, para las modelaciones de estabilidad solo se considera el coeficiente de aceleración horizontal toda vez que estas aceleraciones no suelen presentarse simultáneamente.

Se adopta el perfil de suelo tipo C, dadas las condiciones del suelo en el cual se apoyará la estructura proyectada, tomando como base el ensayo de resistencia a la penetración estándar y adoptando lo descrito en la tabla 3.10.3.1-1 “Definición de los tipos de perfil de suelo” del CCP-14.

5.2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Con el fin de establecer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman el subsuelo y las afectaciones que se presentan en este sector, fue llevado a cabo un programa de exploración que consistió en la ejecución de una (1) perforación con equipo mecánico de rotación, percusión y lavado, la cual alcanzó una profundidad de 10m. Adicionalmente, fueron recuperadas muestras para para la ejecución de ensayos de laboratorio.

Durante la ejecución del sondeo fueron identificados y descritos visualmente los diferentes estratos. En los suelos en donde debido a la elevada consistencia de los materiales finos o a la presencia de materiales granulares no fue posible la recuperación de muestras inalteradas, fue adelantado el ensayo de penetración estándar (SPT), con la respectiva recuperación de la muestra alterada mediante el tubo de cuchara partida (Split Spoon).

En la tabla a continuación se observa la localización de la perforación ejecutada:

Tabla 2. Localización de sondeos

Sondeo No	Profundidad (m)	Tipo de perforación	Localización	Coordenadas	
				ESTE	NORTE
1	10	Mecánica	Borde externo de la vía	4709945.633	1922254.845

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

En la imagen a continuación se muestra en planta la localización del sondeo efectuado en el tramo de objeto de estudio:



Imagen 15. Localización en planta del sondeo (S1) ejecutado en el sector inestable Caño Fisto

En las fotografías a continuación se muestran las actividades de exploración asociadas al sector inestable Caño Fisto:

- Sondeo 1



Fotografía 2 y 3. Exploración del subsuelo - Sondeo 1 - Sector Caño Fisto

5.3 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 geo-mecánico. 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.

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.

Así mismo, se llevó a cabo un ensayo de compresión en roca, el cual será tenido en cuenta para el cálculo de parámetros de diseño.

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

Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio – Sondeo 1

Perforación	Muestra No	TIPO	Desde (m)	Hasta (m)	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%Finos	%Arenas	%Gravas	δ (T/m3)	N 6"	N 12"	N 18"	N (Golpes/pie)	RQD (%)	Compresión Roca (Mpa)
Sondeo 1	1	SS	0	0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	1	2	-	-
Sondeo 1	2	SS	1	1,5	CL	7,2	35	17	18	59,4	39,9	0,7	-	1	1	2	3	-	-
Sondeo 1	3	SS	2	2,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7	8	5	13	-	-
Sondeo 1	4	SS	2,5	3	SC	3,8	42	18	24	46,7	52,2	1,1	1,9	2	2	2	4	-	-
Sondeo 1	5	SS	3	3,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	20	39	59	-	-
Sondeo 1	6	SS	3,5	4	CL	10,1	35	14	21	50,9	48,6	0,5	1,86	20	15	10	25	-	-
Sondeo 1	7	SS	5	5,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	5	6	11	-	-
Sondeo 1	8	SS	6,5	7	CL	11,8	40	17	23	64,7	34,9	0,4	1,78	18	29	45	74	-	-
Sondeo 1	9	BR	7	8,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	R	-	-	100	15	-
Sondeo 1	10	BR	8,5	10	-	-	-	-	-	-	-	-	2,16	R	-	-	100	11	4,2

Fuente: Diseños Geotécnicos

5.4 PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

Con base en los trabajos de exploración del subsuelo llevados a cabo en el sector objeto de estudio y en los ensayos de laboratorio efectuados, se establece la siguiente secuencia estratigráfica promedio para el sector en estudio:

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio de 8.0m, se detecta la presencia de un suelo coluvial (Qdc) conformado por un material arcilloso de color café claro con presencia de arenas arcillosas de consistencia baja a dura en la matriz, de humedad baja y plasticidad media a alta. Presenta valores de resistencia promedio a la penetración estándar entre 2 golpes/pie y el rechazo. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de dicho estrato:



Fotografía 4 y 5. Materiales característicos del estrato 1

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (10m), se reporta la existencia de arcillolita rojiza perteneciente a la Formación Gualanday Inferior (Tmgi). Exhibe valores de rechazo al ensayo de resistencia a la penetración estándar SPT. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato:



Fotografía 6 y 7. Materiales característicos del estrato 2

En las figuras a continuación se muestra el resumen gráfico de las propiedades índice de cada uno de los sondeos efectuados en el tramo objeto de estudio:

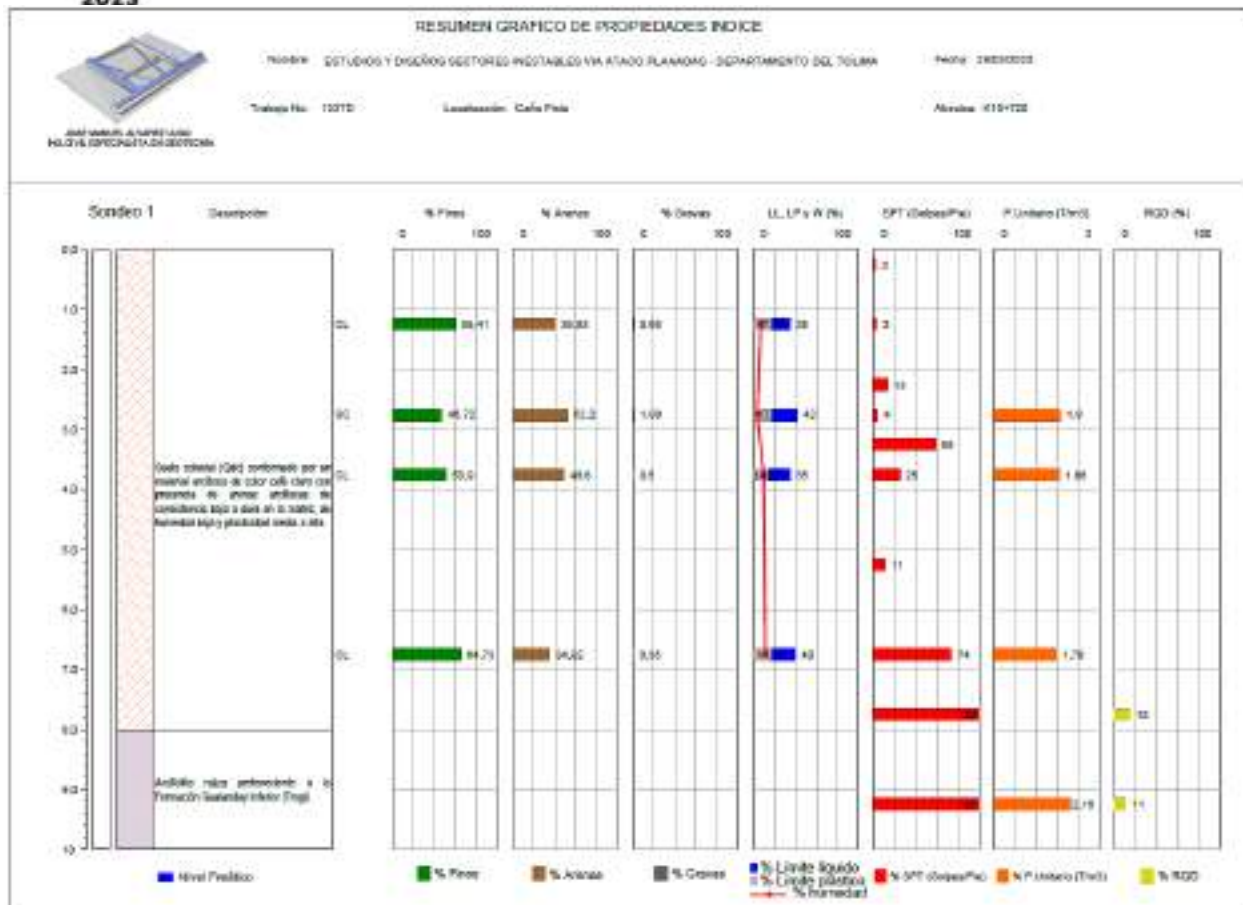


Imagen 16. Resumen gráfico de las propiedades índice - Sondeo 1

Fuente: Diseños Geotécnicos

En la imagen a continuación se muestra el modelo geológico – geotécnico definido para el sector inestable Caño Fisto:

Sección de análisis K15+700

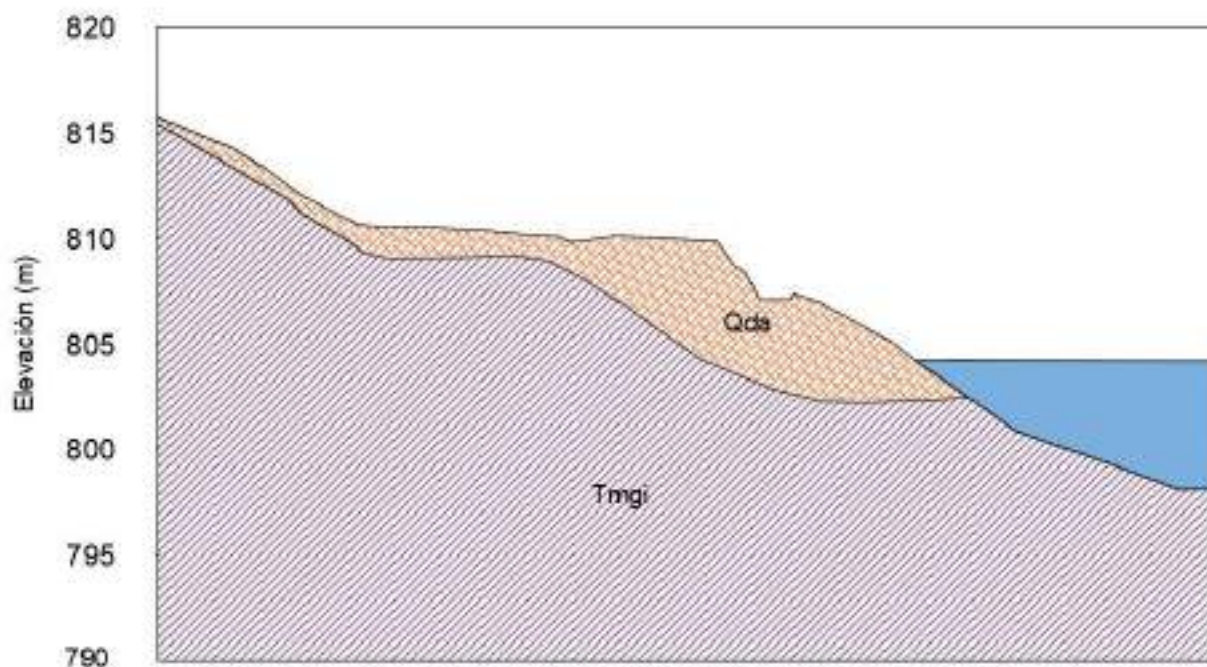


Imagen 17. Sección Transversal – K15+700

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

De acuerdo a las perforaciones realizadas y a los análisis efectuados se puede observar la diferencia de resistencias de los materiales que conforman el perfil estratigráfico, el cual varía con la profundidad. Por tal razón, los elementos de cimentación deberán quedar embebidos en el material competente como mínimo tres veces el diámetro.

5.5 NIVEL FREÁTICO

El nivel freático no fue detectado en la perforación efectuada en el sector objeto de estudio; sin embargo, es importante recalcar la presencia del río Atá a tan sólo 10 metros, aproximadamente, del talud externo.

6 DISEÑO GEOTÉCNICO

Con base en las propiedades geo-mecánicas de los materiales que conforman el perfil estratigráfico del tramo en estudio, y teniendo en cuenta tanto las condiciones de entorno como las características del mismo, fueron llevados a cabo los análisis geotécnicos.

6.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Para la selección de los parámetros de diseño del primer estrato, ante la inexistencia de muestras inalteradas, se emplearon los datos de resistencia derivados de ensayos de penetración estándar SPT. Adicionalmente, tal y como se muestra en el modelo geotécnico, fueron tenidos en cuenta aspectos como el porcentaje de finos y la compresión en roca para la evaluación y selección de los parámetros.

Así las cosas, los parámetros de diseño fueron calculados por medio de la metodología expuesta en el paper “Resistencia Efectiva con SPT” de ALVARO J. GONZALEZ G., memoria de cálculo que se encontrará en el ANEXO 2.

Los valores de peso unitario de los materiales identificados fueron tomados en promedio de los resultados de los ensayos de laboratorio; sin embargo, y teniendo en cuenta los valores de N obtenidos del ensayo de SPT, estos han sido calibrados y verificados de acuerdo a la literatura existente tal y como se relaciona en la tabla a continuación:

Tabla 4. Correlación N vs. Peso Unitario (fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties)

N	Peso Unitario
≤ 6	1600
≤ 10	1680
≤ 15	1750
≤ 20	1800
≤ 25	1850
≤ 30	1900
≤ 40	1950
> 40	2000

A partir del manual de cimentaciones del INVIAS, se tomaron las relaciones para el cálculo del módulo de elasticidad y coeficiente de poisson presentadas en la tabla 4.6.2 Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988).

Tabla 5. Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988) (Fuente: Manual de Cimentaciones del Invias)

TIPO DE SUELO	RANGO DE VALORES TÍPICOS MÓDULO DE YOUNG E_s (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON μ (ADIMENSIONAL)	ESTIMACIÓN DE E_s A PARTIR DE N	
			TIPO DE SUELO	E_s (MPa)
Arcilla: Blanda	2-4-15	0,2 – 0,5	Limos, limos arenosos, masas fuertemente cohesivas.	0,4N
consistente	15-50	0,4-0,5 (no densada)	Arenas limpias finas a medias y arenas fuertemente limpias.	0,7N
Mediamente rígida a rígida	50-100	0,30 – 0,5	Arena gruesa y arena con poca grava.	1,0N
Muy rígida	> 100	0,20 – 0,5	Grasa arenosa y gravas.	1,1N
Loes limo	15-80 2-20	0,3-0,4 0,3-0,35	Grasa arenosa y gravas	1,1N

6.1.1 PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN ROCAS

El criterio de rotura de macizos rocosos de Hoek-Brown:

Es considerablemente aceptado y muy aplicado en un gran número de proyectos a nivel mundial. Aunque el criterio se considera agradable, existen algunas incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite. En particular, la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso dado, ha sido un inconveniente desde la publicación original del criterio en 1980. Un programa de computación asociado, denominado “RocLab”, ha sido desarrollado con la finalidad de ser un medio conveniente para la obtención de parámetros de resistencia por Hoek-Brown al criterio más conocido Mohr-Coulomb.

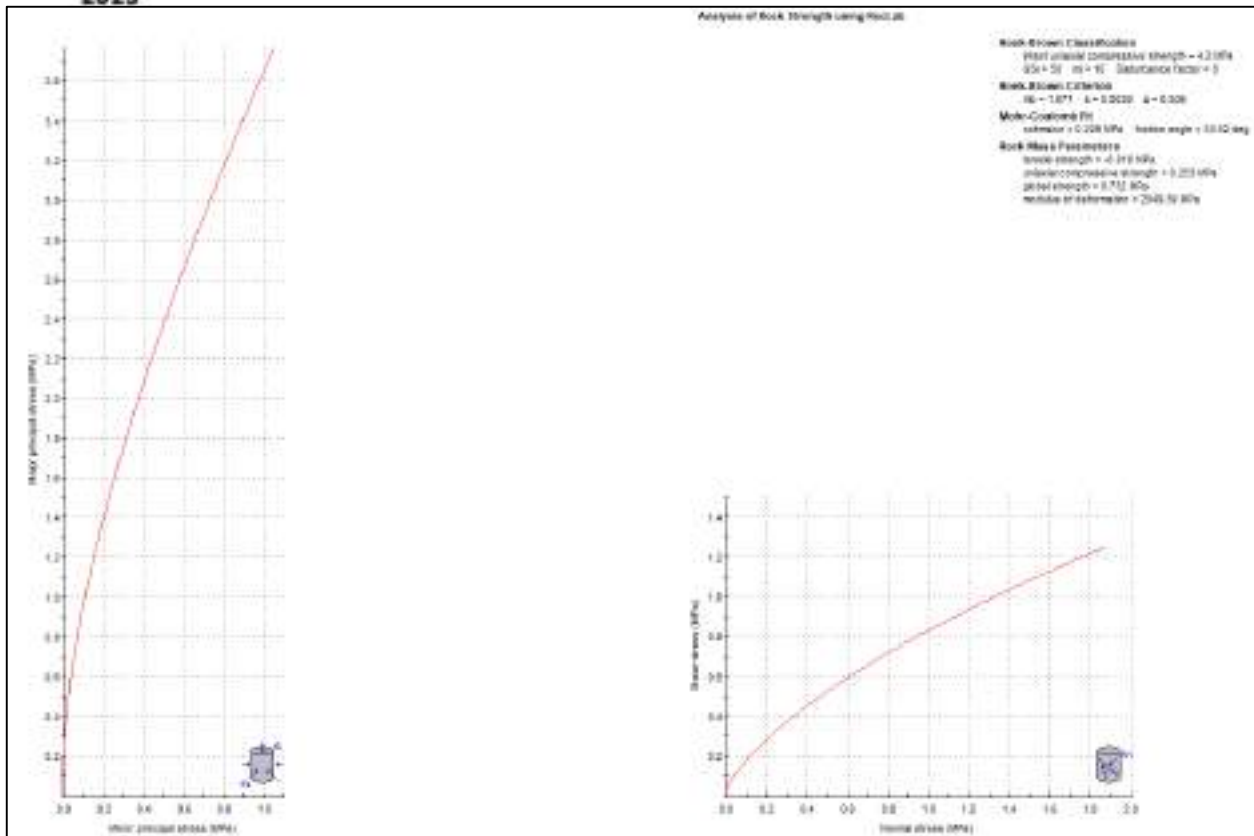


Imagen 18. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.

Para adquirir los parámetros bajo el criterio de Mohr-Coulomb, se debe alimentar el programa bajo el análisis de 4 parámetros:

- La resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta “sigci”
- El parámetro de la roca intacta “mi”
- El índice de resistencia geológica “GSI”
- El factor de perturbación “D”

El índice de resistencia geológica GSI, fue desarrollado por Hoek (1994) para corregir los problemas detectados con el uso del índice RMR para evaluar la resistencia de macizos rocosos según el criterio generalizado de Hoek-Brown. Se sostiene bajo criterios de la composición mineralógica y proceso de formación de la roca, y el RQD.

Para el caso en estudio, encontramos que el macizo está compuesto de arcillolitas medianamente fracturadas, por tal razón se optó por un GSI= 50, de una resistencia regular.



Rock Structure		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
INTACT OR MASSIVE - Intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities.	95					
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets.	80					
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets.	65					
BLOCKY/DISTURBED/SEAM - foliated with angular blocks, formed by steeply intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity.	50					
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces.	35					
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes.	15					

Imagen 19. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.

Con base en lo anterior, en las tablas a continuación se presentan los parámetros de diseño obtenidos para la ejecución de los análisis geotécnicos requeridos para el diseño de la alternativa propuesta:

Tabla 6. Parámetros de diseño obtenidos - Sector inestable K15+700

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Suelo coluvial	0,0 – 8,0	3,3	14,5	1,85	526
Arcillolita perteneciente a la Formación Gualanday Inferior (Tmgi)	8,0- 10,0	20,9	30,5	2,16	204939

6.2 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN INICIAL

Con base en las observaciones de campo y en la etapa de exploración del subsuelo, fue definido el modelo estratigráfico para este sector, con el cual se llevaron a cabo los análisis de estabilidad general de la ladera, tendientes a la determinación del factor de seguridad actual.

Para tal efecto y haciendo uso de un modelo de equilibrio límite mediante el programa de computador SLIDE. El modelo geotécnico fue representado mediante un espacio bidimensional. El comportamiento mecánico de los estratos definidos fue establecido mediante un modelo de comportamiento tipo Mohr-Coulomb y Hoek-Brown, los valores de factor de seguridad fueron evaluados con base en los mínimos valores obtenidos de cientos de superficies de falla de tipo circular.

La carga aplicada en los modelos corresponde a la establecida en la normatividad vigente (H.5.1.2 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA-NSR-10), y que es transmitida por el tránsito vehicular, la cual equivale a 1,50 t/m².

Los análisis de estabilidad efectuados contemplan diferentes mecanismos de falla para representar las diferentes condiciones de la ladera. Los modelos de estabilidad de taludes presentan las condiciones de estabilidad del talud externo en donde debido a la disección que provocan los cauces presentes en la zona se tienen taludes inestables que arrastran los depósitos hasta el nivel de la banca.

En los siguientes modelos numéricos se presentan los parámetros establecidos para el depósito a partir del retrocálculo, en donde se ejecutó de forma repetitiva el análisis de estabilidad variando el ángulo de fricción y la cohesión hasta encontrar un mecanismo de falla que se ajuste con el identificado en campo y que tenga un FS cercano a 1,0. En la siguiente tabla se presentan los parámetros definidos para el modelo geotécnico con base en el retrocálculo efectuado:

Tabla 7. Parámetros de diseño seleccionados con base en retrocálculo - Sector inestable K15+700

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (ϕ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Suelo coluvial	0,00 – 8,0	1,0	12	1,85	526
Arcillolita perteneciente a la Formación Gualanday Inferior (Tmgi)	8,0- 10,0	20,9	30,5	2,16	204939

El modelo estabilidad se evaluó con superficies de falla circulares, en donde el material coluvial se está moviendo sobre las arcillolitas, encontrando estas últimas estables.

Así las cosas, en las imágenes a continuación se muestra la geometría de análisis para el modelo analizado en condición inicial estática y pseudo-estática:

Sección de análisis K15+700

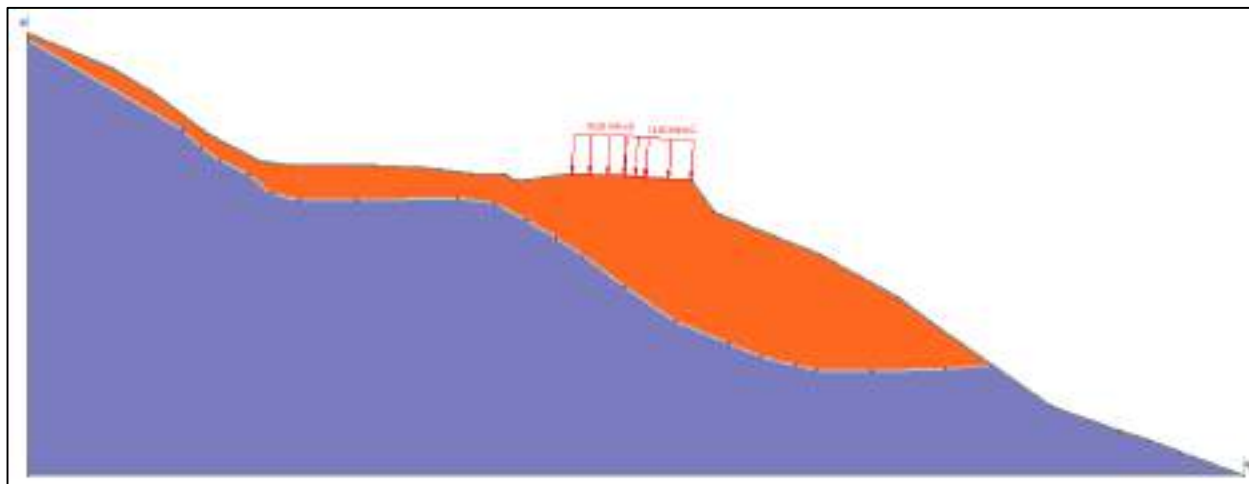


Imagen 20. Geometría de análisis K15+700

Condición inicial – Estático

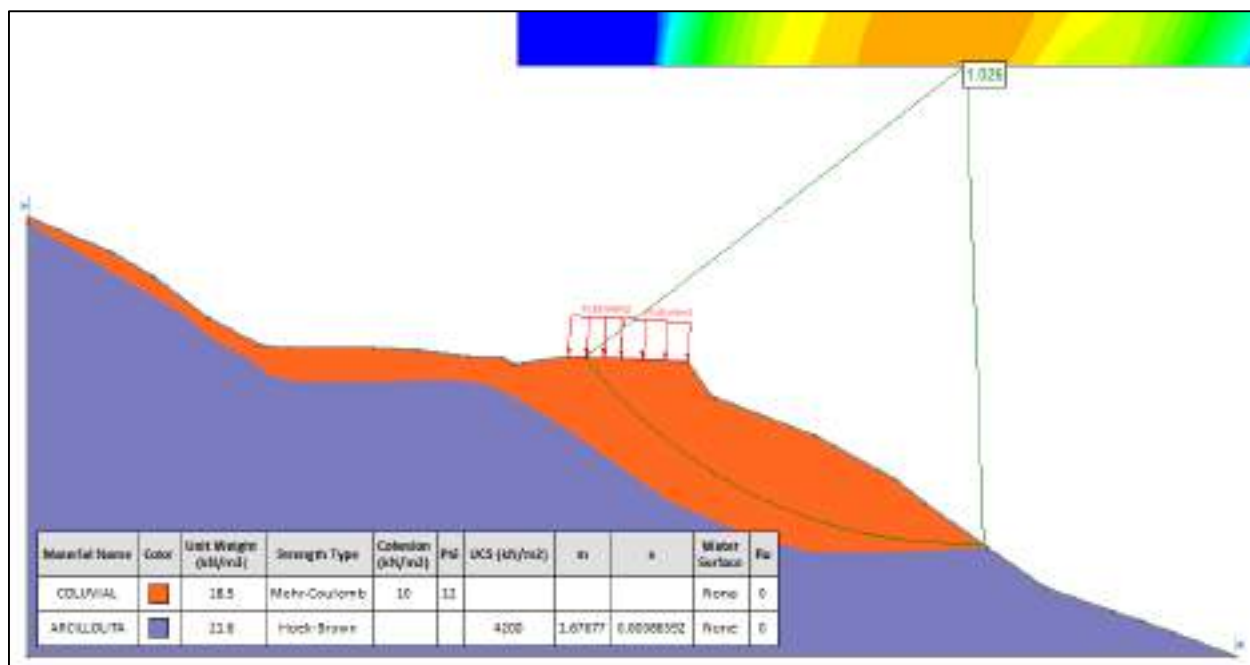


Imagen 21. Factor de seguridad - Condición inicial – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700

Condición inicial – Pseudoestático

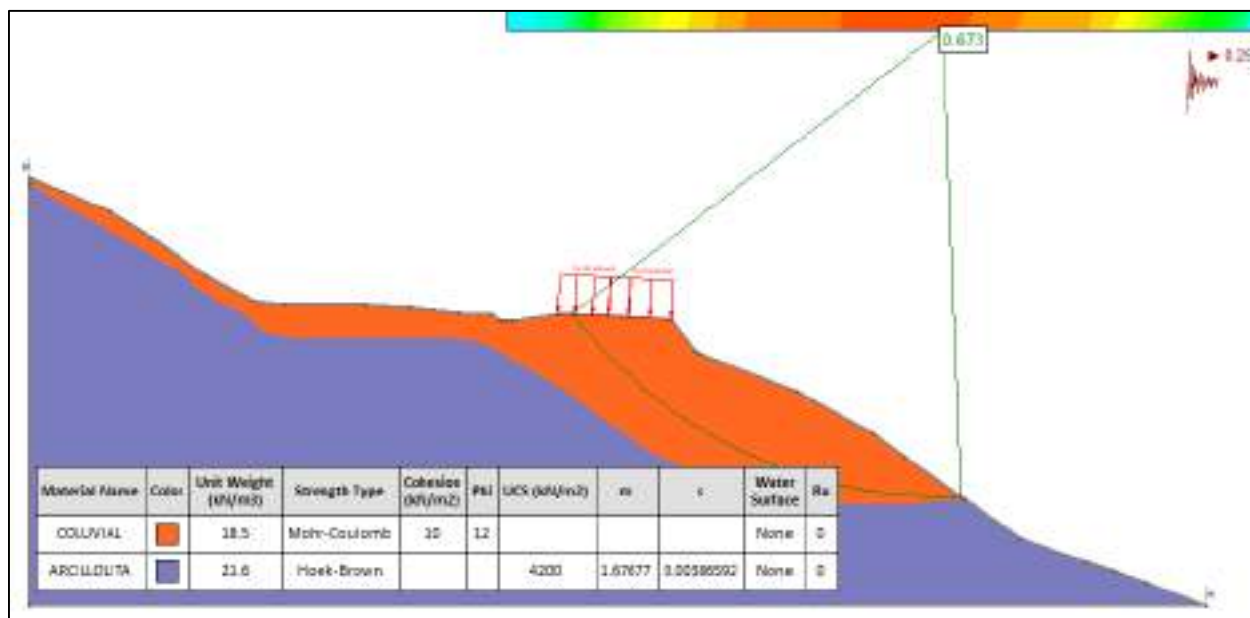


Imagen 22. Factor de seguridad - Condición inicial – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos en cada uno de los modelos analizados:

Tabla 8. Factores de seguridad – Condición inicial - Sector inestable K15+700

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Dinámico
General - Inicial		
K15+700	1.026	0.673

De acuerdo a lo anterior se observa que la superficie de falla inicia en la pata del talud interno -atravesando la vía existente, y sale en la parte baja del talud externo. Para las condiciones estática y pseudo-estática analizadas se observan factores de seguridad alrededor de 1.0, lo cual es consistente con los modelos presentados y con las condiciones actuales del sitio.

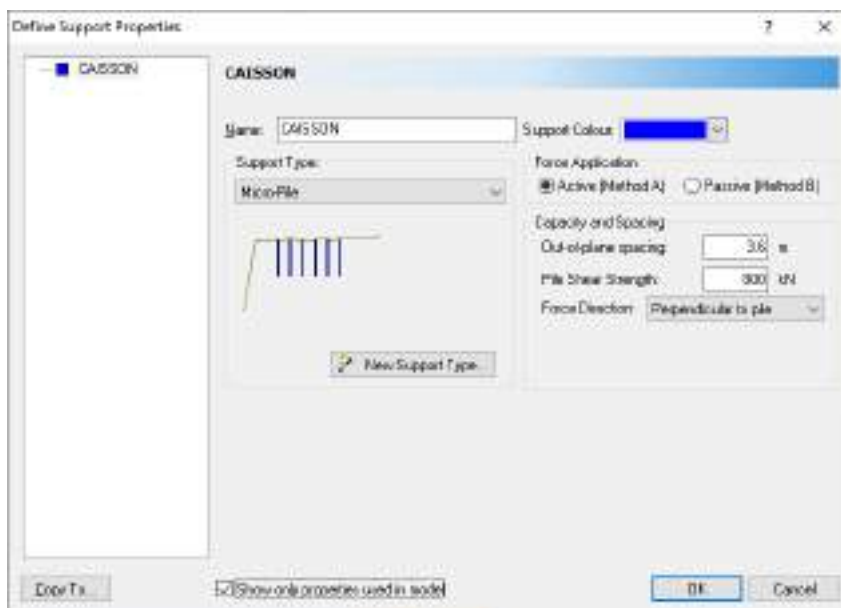
Los análisis de estabilidad en condición estática muestran los mecanismos de falla mencionados donde la superficie de falla esta demarcada por debajo del suelo residual, lo cual es completamente congruente con lo observado en campo; en condición pseudo-estática se observa que el factor de seguridad se ve reducido asociado al coeficiente de aceleración horizontal. Es importante mencionar y resaltar que el mecanismo de falla se ve actuando sobre la vía.

6.2.1 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – CONDICIÓN CON OBRAS

Con el fin de garantizar la estabilidad de la zona afectada y el paso seguro de los vehículos y comunidad por el sector del K15+700, se procedió a realizar los análisis de estabilidad mediante la implantación de obras de contención en el talud externo.

Para la modelación de las obras de contención del talud externo se han tenido en cuenta las siguientes características:

Tabla 9. Características de los materiales de contención ingresados al programa



De acuerdo con las obras preestablecidas en el Numeral 3.1 - Alternativa de solución, a continuación se presenta el modelo de análisis el cual está compuesto por la misma geometría del modelo geotécnico con una reconfiguración de

la vía y un muro de protección lateral y confinamiento del material de relleno, para lo cual se presentan imágenes en donde se muestran los análisis de estabilidad global con la implementación de las obras propuestas con el fin de obtener un factor de seguridad adecuado, de acuerdo a la normatividad vigente:

Sección de análisis K15+700 – Condición con obras - Estático

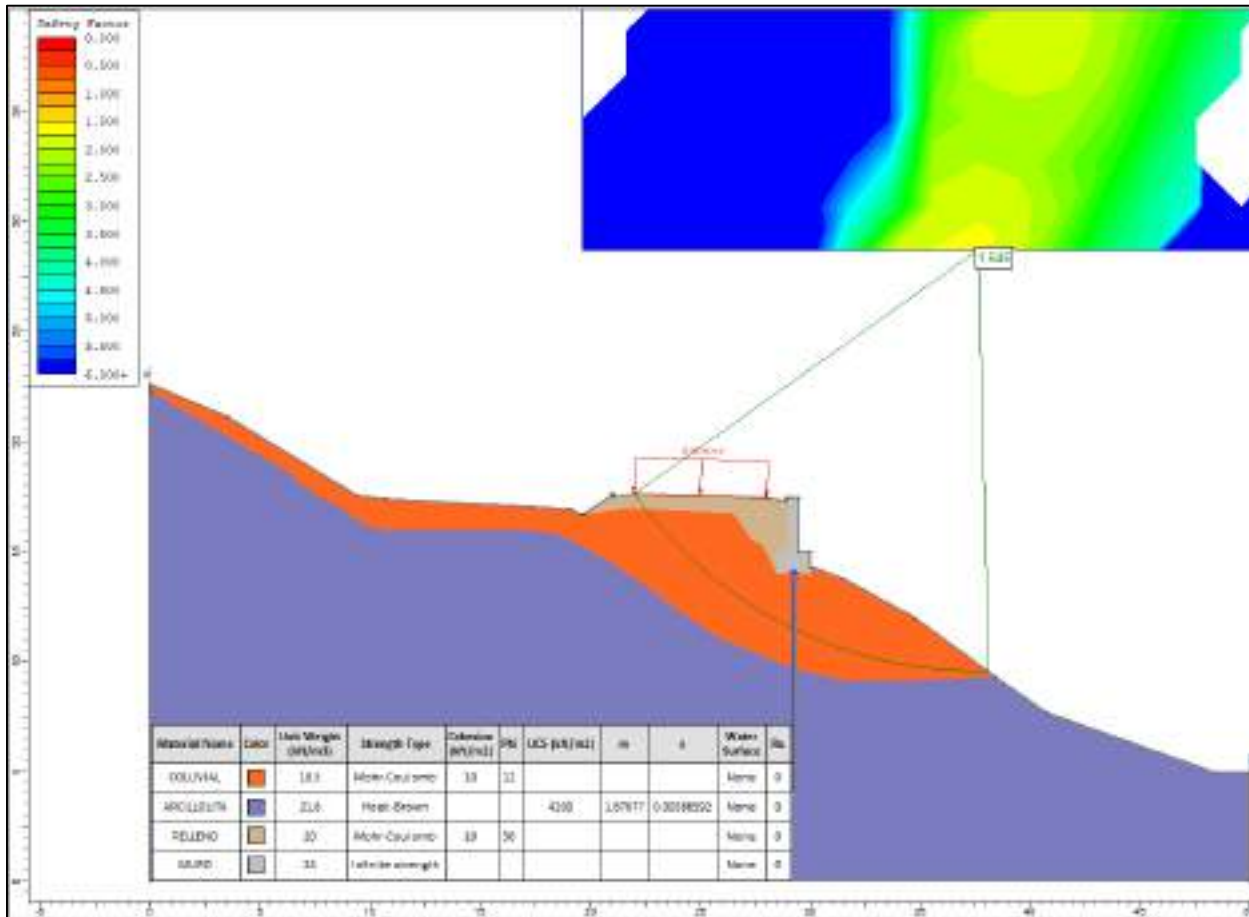


Imagen 23. Factor de seguridad – Condición con obras – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700

Sección de análisis K15+700 – Condición con obras - Pseudoestático

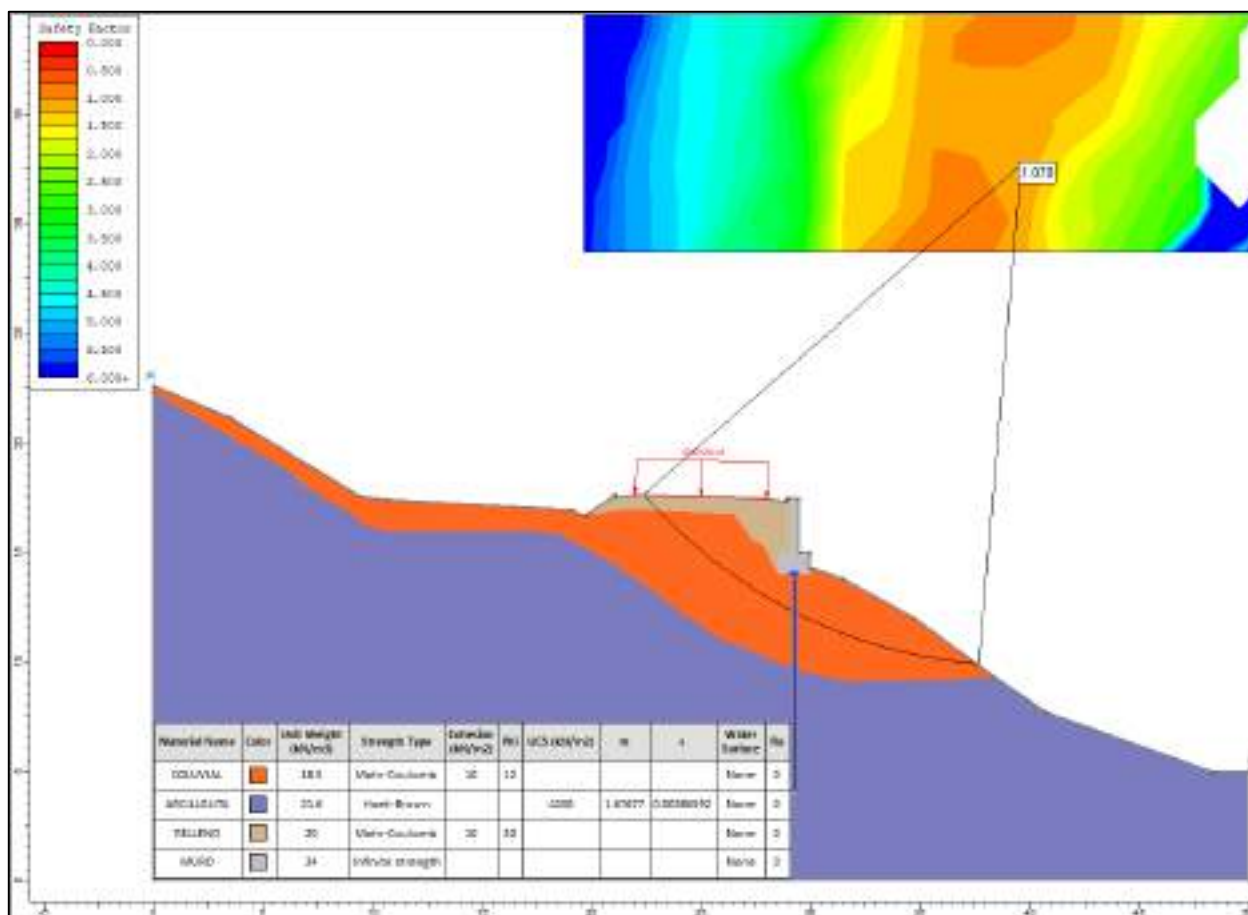


Imagen 24. Factor de seguridad - Condición con obras –Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos en cada uno de los modelos analizados:

Tabla 10. Factores de seguridad – Condición con obras - Sector inestable K15+700

Condición	Factor de seguridad	
General – Obras	Estático	Dinámico
K15+700	1.65	1.07

6.3 MODELO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA CONFORMACIÓN DE CORTES TEMPORALES

Para tal efecto y haciendo uso de un modelo de equilibrio límite mediante el programa de computador SLIDE, el modelo geotécnico fue representado mediante un espacio bidimensional. El comportamiento mecánico de los estratos definidos fue

establecido mediante un modelo de comportamiento tipo Mohr-Coulomb. Los valores de factor de seguridad fueron evaluados con base en los mínimos valores obtenidos de cientos de superficies de falla de tipo circular.

Se evalúa en el presente capítulo, el comportamiento de las paredes de las excavaciones, los factores de seguridad asociados al proceso y las inclinaciones de seguridad.

Teniendo en cuenta la profundidad de las excavaciones para la instalación de las estructuras proyectadas es necesario ejecutar de manera temporal la conformación de cortes para las excavaciones.

Con base en lo anterior fueron realizados análisis de estabilidad considerando la sobrecarga con el fin de determinar la geometría con que deben ejecutarse las excavaciones en campo.

Por otra parte, es importante mencionar que el control y manejo de aguas superficiales se deberá realizar antes de efectuar los cortes temporales para la implantación de las estructuras propuestas.

A partir de los parámetros de diseño seleccionados, fueron evaluadas varias alternativas contemplando como profundidad máxima de corte y excavación 1,45m con una inclinación de 63° (1H: 2V).

Evaluación de cortes temporales - Estático

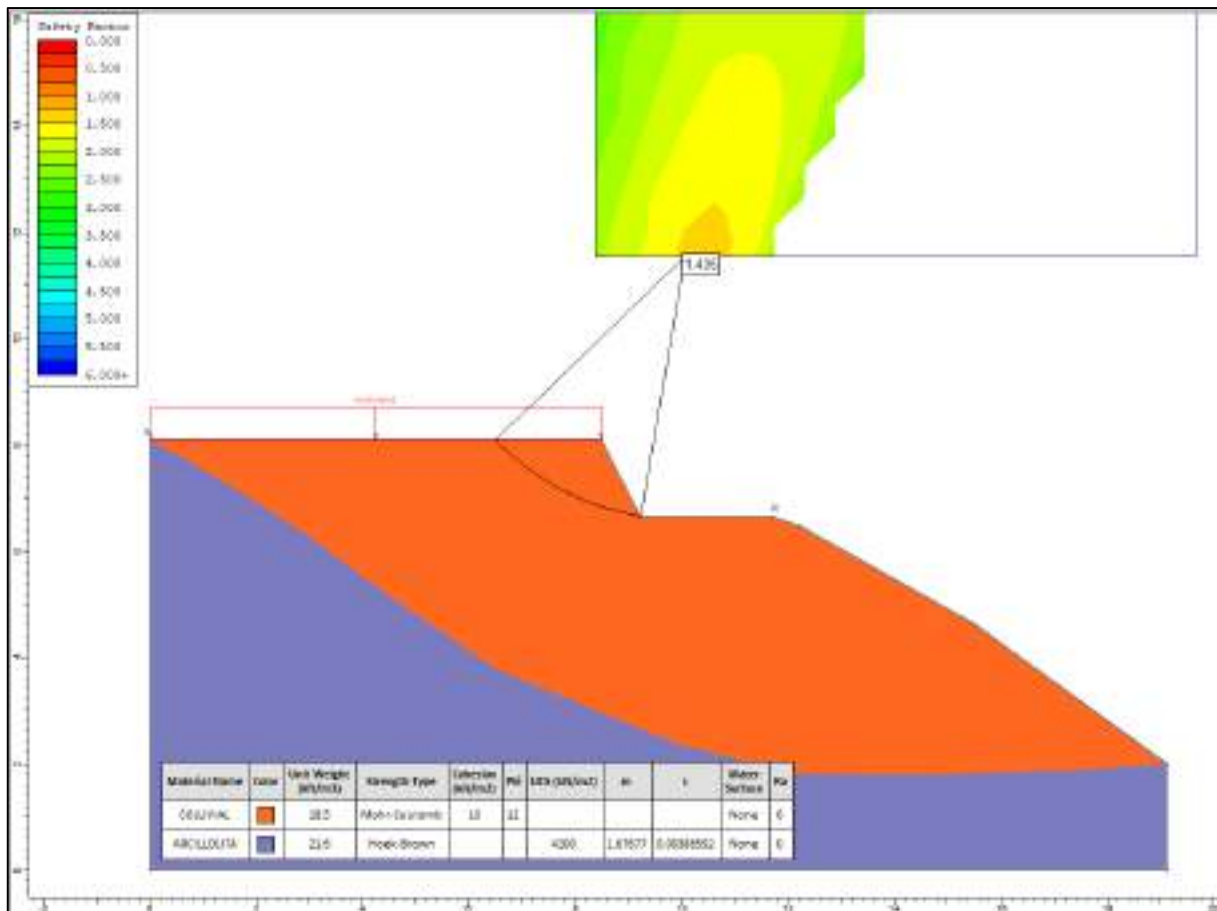


Imagen 25. Factor de seguridad - Cortes temporales – Estático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700

Evaluación de cortes temporales - Pseudoestático

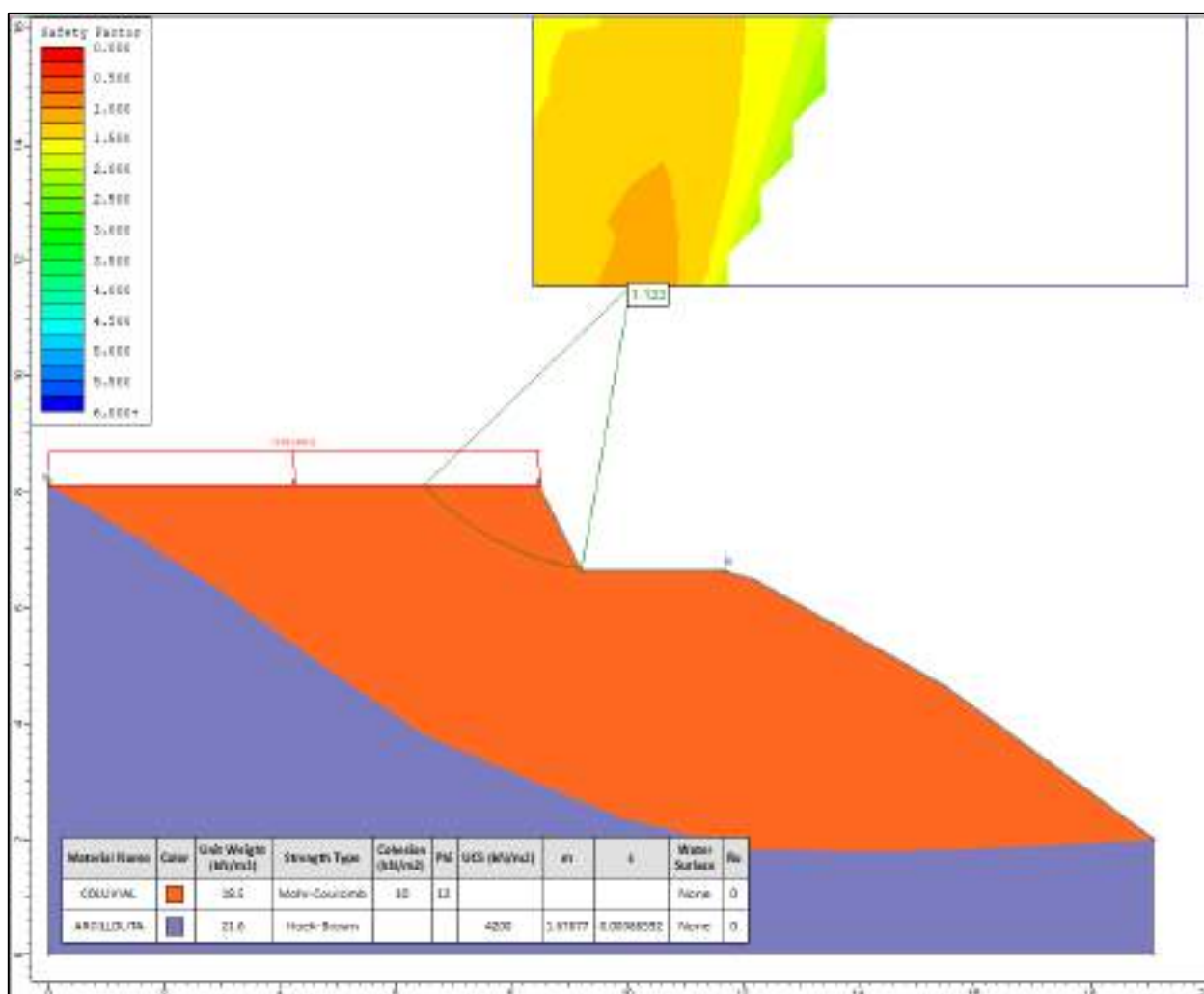


Imagen 26. Factor de seguridad - Cortes temporales – Pseudoestático – Método de GLE/Morgenstern-Price – K15+700

En la tabla a continuación se relacionan los factores de seguridad obtenidos el modelo analizado para la conformación de cortes temporales:

Tabla 11. Factores de seguridad cortes temporales sector inestable K15+700

Altura máxima de corte (m)	Inclinación	Factor de seguridad	
1,45	(1,0H; 2,0V)	Estático	Dinámico
		1.44	1.13

Los criterios de aceptación de los factores de seguridad, se basa en lo descrito en la norma de construcción sismo resistente NSR-10, tabla H.2.4-1 “Factores de Seguridad Básicos Mínimos directos” tal y como se relacionan a continuación:

Tabla H.2.4-1
Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	F _{base}		F _{factor}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.50	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Sseudo-estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.50	1.40
Taludes – Condición Sseudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos sseudo-estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

(Fuente NSR-10)

6.4 CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitudes de 5m (entre el K15+670 y el K15+700) y 10m (entre el K15+700 y el K15+740). El muro se apoyará sobre una fila de caisson y se implantará sobre el borde externo de la vía en un solo tramo entre las abscisas K15+670 y K15+740. Ésta solución será implantada en una longitud total de muro de 72m.

El nivel de cimentación se obtendrá haciendo la excavación a la altura correspondiente y garantizando la uniformidad de los materiales. Los caisson estarán separados tres veces el diámetro entre ejes.

Entre los análisis realizados fueron llevados a cabo modelos de resistencia por punta para suelos principalmente friccionantes, en función de las propiedades geo-mecánicas del subsuelo de la zona donde se implantarán las estructuras en mención.

Conforme a lo establecido en la norma CCP-14 para los pilotes perforados se debe considerar el diseño a partir de los estados límites, con lo cual a continuación se hace una descripción general de lo requerido para el diseño de cimentaciones profundas asociadas a cada estado límite.

A continuación se relaciona la metodología usada para el cálculo de capacidades:

- **Capacidad de carga cimientos profundos**

El cálculo de la capacidad de carga de pilotes perforados en suelos cohesivos puede realizarse empleando el método alfa, el cual estima la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste del pilote a partir de la resistencia al corte no drenada del suelo. Este método es particularmente útil en materiales cohesivos saturados, como arcillas blandas a medias, donde el desarrollo de presiones de poro impide que se movilice resistencia efectiva. La capacidad de carga total del pilote se determina como la suma de la resistencia por fricción lateral y la resistencia por punta, según la siguiente expresión general:

$$Q_{ult} = Q_f + Q_b$$

Donde:

Q_{ult}: es la capacidad de carga última del pilote,
Q_f: es la resistencia por fricción a lo largo del fuste,
Q_b: es la resistencia por punta en la base del pilote.

La resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste del pilote se estima con base en la resistencia al corte no drenada del suelo cohesivo (S_u) y un coeficiente de adhesión (α), como se indica a continuación:

$$q_f = \alpha \cdot s_{u_i}$$

La resistencia total por fricción a lo largo del fuste del pilote se obtiene integrando esta expresión a lo largo de su longitud embebida en suelo cohesivo. Para efectos prácticos, cuando las condiciones del suelo son relativamente homogéneas o los datos se presentan en capas discretas, la expresión puede simplificarse como:

$$Q_f = \int_0^L \alpha(s_u) \cdot s_u(z) \cdot P(z) dz$$

$$Q_f = \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot s_{u_i} \cdot P_i \cdot L_i$$

Donde:

α_i: es el factor de adhesión para la capa i,
S_u: es la resistencia al corte no drenada de la capa i,
P_i: es el perímetro del pilote en la capa i,
L_i: es el espesor de la capa i,
n: es el número de capas de suelo a lo largo del fuste.

El valor de α puede variar dependiendo de la relación entre la resistencia no drenada y la presión efectiva. Se recomienda su estimación con base en correlaciones empíricas propuestas por autores como Tomlinson o API, donde típicamente α varía entre 0.3 y 1.0, disminuyendo conforme aumenta S_u.

En el método Alpha, aunque el énfasis se da a la fricción lateral, se considera también la resistencia por punta en el caso de pilotes que penetran estratos competentes. La resistencia por punta se estima con la siguiente expresión:

$$Q_b = A_b \cdot q_b$$

Donde:

A_b: es el área transversal de la base del pilote,
Q_b: es la resistencia unitaria por punta, generalmente asumida como un múltiplo del S_u del estrato de apoyo:

Siendo N_c el factor de capacidad de carga

- **Capacidad de carga para cimientos superficiales**

El análisis de resistencia se realizó mediante la ecuación general de capacidad portante. Los factores de capacidad portante y los factores de corrección por forma, profundidad de cimentación, nivel freático, excentricidad e inclinación de la carga, fueron establecidos mediante las propuestas de Meyerhoff (1963), Hansen y Vesic (1970) y Chen (1975), y su elección se basó en las conclusiones del trabajo “Factores de Capacidad Portante Para Cimientos Superficiales” (J.M. Álvarez, 1994), cuyos resultados fueron integrados mediante el programa de computador Cport.jmal con el cual fueron efectuados los análisis del presente estudio.

Para el cálculo de la capacidad portante de cimentaciones superficiales se utilizó la ecuación general de capacidad portante.

Donde:

- F.S = factor de seguridad = 3
- q = sobrecarga de tierras a la profundidad de cimentación
- c = cohesión del estrato de cimentación
- Nc, Nq, Ny = factores de capacidad de carga
- sq, sc, sy = factores de influencia para tener en cuenta la forma en planta de la cimentación.
- dq, dc, dy = factores de influencia para tener en cuenta la profundidad del plano de apoyo de la zapata.

Con el fin de considerar la incidencia de la geometría de la fundación y la profundidad de desplante se llevó a cabo un análisis de sensibilidad en el cual se contemplaron diferentes dimensiones de cimiento y relaciones ancho / largo (B/L).

- **Asentamientos elásticos**

El análisis de asentamientos se llevó a cabo mediante la Teoría Elástica y fue realizado de acuerdo con las propuestas existentes, fundamentadas en correlaciones entre el módulo de elasticidad, la relación de Poisson del material de fundación y coeficientes en función de la geometría del cimiento.

Adicionalmente se tuvo en cuenta La metodología usada para el análisis de asentamientos se basa en la analogía equivalente de zapatas estipulada en el capítulo 10.7.2.3.1 del CCP-14.

- **Coefficiente de reacción vertical (Kv)**

El coeficiente de reacción vertical (Kv) fue calculado a partir de la siguiente expresión:

$$k_v = q/\delta$$

Donde:

q: Carga en superficie
 δ : Asentamientos esperados

- **Coefficiente de reacción horizontal (Kh)**

El coeficiente de reacción horizontal (Kh) fue calculado a partir de la resistencia del suelo de confinamiento a lo largo del fuste hasta la máxima profundidad de diseño de los elementos de cimentación considerando la resistencia al corte lateral del suelo de acuerdo a las propuestas de W. G. K. Fleming (1992) para suelos granulares y asociada al número de golpes obtenidos por ensayo de SPT.

Bajo esta condición, la ecuación utilizada corresponde a la siguiente:

$$K_h * D = 38,042 * N * \Delta h$$

Estos valores de resorte se presentan patronados al diámetro del pilote, es decir para determinar el valor de resorte horizontal volumétrico (relación esfuerzo/deformación) basta con dividir el valor de la gráfica entre el diámetro.

Adicionalmente, se da la alternativa para el diseño estructural, si se va a aplicar a un modelo de resistencia lineal (Winkler) (relación fuerza/deformación) debido a la diferencia conceptual en los parámetros utilizados, en donde el valor del Kh será establecido multiplicando el valor de la gráfica por el diámetro.

- **Carga lateral**

El análisis de capacidad de carga lateral ha sido evaluado a partir de la metodología de Broms (1964), para la geometría del pilote seleccionada como sistema de cimentación de las estructuras de contención adedañas al puente.

Adicional a las cargas a compresión que puede soportar una cimentación, es posible que la misma requiera soportar cargas laterales como resultado de empujes de tierras, corrientes de río sobre pilas de puentes, cargas sísmicas, cargas a tensión entre otras. El método de Broms proporciona un procedimiento de cálculo manual para determinar las cargas laterales y las deflexiones de la pila en la superficie del suelo.

La ecuación planteada para suelos granulares, corresponde a la siguiente:

$$H_u = K_p * \gamma * L^2 * D$$

Conforme a la norma CCP14 el factor de resistencia para la cimentación con pilotes perforados corresponde a la siguiente:

Método	Suelo	Factor de Resistencia
Resistencia geotécnica horizontal del pilote individual o grupo de pilotes	Todos los materiales	1.00

- **Resistencia a la tracción**

Corresponde a la fuerza en sentido contrario a la aplicación de la carga vertical por efecto de empujes o sub-presiones del suelo o cargas de viento que podrían levantar la estructura. La resistencia a la tracción se calcula como la sumatoria de la resistencia a fricción del pilote más el peso del mismo. Conforme a la norma CCP 14 se establece los siguientes factores de resistencia.

Método	Suelo	Factor de Resistencia
Resistencia al levantamiento de pilotes perforados	Arcilla	0.35

Estado Límite de Resistencia

Así las cosas y con el fin de brindar varias alternativas para la selección del sistema de cimentación, se ha evaluado la magnitud de la capacidad de carga de seguridad para diversas geometrías de caisson, con diámetros variables entre 1.2 y 1.6m, y longitudes entre 5m y 10m.

En la tabla y figura a continuación se presentan los valores de capacidad de seguridad de los caisson a carga vertical, a los cuales ya se les ha afectado por el factor de reducción y se ha descontado el peso de los mismos:

Tabla 12. Capacidad de carga de seguridad para caisson

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	5	6	8	9	10
1.2	1070,32	1128,937	1246,174	1304,793	1363,412
1.3	1256,137	1324,933	1462,52	1531,319	1600,11
1.4	1456,822	1536,608	1696,181	1775,968	1855,755
1.5	1672,37	1763,964	1947,15	2038,739	2130,331
1.6	1902,787	2006,999	2215,421	2319,632	2423,843

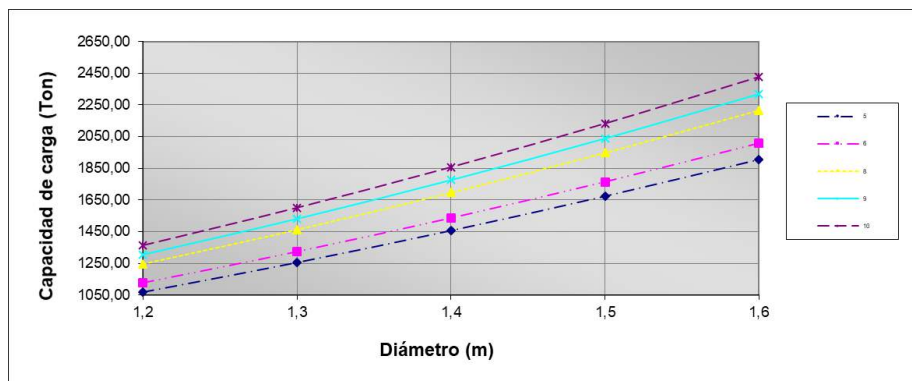


Imagen 27. Capacidad de carga de seguridad para caisson

Estado límite de servicio

El estado límite de servicio está determinado por lo expuesto en el numeral 10.5.2.1 y 10.8.2.2.1 del Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14.

De acuerdo con el numeral 10.5.2.1, el diseño de la cimentación en el estado límite de servicio debe incluir:

- Asentamientos
- Movimientos horizontales
- Estabilidad global y
- Socavación para la inundación de diseño.

Así las cosas, para este caso en particular no se ha contemplado socavación.

Con base en lo anterior, han sido determinados los asentamientos elásticos máximos esperados para la estructura proyectada los cuales son de **6 cm**.

Coeficiente de reacción vertical (Kv)

En caso de emplear un solo resorte en la base de los caisson el valor correspondiente será de **14867 ton/m**, si es de preferencia del Ingeniero Estructural utilizar los resortes repartidos cada metro a lo largo del fuste el valor de dicho resorte será de **2340 ton/m³**.

Valores de Resorte Horizontal (Kh)

Estos valores de resorte se presentan patronados al diámetro del caisson, es decir para determinar el valor de resorte horizontal volumétrico (relación esfuerzo/deformación) basta con dividir el valor de la gráfica entre el diámetro.

Adicionalmente, se da la alternativa para el diseño estructural, si se va a aplicar a un modelo de resistencia lineal (Winkler) (relación fuerza/deformación) debido a la diferencia conceptual en los parámetros utilizados, en donde el valor del Kh será establecido multiplicando el valor de la gráfica por el diámetro.

En la gráfica siguiente se presentan los valores de resorte horizontal (Kh) hasta una profundidad de 10m.

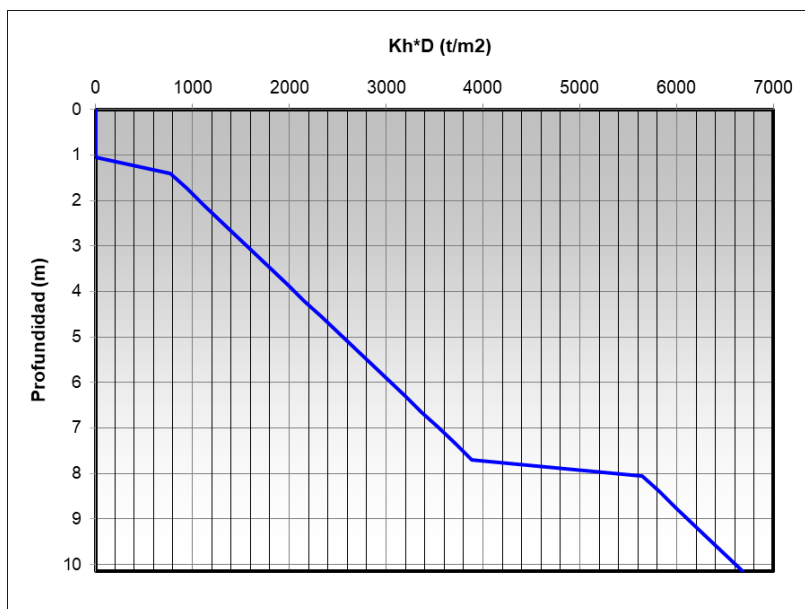


Imagen 28. Coeficiente de reacción horizontal (Kh) - K15+700

Estado límite de evento extremo

Tabla 13. Capacidad de carga de seguridad para los caisson – Estado límite de evento extremo

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	5	6	8	9	10
1,2	3210,95	3386,810	3738,522	3914,378	4090,235
1,3	3768,411	3974,798	4387,57	4593,958	4800,34
1,4	4370,465	4609,825	5088,544	5327,904	5567,264
1,5	5017,12	5291,891	5841,44	6116,216	6390,992
1,6	5708,362	6020,996	6646,262	6958,895	7271,528

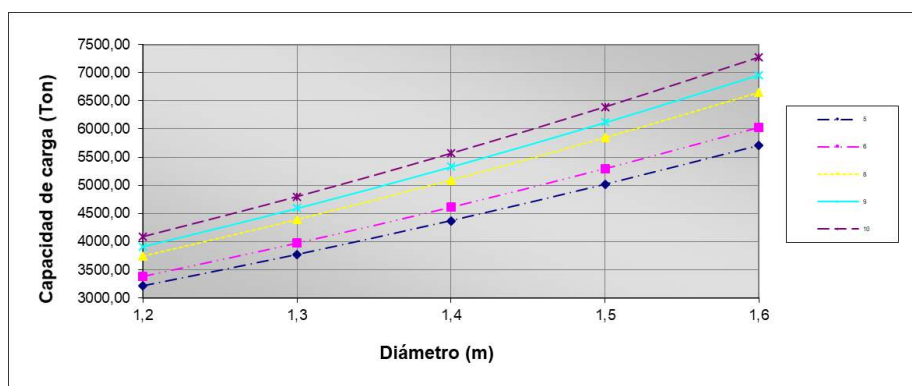


Imagen 29. Capacidad de carga de seguridad caisson – Estado límite de evento extremo

Capacidad de carga lateral - Método de Broms

Tabla 14. Capacidad de carga lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	5	6	8	9	10
1,2	58,55	199,79	500,07	659,11	824
1,3	63,43	216,44	541,74	714,03	893
1,4	68,31	233,09	583,41	768,96	961
1,5	73,19	249,74	625,08	823,89	1030
1,6	78,07	266,39	666,76	878,81	1099

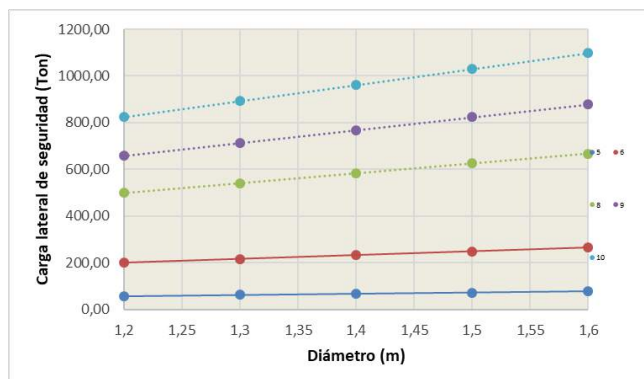


Imagen 30. Capacidad de carga lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado

Resistencia a la Tracción

Tabla 15. Resistencia a la tracción

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	5	6	8	9	10
1,2	32,08	56,09	108,37	136,66	166,37
1,3	35,98	62,23	119,37	150,25	182,69
1,4	40,07	68,60	130,66	164,19	199,38
1,5	44,35	75,20	142,25	178,46	216,45
1,6	48,81	82,02	154,15	193,07	233,90

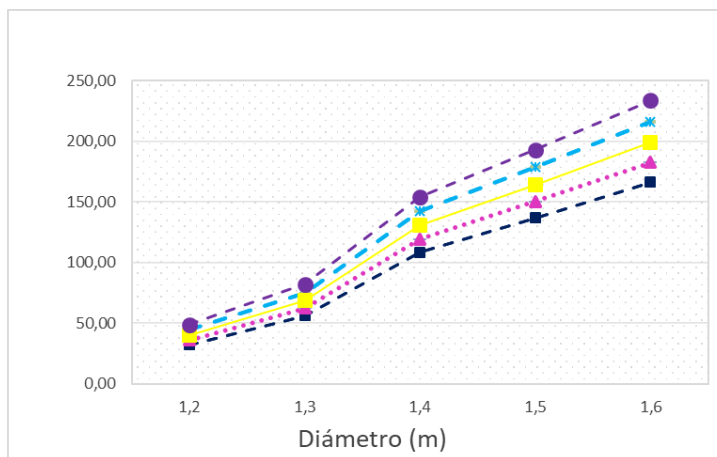


Imagen 31. Resistencia a la tracción para el caisson seleccionado

6.5 DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Para el diseño de los elementos estructurales del muro de contención que soportan la acción de cargas generadas por los materiales de relleno, han sido realizados los análisis de esfuerzos laterales, los cuales fueron evaluados mediante la teoría clásica de Rankine, la cual se fundamenta en las teorías del *equilibrio plástico*, que en suelos se refiere a la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar.

De la misma forma con base en la formulación pseudo-estática propuesta por Mononobe – Okabe, fueron determinados los coeficientes de presión de tierras para condición dinámica.

De acuerdo a lo anterior, se recomienda utilizar diagramas de presiones laterales triangulares, propias de suelos friccionantes, considerando los siguientes parámetros:

Tabla 16. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe - Okabe

DATOS		
Aceleración Aa	0,25	CCP-14
Peso unitario del materia de Relleno	2	t/m3
Angulo de fricción interna	30	(°)
Sobrecarga tránsito vehicular (H.5.1.2 — Estados Límite de Falla-NSR-10)	1,5	t/m2
Coeficiente de presión activa (Ka)		
$Ka = (1 - \text{sen } \phi)/(1 + \text{sen}\phi)$		
Ka =	0,333	
Coeficiente de presión en reposo (Ko):		
$Ko = (1 - \text{sen } \phi)$		
Ko =	0,5	
CALCULO DE MONONOBE OKABE		
Aa	0,25	
Av	0	
φ	30	
δ	20	
ψ	-	
DA	2,262684636	
Ka (mononobe okabe)		0,5082
Ko		0,5000
Ka		0,3333

Los materiales de relleno, deberán seleccionarse de acuerdo con los lineamientos establecidos por el Artículo No. 610 del INVIAS denominado “Relleno para Estructuras”, garantizando como mínimo la colocación de materiales tipo “Adecuados”.

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

Perfil Estratigráfico promedio

Teniendo en cuenta lo anterior y a la exploración del subsuelo, ha sido posible establecer la existencia de dos (2) estratos los cuales se relacionan a continuación:

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio de 8.0m, se detecta la presencia de un suelo coluvial (Qdc) conformado por un material arcilloso de color café claro con presencia de arenas arcillosas de consistencia baja a dura en la matriz, de humedad baja y plasticidad media a alta. Presenta valores de resistencia promedio a la penetración estándar entre 2 golpes/pie y el rechazo; subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (10m), se reporta la existencia de arcillolita rojiza perteneciente a la Formación Gualanday Inferior (Tmgi). Exhibe valores de rechazo al ensayo de resistencia a la penetración estándar SPT.

Estructuras de contención proyectadas:

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de inestabilidad y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea en el talud externo la construcción de un muro de contención apoyado sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m, y longitudes de 10m (entre el K15+670 y el K15+740). El muro se apoyará sobre una fila de caisson y se implantará sobre el borde externo de la vía entre las abscisas K15+670 y K15+740 en una longitud total de muro de 72m. Es importante que el muro se ajuste con el apoyo del puente existente.

Es importante resaltar que la localización del muro se prolonga aguas debajo de la pérdida actual de la banca debido a que si bien es cierto aun no se presenta un fallo, durante la visita se observó que el cauce ha iniciado una afectación incipiente del borde de vía y que tendrá que ser mitigado para evitar futuros daños en el corto plazo.

Adicional a lo anterior se acometerán obras hidráulicas tal y como lo especifica el estudio de hidrología e hidráulica efectuado para este sector.

De acuerdo con lo expuesto en el numeral 4.11 se evidencian algunos bloques desprendidos en el talud interno (altura del talud interno 3m) debido a que no se cuenta con obras de manejo superficial de aguas, bloques que se caracterizan por encontrarse de manera puntual, por lo cual no se observó que hubiera un proceso de caída de ese talud en otras zonas, o que continuará retrogresiendo en el talud interno. A partir de lo anterior, y con el fin de atender dicho sector del talud interno, se deberá hacer un retiro de los bloques y un manejo de las aguas a partir de las obras hidráulicas propuestas (Ver Planos y estudio hidráulico), así como una revegetalización del talud afectado por medio del uso de mantos permanentes TRM-500 con el fin de salvaguardar las condiciones del material rocoso expuesto.

Proceso constructivo

Si bien es poco frecuente, ha sido una práctica en la ingeniería la construcción de caisson mediante deslizamiento vertical de camisas prefabricadas, este método constructivo debido a las características del terreno suele presentar

fricciones muy elevadas a lo largo del fuste lo que típicamente para profundidades superiores a 5 metros impide la movilización de la camisa. Por lo anteriormente expuesto se recomienda que el encamisado sea fundido y no hincado.

Las excavaciones de los caissons se deberán encamisar en su totalidad, ya que los materiales son susceptibles a desconfinarse por efecto del agua, lo que generaría el cierre de la excavación.

Estos elementos deben excavarse y fundirse de manera intercalada es decir no consecutiva, con el fin de no generar zonas muy amplias de desconfinamiento, de igual manera se recomienda que se dé inicio a su construcción desde los extremos del movimiento hacia el centro.

Para la construcción de los muros tanto en el talud interno como en el talud externo se debe seguir los siguientes pasos:

1. Excavación temporal hasta el nivel de la zarpa.
2. Construcción de los caisson.
3. Construcción de la zarpa.
4. Construcción del vástago.
5. Construcción de los filtros al espaldar del muro.
6. Efectuar los rellenos y reconfiguración de los taludes y superficies.

Análisis de estabilidad

De los análisis de estabilidad en condición actual se evidencia que los factores de seguridad son cercanos a la unidad, lo que refleja la condición de inestabilidad en la zona de estudio.

El factor de seguridad con obras en condición estática es de 1.65, y en condición dinámica de 1.07, factores que cumplen con la normatividad vigente y demuestran que las obras propuestas son las adecuadas.

Una vez efectuados los análisis de estabilidad con las obras propuestas se observa que la superficie de falla es coincidente a la condición actual, la cual se encuentra muy cerca a la interfaz entre el suelo coluvial y la arcillolita.

Así mismo los factores de seguridad para la conformación de cortes temporales cumplen en condición estática y dinámica para una inclinación de (1.0H; 2.0V), de acuerdo a la normatividad vigente.

Adicional a las obras de conformación de taludes de corte, es necesario acometer la construcción de obras de drenaje y de protección contra erosión, con el fin de mejorar las condiciones generales de los taludes internos, externos y de la calzada, y así evitar la activación de procesos de inestabilidad.

En las zonas donde se requiera, deberá ser objeto de labores de bioingeniería correspondientes a sellado de grietas, retiro de materiales y/o bloques sueltos, y revegetalización de las superficies erosionadas o expuestas.

En las zonas donde se proyecten cortes del talud, es necesario brindar una adecuada protección a los materiales superficiales que queden expuestos en los taludes y bermas, protección que se deberá llevar a cabo mediante sistemas de control de erosión.

El recubrimiento de los taludes es fundamental y se debe realizar inmediatamente se conforma los taludes de corte, pues esta actividad garantiza la estabilidad del terreno minimizando la aparición de procesos de erosión.

Conclusiones hidráulicas

- Se proyectó en total una poceta, debido a que se identificó por topografía un punto bajo en el terreno, por otra parte, hay un cauce permanente que entregará sus aguas a una alcantarilla existe, la cual se reemplazará por su estado.
- La totalidad de las obras existentes y proyectadas deben ser adecuadas para descargar las cunetas propuestas.
- Se proponen dos tipos de drenaje longitudinal, correspondientes a cunetas triangulares y bordillo.
- En los encoles de las obras propuestas se propone la implementación de canales escalonados, los cuales cumplen la función de disipar energía, debido a las pendientes pronunciadas.
- Se debe garantizar el correcto drenaje de las obras longitudinales y transversales propuestas.
- Las obras de drenaje deben presentar mantenimiento constante, evitando acumulación de sedimentos.

8 LIMITACIONES

Todos los análisis, conclusiones y recomendaciones se basan en los resultados del programa de exploración del subsuelo, el cual es de carácter puntual; si en el momento de ejecutar las obras se aprecian condiciones diferentes a las expuestas en el presente documento, se debe dar aviso oportuno con el fin de evaluar su incidencia en el proyecto.

9 ANEXOS

- Anexo 1. Exploración del subsuelo
- Anexo 2. Memorias de cálculo
- Anexo 3. Planos constructivos
- Anexo 4. Planos geológicos

ANEXO 1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

ANEXO 2. MEMORIAS DE CÁLCULO

ANEXO 3. PLANOS CONSTRUCTIVOS

ANEXO 4. PLANOS GEOLÓGICOS
