Consorcio
CUNDINAMARCA JINT 17

INFORME DE ESTUDIO TALUDES

CONTRATO CONSULTORÍA ICCU-783-2025

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTA AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO".

4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTA AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ

VERSIÓN 02

AGOSTO 2026



ICCU
INSTITUTO DE CAMINOS Y CONSTRUCCIONES DE CUNDINAMARCA

ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN	
"ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTA AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO".	**INFORME DE ESTUDIO DE TALUDES** **4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTA AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ**

CONTROL DE CAMBIOS		
Rev.	**Fecha**	**Descripción**
1	01/Jun/2026	Entrega inicial para revisión de la interventoría mediante comunicado CCJINT17-0783- 0724-26 del 01/Jun/2026
2	18/Ago/2026	Respuesta a comunicado T-003-2025-273-OFC, mediante comunicado CCJINT17-0783-1050-26 del 18/Ago/2026
3		

REPRESENTANTES CONSULTORÍA – CONSORCIO CUNDINAMARCA JINT 17		
REALIZÓ Esp. Geotecnia Consultoría	NOMBRE:	Ing. Diego A. Reyes V.
	FIRMA	
	MAT:	25202 - 75597 CND
REVISÓ y APROBÓ Director de Estudios y Diseños	NOMBRE:	Ing. César Augusto Palacios Wilches
	FIRMA	
	MAT:	25202-079229 CND

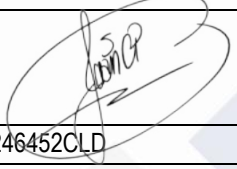
REPRESENTANTES INTERVENTORÍA – INGEOCIM S.A.S.		
REVISIÓN Esp Geotecnia Interventoría	NOMBRE:	Ing. Gino Omar Villamizar Arévalo
	FIRMA	
	MAT:	54202-297489 NTS
VALIDACIÓN y APROBACIÓN Director Interventoría	NOMBRE:	Ing. Juan Carlos Pineda Suarez
	FIRMA	
	MAT:	1720246452CLD

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

1. INTRODUCCIÓN 8

2. OBJETIVOS 10
2.1 Objetivo general 10
2.2 Objetivos específicos 10

3. GENERALIDADES DEL CONTRATO 11
3.1 NÚMERO DEL CONTRATO: 11
3.2 OBJETO DEL CONTRATO: 11
3.3 CONTRATISTA 11
3.4 INTERVENTORÍA 11
3.5 ALCANCE DEL PROYECTO 12
3.6 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO: 12

4. . GENERALIDADES 14
4.1 UBICACIÓN 14

5. DIAGNOSTICO PRELIMINAR 15
5.1 LONGITUD 15
5.2 ANCHOS DE VÍA 15
5.3 OBRAS DE DRENAJE 17
5.4 PUENTES Y/O PONTONES 20
5.5 OBRAS DE CONTENCIÓN 21
5.6 SITIOS CRÍTICOS 22
5.7 ESTADO DEL PAVIMENTO 25
5.8 CONCLUSIONES 25

6. GEOLOGÍA 26
6.1 GEOLOGÍA REGIONAL 26
6.2 ESTRATIGRAFÍA 27
6.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 32
6.4 GEOLOGÍA LOCAL 33
6.5 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL 36
6.5.1 GEORFORMAS DE ORIGEN FLUVIAL 37
6.5.2 GEORFORMAS DE ORIGEN DENUDACIONAL 37
6.5.3 GEORFORMAS DE ORIGEN ESTRUCTURAL 37
6.6 AMENAZA POR PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA 39

7. TRABAJOS DE CAMPO 40
7.1 EXPLORACIÓN DIRECTA DEL SUBSUELO 40
7.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA DEL SUBSUELO 42

8. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO 49
8.1 CORREDOR GEOTÉCNICO 49

8.2 DIAGNÓSTICO DEL CORREDOR 50
8.3 ENSAYOS DE CAMPO....54
8.4 NIVEL FREÁTICO....55
8.5 PERFIL ESTRATIGRÁFICO 57
8.6 RESULTADOS DE LABORATORIO 61
8.7 PARÁMETROS DE RESISTENCIA 71
8.8 PARÁMETROS DE DEFORMACIÓN 72
8.9 SECTORIZACIÓN....78
8.10 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 80

9. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD 82
9.1 PERFIL DEL SUELO....82
9.2 AMENAZA SÍSMICA 86
9.3 SITIOS CRÍTICOS 91
9.3.1 SITIO CRITICO K0+900 - K1+010....91
9.3.2 SITIO CRITICO K1+020 - K1+070....93
9.3.3 SITIO CRITICO K1+490 - K1+740....93
9.3.4 SITIO CRITICO K2+970 - K3+120....93
9.4 ANÁLISIS DE CORTES 94
9.5 SITIOS CRÍTICOS CON INESTABILIDAD CINEMÁTICA....98
9.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE OBRAS DE CONTENCIÓN....110

10. POTENCIAL EXPANSIVO.... 112

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 114
11.1 RECOMENDACIONES DE DRENAJE....116

12. LIMITACIONES.... 117

13. REFERENCIAS TÉCNICAS 118

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1. Localización de los tramos a ejecutar. 12
Ilustración 2. Tramo Chocontá a Cucunuba 13
Ilustración 3. Tramo Chocontá a Cucunuba 14
Ilustración 4 Sección K0+000. Tramo Rehabilitación. 16
Ilustración 5 Sección K1+000. Tramo Mejoramiento. 17
Ilustración 6 Alcantarilla K0+300. Tramo Mejoramiento. 19
Ilustración 7 Alcantarilla K1+800. Tramo Mejoramiento 19
Ilustración 8 Pontón K0+220. Tramo Rehabilitación. 20
Ilustración 9 Pontón K0+220. Tramo Rehabilitación. 21
Ilustración 10 Muro de Contención K1+550. Tramo Mejoramiento. 22
Ilustración 11 Sitio Critico K0+880. Deslizamiento. Tramo Mejoramiento. 23
Ilustración 12 Sitio Critico K1+400. Manejo de Talud. Tramo Mejoramiento 23
Ilustración 13 Sitio Critico K1+700. Manejo Hidráulico. Tramo Mejoramiento 24
Ilustración 14Sitio Critico K2+620. Manejo Hidráulico. Tramo Mejoramiento. 24
Ilustración 15Estado del Pavimento Tramo de Rehabilitación. 25
Ilustración 16 Marco geológico regional del corredor vial Chocontá-Cucunubá 27
Ilustración 17 Columna estratigráfica de la Fm. Tilatá 29
Ilustración 18 Esquema tectónico de la plancha 209-Zipaquirá, señalando en círculo naranja la zona con los tramos viales Chocontá-Cucunubá 32
Ilustración 24 Geología tramo de rehabilitación K0-K0+644 34
Ilustración 25 Geología tramo de mejoramiento K0-K3+454 35
Ilustración 19 Geomorfología regional corredor vial Facatativá-La Virgen – El Rosal 36
Ilustración 27 Zonificación de amenaza por movimientos en masa en el corredor vial Chocontá-Cucunubá. Se señalan en rojo los tramos viales en estudio 39
Ilustración 21 Localización de sondeos. 41
Ilustración 22 Ubicación líneas sísmicas. 43
Ilustración 23 Ubicación de TRS-01 44
Ilustración 24 Ubicación de TRS-02. 45
Ilustración 25 Ubicación de TRS-03. 46
Ilustración 26 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-01 47
Ilustración 27 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-02 48
Ilustración 28 Corredor Geotécnico para el tramo Chocontá 49
Ilustración 29 – Resultados de los ensayos de SPT en los Sondeos Puente 1 – S1 y Puente 1 – S2 54
Ilustración 30 – Resultados de los ensayos de SPT en los Sondeos S1 y S2 54
Ilustración 31 – Resultados de los ensayos de SPT en el Sondeo S3 55
Ilustración 32 Análisis resultados clasificación del suelo 66
Ilustración 33 Análisis resultados de carta de plasticidad. 66
Ilustración 34 Análisis resultados consistencia del suelo. 68
Ilustración 35 Análisis resultados granulometrías 69
Ilustración 36 Analisis resultados pesos unitarios 69
Ilustración 37 Análisis resultados compression infonfinada. 71
Ilustración 38 parámetros de deformación Sondeo 1 - Puente 1 73
Ilustración 39 parámetros de deformación Sondeo Puente 2 74
Ilustración 40 parámetros de deformación Sondeo 1 75

Ilustración 41 parámetros de deformación Sondeo 2 76
Ilustración 42 parámetros de deformación Sondeo 3 77
Ilustración 43 Perfiles estratigráficos encontrados en la exploración geotécnica directa 78
Ilustración 46 Mapa valores PGA 86
Ilustración 47 Mapa valores Ss 87
Ilustración 48 Mapa valores S1 88
Ilustración 44 Ubicación muro en planta. 91
Ilustración 45 Ubicación muro en sección transversal. 92
Ilustración 49 Sección analizada. 95
Ilustración 50 Análisis de estabilidad sin sismo – Estabilidad Global 96
Ilustración 51 Análisis de estabilidad con sismo – Estabilidad Global 97
Ilustración 52 K1+610: Análisis de Estabilidad Cinemática por Falla Planar 99
Ilustración 53 K1+610: Análisis de Estabilidad Cinemática por Falla en Cuña 100
Ilustración 54 K1+610: Análisis de Estabilidad Cinemática por Volcamiento 101
Ilustración 55 K1+610: Cálculo del Sostenimiento por Falla en Cuña – Condición Estática 102
Ilustración 56 K1+610: Cálculo del Sostenimiento por Falla en Cuña – Condición Bajo Sismo 104
Ilustración 57 K3+040: Análisis de Estabilidad Cinemática por Falla Planar 105
Ilustración 58 K3+040: Análisis de Estabilidad Cinemática por Falla en Cuña 106
Ilustración 59 K3+040: Análisis de Estabilidad Cinemática por Volcamiento 107
Ilustración 60 K3+040: Cálculo del Sostenimiento – Condición Estática 108
Ilustración 61 K3+040: Cálculo del Sostenimiento – Condición Bajo Sismo 109
Ilustración 62 Análisis de Estabilidad Global para el sitio K0+900 – K1+010 – Condición Estática 111
Ilustración 63 Análisis de Estabilidad Global para el sitio K0+900 – K1+010 – Condición Bajo Sismo 111

Índice de Tablas

Tabla 1 Anchos de Vía Tramo Rehabilitación. 15
Tabla 2 Anchos de Vía Tramo Mejoramiento 15
Tabla 3 Obras de Drenaje Tramo Rehabilitación. 17
Tabla 4 Obras de Drenaje. Tramo Mejoramiento. 18
Tabla 5 Muros existentes 21
Tabla 6 Sitios Críticos. Tramo Mejoramiento 22
Tabla 7 Localización de sondeos 41
Tabla 8 Resultados nivel freático 55
Tabla 9 Perfil estratigráfico de campo S1 57
Tabla 10 Perfil estratigráfico de campo S2 57
Tabla 11 Perfil estratigráfico de campo S3 58
Tabla 12 Perfil estratigráfico de campo Puente S1 58
Tabla 13 Perfil estratigráfico de campo Puente S2 59
Tabla 14 Resumen resultados de laboratorio 62
Tabla 15 Sectores definidos según la estratigrafía 79
Tabla 16 Tipo de terreno según la morfología encontrada 79
Tabla 17 Sectorización definitiva del corredor vial 79
Tabla 18 Parámetros geotécnicos Sector 1 80
Tabla 19 Parámetros geotécnicos Puente S-1 80
Tabla 20 Parámetros geotécnicos Puente S-2 81
Tabla 21 Perfil de Suelos Puente S1 82
Tabla 22 Perfil de Suelos Puente S2 82
Tabla 23 Perfil de Suelos S1 84
Tabla 24 Perfil de Suelos S2 84
Tabla 25 Perfil de Suelos S3 85
Tabla 26 Determinación del Perfil de Suelo mediante Líneas Sísmicas 85
Tabla 27 factor de sitio segun Tabla 3.10.3.2-2 89
Tabla 28 factor Fa segun Tabla 3.10.3.2-3 89
Tabla 29 factor Fv segun Tabla 3.10.3.2-3 89
Tabla 30 Parámetros Sísmicos 90
Tabla 31 Resumen de cortes proyectados. 94
Tabla 32 Resultados del análisis de Estabilidad Cinemática 98
Tabla 33 Soluciones propuestas y resultados de los análisis de estabilidad 98
Tabla 34 Características de las obras de intervención en sitios cinemáticamente inestables 110
Tabla 35 Resultados de los análisis de estabilidad para la solución en el sitio K0+900 – K1+010 110
Tabla 36 Características de las obras de intervención en sitios cinemáticamente inestables 115

1. INTRODUCCIÓN

Mediante la Ordenanza No. 001 del 22 de marzo de 2024 se adoptó el Plan Departamental de Desarrollo 2024 – 2028 "GOBERNANDO: MÁS QUE UN PLAN", en el cual se encuentra establecida la Línea Estratégica: "Competitividad compartida", cuyo objetivo principal es "la reducción de brechas y rezagos en diversas áreas, como educación superior, ciencia, tecnología e innovación, así como en la generación de ingresos, productividad y bienestar general. Esta estrategia se enfoca en superar las disparidades entre la ciudad y el campo, brechas de géneros, productores y comercializadores, así como las diferencias marcadas entre estratos socioeconómicos. La premisa es lograr un progreso colectivo que abrace a toda la diversidad existente en el Departamento."

Una competitividad compartida pasa por diagnosticar, identificar y desarrollar las vocaciones productivas de los territorios, basándose en sus ventajas comparativas. Esto implica no solo fortalecer las vocaciones existentes, sino también promover la apropiación de tecnologías adecuadas para procesos sencillos que aporten un gran valor, tanto a los productos, como a los servicios generados en los diferentes municipios. Además, la línea estratégica busca fomentar la creación de vocaciones basadas en las mejores prácticas agropecuarias, como también en la creación de rutas de turismo inteligente y demás potencialidades locales.

Dentro de las apuestas que se desarrollan para fortalecer la competitividad compartida se tienen: 2… Conectividad y Movilidad Eficiente ya que el mejorar la conectividad afecta positivamente la competitividad compartida. Esto considera la ampliación y mejora de la infraestructura vial, la puesta en marcha de sistemas de transporte con enfoque de sostenibilidad, con el desarrollo soluciones férreas, reposición de flotas a energías amigables con el ambiente, así como infraestructura para la bicicleta. Además, es fundamental el buen manejo del tráfico vehicular y la seguridad en las zonas metropolitanas, y el uso permanente de las autopistas digitales. La conexión efectiva entre Bogotá y las provincias, así como la conexión intermunicipal, no solo mejorará la movilidad y conectividad, sino que también acortará las brechas sociales de quienes habitan."

En las apuestas que se proponen en el Plan de Desarrollo Departamental, se encuentra la "Conectividad" la cual se entiende cómo "el proceso de unión de los territorios, los sistemas económicos y las personas (CEPAL, 2006). Es por ello, que la apuesta se proyecta como todo tipo de unión y acercamiento de la población en Cundinamarca, sea digital o vial. Desde este punto, se pretende conectar a Cundinamarca mediante infraestructura óptima que permita el transporte de la ciudadanía, mejorando la calidad de vida y facilitando el transporte de los productos del departamento incrementando la competitividad de este. Es decir, se establece la conectividad como elemento integrado que fomenta la productividad y competitividad."

La consultoría a desarrollar en el contrato ICCU-783-2025 corresponde al lote 1, el cual contempla las siguientes vías:

LOTE 1: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL

CASCO URBANO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ - FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO.

En el presente informe se tiene como finalidad realizar el análisis centrado en la estabilidad de los puntos críticos identificados en el corredor vial desde Chocontá –a Cucunubá, departamento de Cundinamarca.

El estudio aborda el análisis de estabilidad y la evaluación de condiciones de posible inestabilidad a lo largo del tramo, considerando factores geológicos, geotécnicos, geomorfológicos e hidrológicos que inciden en el comportamiento de los taludes y la estructura vial.

Asimismo, contempla la formulación de recomendaciones de estabilización y/o la implementación de obras complementarias, el diseño de estructuras de contención tipo suelo reforzado cuando sea requerido, y la definición de medidas de reforzamiento orientadas a garantizar la estabilidad y funcionalidad del corredor vial.

Todo conforme a los lineamientos establecidos por el Instituto de Infraestructura y Concesiones de Cundinamarca (ICCU), en el marco del contrato ICCU-783-2025. Este conjunto de estudios tiene como objetivo principal definir, estructurar y validar las soluciones técnicas necesarias para la ejecución de las obras contempladas en el Lote 1, garantizando su viabilidad técnica, normativa, ambiental y financiera.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo general

Realizar el análisis de estabilidad de puntos críticos, para el mejoramiento para la vía, del polígono suministrado para la vía desde Chocontá a Cucunuba, para el CONTRATO DE CONSULTORÍA ICCU-783-2025 **ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA CORREDORES VIALES EN EL DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

2.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos para la realización del estudio son:

- Revisión documental y técnica de los estudios previos o información de referencia existente para el corredor vial.
- Exploración geotécnica encaminada a la caracterización de los materiales encontrados.
- Revisión y determinación del perfil estratigráfico del terreno mediante sondeos directos.
- Caracterización geomecánica del terreno mediante pruebas de resistencia y deformación en campo y laboratorio.
- Determinación de los parámetros de resistencia y deformación de los suelos.
- Determinar la caracterización geológica regional y local asociada al corredor vial objeto de estudio.
- Determinarse las condiciones de taludes para los sitios que se requieran y los análisis de estabilidad.
- Plantear las recomendaciones constructivas pertinentes, esto de acuerdo con los resultados de los análisis de estabilidad.
- Establecer los sectores críticos del tramo y en caso de existir determinar la dinámica del movimiento, sus causas y las obras requeridas para su estabilización que permitan la operación vehicular de manera adecuada y segura.

3. GENERALIDADES DEL CONTRATO

3.1 NÚMERO DEL CONTRATO:

ICCU-783-2025

3.2 OBJETO DEL CONTRATO:

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO".

3.3 CONTRATISTA

El 06 de noviembre de 2025 suscribió el Acta de Inicio No. 01 del Contrato ICCU No. 783 de 2025 , dando inicio formal a la ejecución del proyecto a cargo del CONSORCIO CUNDINAMARCA JINT 17 por un valor total de $4.589.706.723,00. El objeto contractual consiste en REALIZAR LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN; 2. DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45; 3. DESDE EL SECTOR TABACAL AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE; 4. DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ; 5. CONEXIÓN DEL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ-FONTIBÓN-FACATATIVÁ-LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ-EL ROSAL; Y 6. DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO. Para el desarrollo de estas actividades, se estableció un plazo de ejecución de ocho (8) meses , fijando como fecha de terminación el 06 de julio de 2026.

3.4 INTERVENTORÍA

CONTRATO N° ICCU-CTO-881-2025.

INTERVENTORÍA A LA CONSULTORÍA PARA REALIZAR LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO.

3.5 ALCANCE DEL PROYECTO

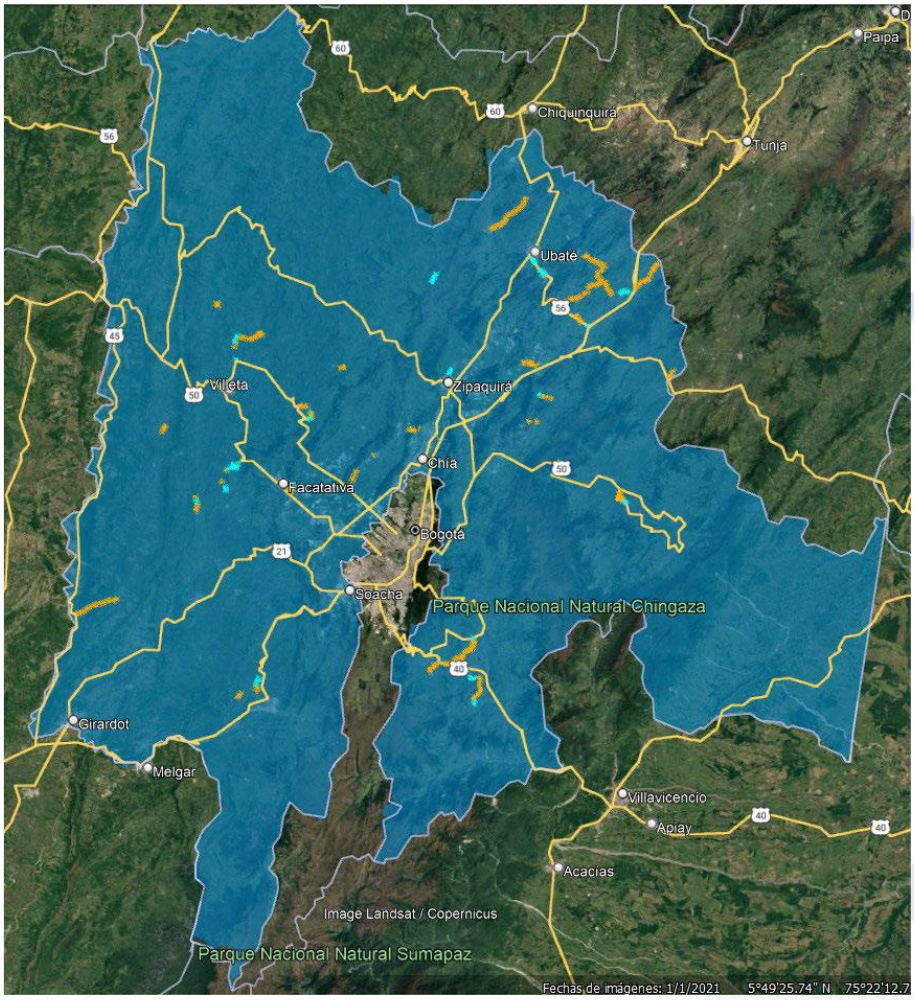
Realizar todos los estudios y diseños definitivos, Fase III, en las vías secundarias priorizadas existentes en el Departamento de Cundinamarca, utilizando metodologías y tecnologías de punta que le permitan al Departamento avanzar en el desarrollo de la infraestructura vial para la competitividad, en armonía con el Plan Nacional de Desarrollo y el Plan Departamental de Desarrollo.

Evaluar los costos precisos de la ejecución de las obras, teniendo en cuenta los costos de mitigación ambiental cuantificados de conformidad con la naturaleza de cada tramo vial.

3.6 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO:

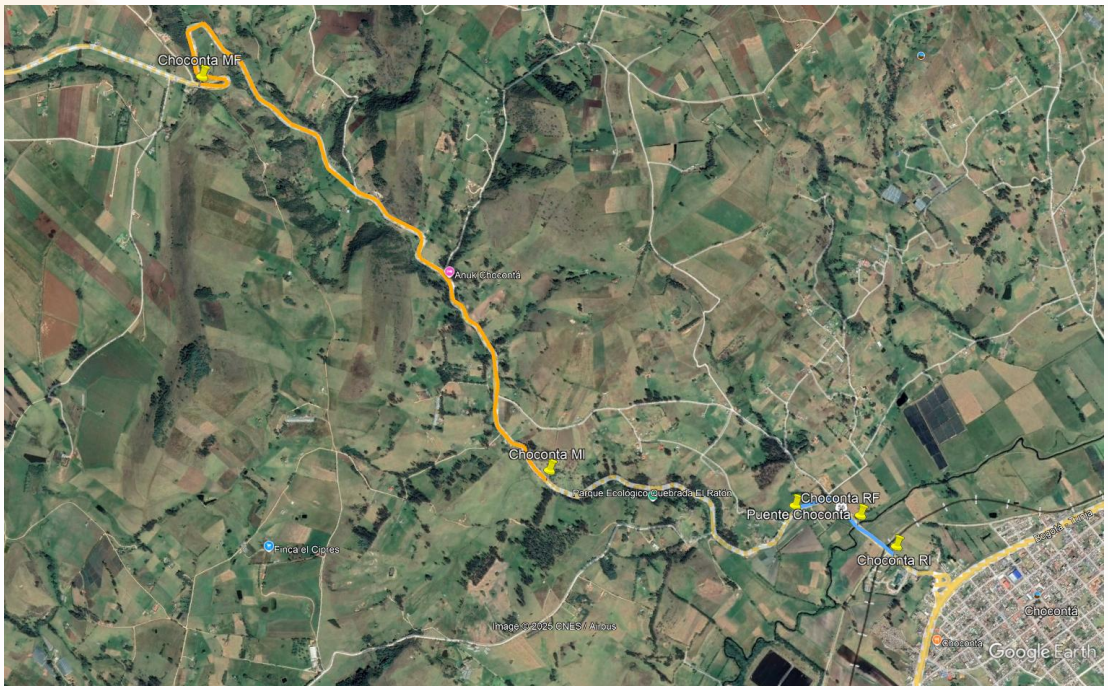
Los estudios y diseños se realizarán en diferentes corredores viales del Departamento. Los cuales se muestran en las siguientes ilustraciones.

Ilustración 1. Localización de los tramos a ejecutar.



Fuente: Tomado del Anexo Técnico del proceso ICCU-CM-017-2025

Ilustración 2. Tramo Chocontá a Cucunuba



Fuente: Elaboración - CONSORCIO CUNDINAMARCA JINT 17 sobre imagen satelital de Google Earth

4. . GENERALIDADES

El objeto del Contrato es "ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTA AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO".

4.1 UBICACIÓN

El corredor vial objeto del presente estudio se localiza sobre el flanco occidental de la Cordillera Oriental, en la región centro–norte del departamento de Cundinamarca. El tramo comprende el sector vial entre los municipios de Chocontá y Cucunubá, atravesando un territorio caracterizado por relieve montañoso y zonas de transición hacia el altiplano cundiboyacense.

Los municipios de Chocontá y Cucunubá hacen parte de la provincia de Ubaté, ubicada al norte del departamento de Cundinamarca. La provincia de Ubaté está integrada por los municipios de Carmen de Carupa, Cucunubá, Fúquene, Guachetá, Lenguazaque, Simijaca, Sutatausa, Tausa y Ubaté.

El corredor vial comprendido dentro del alcance del proyecto se desarrolla específicamente entre el casco urbano del municipio de Chocontá y el municipio de Cucunubá

Ilustración 3. Tramo Chocontá a Cucunuba



Fuente: Elaboración - CONSORCIO CUNDINAMARCA JINT 17 sobre imagen satelital de Google Earth

5. DIAGNOSTICO PRELIMINAR

Se realizaron recorridos en este caso en la vía que conduce desde el Municipio de Chocontá al Municipio de Cucunubá, donde se recolecto evidencia del estado actual de la vía, se realizó el inventario de estructuras existentes en el corredor, (alcantarillas, puentes, box coulverts), además de puntos o sitios críticos por causa de deslizamientos o por manejo inadecuado de las aguas. El abscisado representado en este documento se tomó a partir de los Kmz entregados para esta vía, ya que este corredor no tiene instalados los postes de kilometraje.
De acuerdo con la información recolectada en campo, se tiene lo siguiente:

5.1 LONGITUD

El tramo para diagnosticar presenta una longitud de 0.6 Km para rehabilitación y 3.4 Km para realizar mejoramiento.

5.2 ANCHOS DE VÍA

A lo largo del corredor se tomaron los anchos de vía y sección existentes en varios puntos, de dicha información recolectada se tiene lo siguiente:

Tabla 1 Anchos de Vía Tramo Rehabilitación.

TRAMO	ABSCISA	IZQUIERDA Descripción	Ancho (m)	ANCHO DE VÍA (m)	DERECHA Descripción	Longitud (m)	SECCIÓN (m)
Chocontá – Cucunubá	K0+000	CERCA	3.7	5.8	CERCA	1.2	10.7
Chocontá – Cucunubá	K0+150	CERCA	3.9	5.5	CERCA	1.8	11.2
Chocontá – Cucunubá	K0+380	CERCA	2	5.5	VALLADO	0.8	8.3
Chocontá – Cucunubá	K0+600	CERCA	1.5	5.5	CERCA	1.5	8.5

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

Tabla 2 Anchos de Vía Tramo Mejoramiento

TRAMO	ABSCISA	IZQUIERDA Descripción	Ancho (m)	ANCHO DE VÍA (m)	DERECHA Descripción	SECCIÓN (m)
Chocontá – Cucunubá	K0+000	CERCA	1,20	6,60	CERCA	9,30
Chocontá – Cucunubá	K0+250	CERCA	0,80	4,90	TALUD	5,70
Chocontá – Cucunubá	K1+000	CERCA	1,50	5,70	TALUD	7,20
Chocontá – Cucunubá	K1+500	CERCA	0,80	5,40	TALUD	6,20
Chocontá – Cucunubá	K2+000	CERCA	1,00	5,50	CERCA	7,50

TRAMO	ABSCISA	IZQUIERDA Descripción	Ancho (m)	ANCHO DE VÍA (m)	DERECHA Descripción	SECCIÓN (m)
Chocontá – Cucunubá	K3+200	TALUD	—	5,20	TALUD	5,20

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

De lo anterior podemos resumir que el ancho de la vía promedio en el tramo de rehabilitación es de 5.60 metros y el ancho de la vía promedio en el tramo de mejoramiento es de 5.50 metros. De igual forma el ancho banca entre cercas o taludes en el tramo de rehabilitación es de 9.60 metros y para el tramo de mejoramiento de 6.80 metros

A continuación, se presenta fotografías representativas de la sección vial en el corredor:

Ilustración 4 Sección K0+000. Tramo Rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

Ilustración 5 Sección K1+000. Tramo Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

5.3 OBRAS DE DRENAJE

A lo largo del corredor se realizó el inventario de las obras de drenaje existentes, con dicha información se elaboraron las siguientes tablas resumen:

Tabla 3 Obras de Drenaje Tramo Rehabilitación.

N°	TRAMO	ABSCISA	TIPO	DIÁMETRO TUBERÍA	MATERIAL TUBERÍA
1	Chocontá – Cucunubá	K0+055	Alcantarilla	36"	Concreto
2	Chocontá – Cucunubá	K0+160	Alcantarilla	36"	Concreto
3	Chocontá – Cucunubá	K0+420	Alcantarilla	36"	Concreto
4	Chocontá – Cucunubá	K0+530	Alcantarilla	36"	Concreto

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

Tabla 4 Obras de Drenaje. Tramo Mejoramiento.

N°	TRAMO	ABSCISA	TIPO	DIÁMETRO TUBERÍA	MATERIAL TUBERÍA
1	Chocontá – Cucunubá	K0+000	Alcantarilla	36"	Concreto
2	Chocontá – Cucunubá	K0+300	Alcantarilla	36"	Concreto
3	Chocontá – Cucunubá	K0+530	Alcantarilla	24"	Concreto
4	Chocontá – Cucunubá	K0+650	Alcantarilla	24"	Concreto
5	Chocontá – Cucunubá	K0+700	Alcantarilla	24"	Concreto
6	Chocontá – Cucunubá	K0+780	Alcantarilla	24"	Concreto
7	Chocontá – Cucunubá	K1+350	Alcantarilla	36"	PVC
8	Chocontá – Cucunubá	K1+700	Alcantarilla	36"	Concreto
9	Chocontá – Cucunubá	K1+770	Alcantarilla	24"	Concreto
10	Chocontá – Cucunubá	K1+800	Alcantarilla	24"	Concreto
11	Chocontá – Cucunubá	K1+880	Alcantarilla	24"	Concreto
12	Chocontá – Cucunubá	K2+000	Alcantarilla	Colmatada	—
13	Chocontá – Cucunubá	K2+250	Alcantarilla	36"	Concreto
14	Chocontá – Cucunubá	K2+450	Alcantarilla	36"	Concreto
15	Chocontá – Cucunubá	K2+600	Alcantarilla	Colmatada	—
16	Chocontá – Cucunubá	K3+000	Alcantarilla	24" Doble	Concreto

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

De lo anterior se resumen en 20 alcantarillas, 50% de 24" y 50% de 36".

A continuación, se presenta fotografías de las obras más representativas en el corredor:

Ilustración 6 Alcantarilla K0+300. Tramo Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

Ilustración 7 Alcantarilla K1+800. Tramo Mejoramiento



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

5.4 PUENTES Y/O PONTONES

A lo largo de los 0.6 km que comprenden el tramo de rehabilitación, se encontró un Pontón sobre el Rio Bogotá, en la Abscisa K0+220, con una luz de 12.50 metros y un galibo aproximado de 5.00 metros.

A continuación, se presentan las fotografías de esta estructura:

Ilustración 8 Pontón K0+220. Tramo Rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

Ilustración 9 Pontón K0+220. Tramo Rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

5.5 OBRAS DE CONTENCIÓN

A lo largo del corredor se realizó el inventario de los muros de contención existentes, con la que se elaboró la siguiente tabla resumen:

Tabla 5 Muros existentes

No de Obra	ABSCISA	LONGITUD (m)	ESPESOR (m)	ALTURA (m)	COSTADO	CLASE
1	K1+550	21.00	0.40	4.00	IZQUIERDO	MURO DE CONCRETO

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

Los muros de contención corresponden a muros de acompañamiento cuya función principal es confinar y mantener el ancho de la estructura de pavimento. No se identifican muros construidos por condiciones de estabilidad geotécnica o como medidas de estabilización de taludes. Desde el punto de vista geotécnico, los muros no presentan evidencias de inestabilidad asociadas a las condiciones del terreno. La evaluación de su estado y comportamiento estructural se desarrolla en el informe correspondiente a la especialidad de Estructuras.

A continuación, se presentan fotografías del muro encontrado en el corredor:

Ilustración 10 Muro de Contención K1+550. Tramo Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

5.6 SITIOS CRÍTICOS

A lo largo del corredor se realizó el inventario de los sitios críticos que se observaron, los cuales están asociados a las áreas de geotecnia e hidráulica, con la que se elaboró la siguiente tabla resumen:

Tabla 6 Sitios Críticos. Tramo Mejoramiento

N°	TRAMO	ABSCISAS	TIPO
1	Chocontá – Cucunubá	K0+880	Deslizamiento – Sitio Inestable
2	Chocontá – Cucunubá	K1+400 – K1+550	Manejo de Taludes
3	Chocontá – Cucunubá	K1+700 – K2+100	Punto para manejo hidráulico
4	Chocontá – Cucunubá	K2+620 – K2+800	Punto para manejo hidráulico

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

A continuación, se presentan fotografías de estos puntos críticos en el corredor:

Ilustración 11 Sitio Critico K0+880. Deslizamiento. Tramo Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

Ilustración 12 Sitio Critico K1+400. Manejo de Talud. Tramo Mejoramiento



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

Ilustración 13 Sitio Critico K1+700. Manejo Hidráulico. Tramo Mejoramiento



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

Ilustración 14Sitio Critico K2+620. Manejo Hidráulico. Tramo Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

5.7 ESTADO DEL PAVIMENTO

En los 0.60 km que están dispuestos para rehabilitación, el pavimento se encuentra en un estado regular, en donde se evidencian grietas longitudinales, baches, fallas en bloque, etc.
A continuación, se presentan fotografías del estado del pavimento con sus principales daños.

Ilustración 15Estado del Pavimento Tramo de Rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE CUCUNUBÁ VÍAS LOTE 1

5.8 CONCLUSIONES

Como resultado del presente diagnóstico, podemos resumir de la siguiente forma:

- El ancho de la vía promedio en el tramo de rehabilitación es de 5.60 metros.
- El ancho de la vía promedio en el tramo de mejoramiento es de 5.50 metros.
- Existen Cuatro (4) alcantarillas con tubería en concreto de 36" en el tramo de rehabilitación.
- Existen Dieciséis (16) alcantarillas en el tramo de mejoramiento, de las cuales Seis (6) con tubería en concreto de 36", Siete (7) con tubería de 24", Una (1) con tubería doble de 24", y Dos (2) completamente colmatadas.
- Existe Un (1) Pontón de 12.50 metros de luz en el tramo de rehabilitación.
- Existe Un (1) muro de contención en el tramo de mejoramiento.
- Existen Cuatro (4) puntos críticos, Dos (2) de geotecnia y Dos (2) de manejo hidráulico.
- El estado del pavimento es regular en el tramo de rehabilitación.

6. GEOLOGÍA

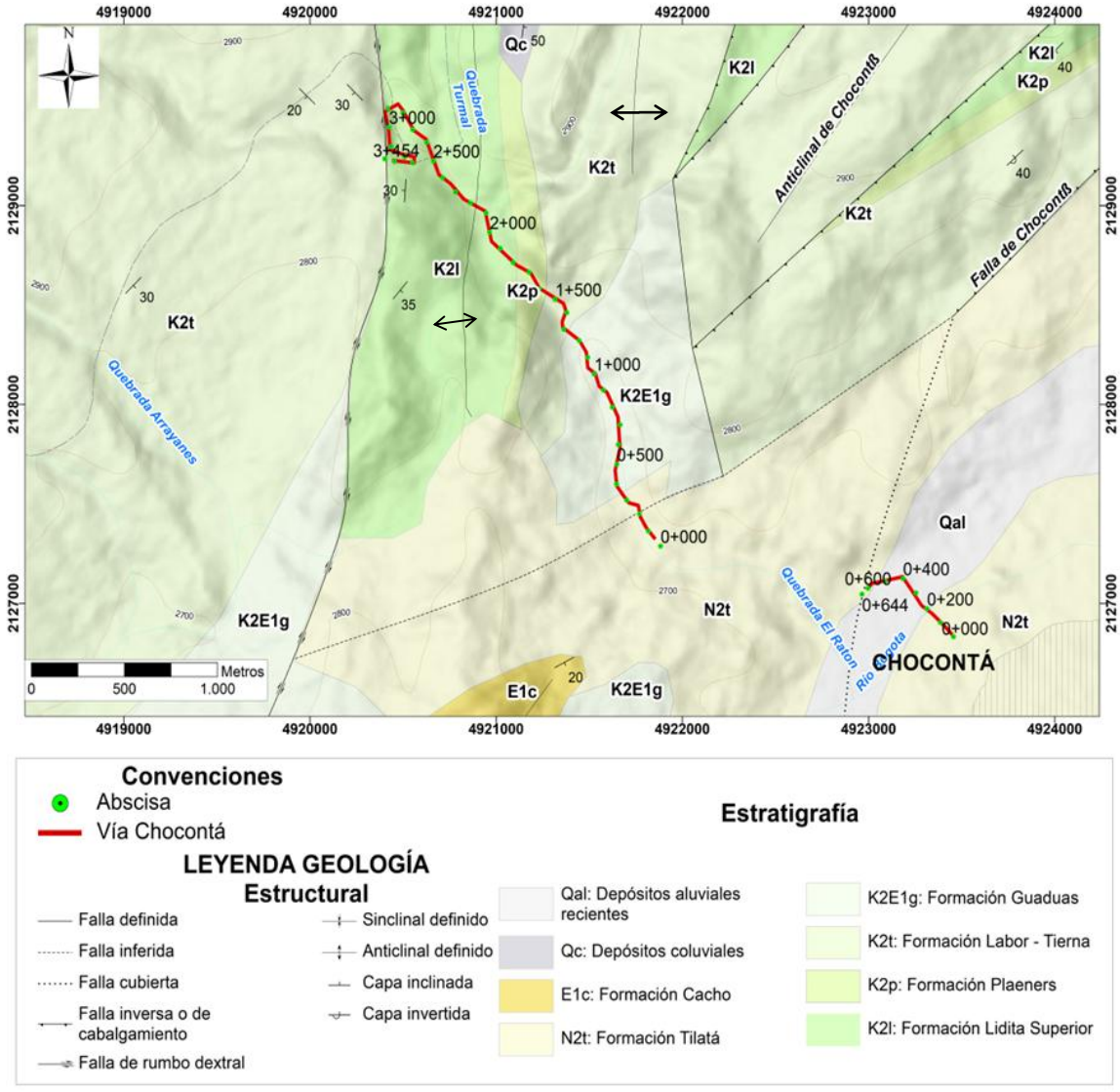
A partir del análisis de la información existente para el área de estudio, fundamentalmente la cartografía geológica y geomorfológica publicada por el SGC, se presenta la caracterización regional del corredor vial, incluidas en la plancha 209 – Zipaquirá.

6.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El área de estudio se ubica en la parte central de la Cordillera Oriental: *"conformada por rocas sedimentarias de origen marino y continental de edades que van desde el Cretácico al Holoceno. La secuencia sedimentaria cretácica de 3.200 m de espesor, se depositó en una cuenca con un mar somero; a partir del Albiano cesa la fase extensiva, comienza una inversión tectónica y se inicia una regresión con oscilaciones que terminan a comienzos del Paleógeno y da lugar a un ambiente continental en el cual se depositaron aproximadamente 2.400 m. En el Neógeno se dió un ambiente tectónico compresivo que deformó la pila sedimentaria que constituye la actual Cordillera Oriental."* (Memoria geología de la plancha 209-Zipaquirá, INGEOMINAS, 2003).

El corredor vial, con dirección general del suroriente al noroccidente, se desarrolla en la parte centro-oriental de la plancha 209, conformada sobre la secuencia replegada de la secuencia de sedimentitas del Cretáceo superior-Terciario (Grupo Guadalupe-Fm. Guaduas), como una franja entre trazos de falla de cabalgamiento, con rumbo al nordeste y vergencia al noroccidente (ver Ilustración 16). Al oriente de la Falla de Chocontá, se aprecia un amplio valle sinclinal (sinclinal del Sisga), sobre cuyo flanco occidental se carga la planicie aluvial reciente (Qal) del río Bogotá, eje del tramo inicial en rehabilitación. La Formación Tilatá (N2t) constituye el techo de la secuencia del Terciario que constituye el sinclinal del Sisga, desarrollando relieve colinado. Al oriente del río Bogotá, sobre N2t, se ubica el centro poblado de Chocontá.

Ilustración 16 Marco geológico regional del corredor vial Chocontá-Cucunubá



Fuente: Elaboración propia sobre sector del mapa geológico de la plancha 209-Zipaquirá (INGEOMINAS, 2003)

6.2 ESTRATIGRAFÍA

Se presenta a continuación la descripción de las unidades estratigráficas cartografiadas, tomada principalmente de la memoria de la plancha 209-Zipaquirá.

- **Depósito aluvial (Qal)**

Depósitos aluviales recientes del río Bogotá, como una franja relativamente amplia, al curso sinuoso activo del río. Están constituidos por arenas, gravas y arcillas. *"Se destacan por su dimensión los que forman, los ríos Bogotá y Neusa. Se caracterizan por presentar material no consolidado, arenoso y limoso con escasas barras de gravas; las areniscas son de varias granulometrías."* (INGEOMINAS, 2003).

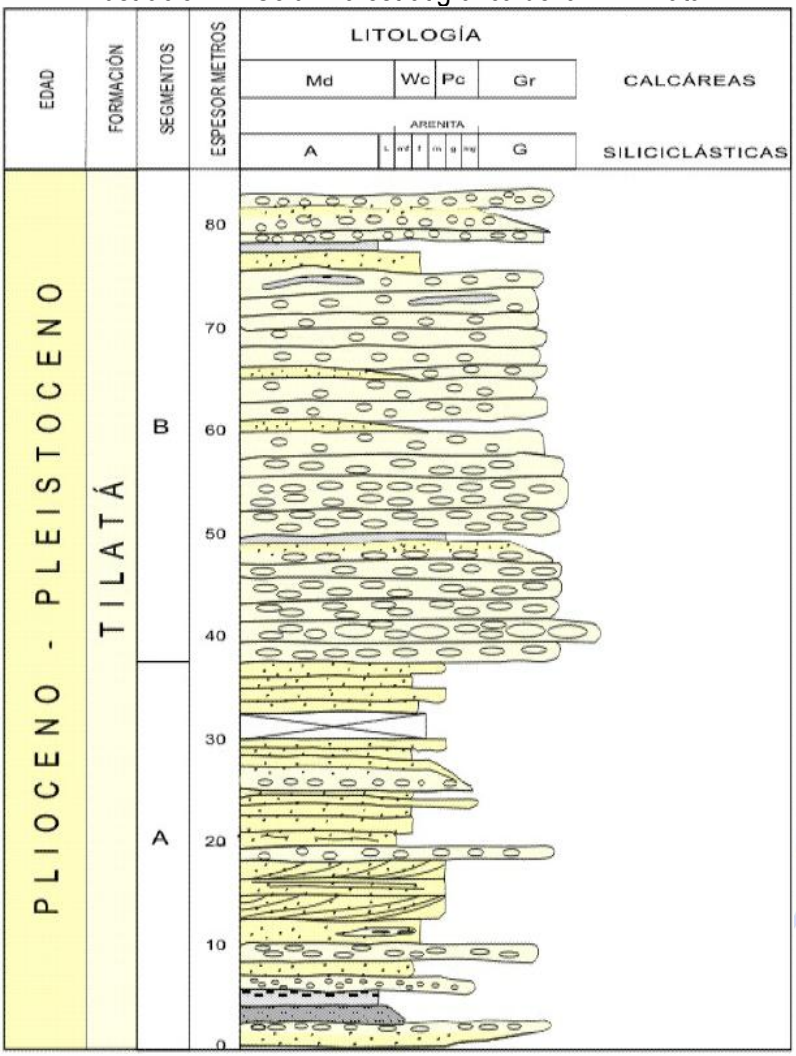
- **Formación Tilatá (N2t)**

Esta unidad constituye los extremos con relieve colinado del tramo 1 en rehabilitación, y los primeros 100 m del inicio del tramo 2 (mejoramiento).

"Scheibe (1933), dio el nombre de piso de Tilatá a un conjunto de areniscas de grano grueso, lechos cascajosos con clastos de cuarzo y de Plaeners que afloran en la Hacienda Tilatá en la represa del Sisga. Hubach (1957), la elevo al rango de Formación y la estudia en lo que llamó cuenca de Chocontá – Villapinzón." "En el área de trabajo se designa Formación Tilatá a los sedimentos aflorantes en el sinclinal de Sisga que recubren discordantemente a las unidades cretáceas (Formaciones Plaeners, Labor-Tierna) y paleógenas (Formaciones Guaduas, Cacho, Bogotá y Regadera). "Morfológicamente la Formación Tilatá muestra zonas aplanadas como las observadas en la vía principal Bogotá – Tunja (al sur de Chocontá) *y que corresponden a los sedimentos mas finos o forma colinas redondeadas* (en el inicio del tramo 2 de mejoramiento) *a veces alargadas, las cuales están conformadas por gravas y arenas."*

Las descripciones anteriores dan cuenta de la variabilidad que ofrece la Fm. Tilatá; dentro del corredor vial destacan las asociadas a geoformas colinadas, aflorantes en el valle del río Bogotá, en el flanco occidental del sinclinal del Sisga. La columna de la Fm. Tilatá levantada en la cartografía de la plancha 209-Zipaquirá, se sitúa precisamente sobre la vía Chocontá – Ubaté, cerca del inicio del tramo 2 de mejoramiento. "*En el sector occidental del Sinclinal de Sisga, en la vía Chocontá – Ubaté (N:1.061.454 y E:1.041.683) se levantó una sección de la Formación Tilatá, con un espesor de 83 m* (Ilustración 17)*, representada por una secuencia de gravas y arenas, en donde se diferenciaron dos segmentos. Sin embargo inferior a éstos, hay un tramo cubierto y luego un conjunto de arenas y gravas de 30 m que yacen sobre la Formación Guaduas y que podrían corresponder a la parte más inferior de la Formación Tilatá de esta sección y que a su vez se podría correlacionar con el depósito caótico que aflora al oriente, en la carretera Chocontá-Machetá, en la Vereda Suralá."*

Ilustración 17 Columna estratigráfica de la Fm. Tilatá



Fuente: Memoria geología de la plancha 209-Zipaquirá (INGEOMINAS, 2003)

- **Formación Guaduas (KPgg)**

La cartografía de la plancha 209 señala el sector inicial del tramo 2 de mejoramiento, que sigue el fondo del valle de la quebrada El Ratón, sobre la Fm. Guaduas. Se seleccionan apartes de la descripción de esta unidad, de la memoria de la plancha 209:

"*La Formación Guaduas fue descrita originalmente por Hettner (1892, en De Porta, 1974) para refererirse a todos los materiales que afloran en la región de Bogotá y que están por encima del Grupo Guadalupe. Hubach (1931), denomina piso Guaduas a la secuencia que suprayace al Grupo Guadalupe y es infrayacida por el Piso de Bogotá, estos dos pisos son separados por el Horizonte del Cacho que es la parte mas baja del piso de Bogotá. Sarmiento (1994 a), en la sección de referencia de Peñas de Boquerón, en la región de Sutatausa estudia esta secuencia estratigráfica y la subdivide en 9 segmentos y la limita en la base por la Formación Tierna y en el techo por la Formación Cacho".*

"La Formación Guaduas, en el área de la plancha 209, aflora en los sinclinales de Río Frío, Neusa, Zipaquirá, Checua, Sesquilé, Sisga y Sueva y en ella se reconocen cinco segmentos que constituyen una secuencia arcillo arenosa con mantos de carbón, la cual es infrayacida por la Formación Arenisca Labor-Tierna y es suprayacida por la Formación Cacho. Morfológicamente los cinco segmentos generan cinco geoformas, tres valles que corresponden a niveles arcillosos y dos arenosos que generan formas abruptas."

"En la Formación Guaduas, cartográficamente se reconocen cinco segmentos que generan una expresión geomorfológica típica de valles y de colinas; el segmento inferior (A), forma valle y en el se agrupan los segmentos S1 y S2 de Sarmiento (1994 a); el segmento B, el cual genera una colina, es reconocido informalmente como Arenisca La Guía y corresponde al segmento S3 de Sarmiento (1994 a). El segmento C, genera un valle y en el se agrupan los segmentos S4 y S5 de Sarmiento (1994 a). En el segmento D, se reconocen valles y crestas correspondientes a lodolitas y areniscas y se agrupan los segmentos S6, S7 y S8 de Sarmiento (1994 a) y el segmento E corresponde al segmento S9".

Posición estratigráfica y edad: *"El contacto inferior de la Formación Guaduas con la Formación Arenisca Labor-Tierna, es neto y concordante con la geometría de las capas, pasa de un intervalo arenoso constituido por capas muy gruesas de arenisca a un intervalo lodolítico, como se observa en el Boquerón de Tausa y Laguna de Cucunubá."* En el corredor vial no se aprecia el contacto superior de la Fm. Guaduas con la Fm. Cacho (unidad dura, de areniscas, que genera prominencias en el relieve); hacia el oriente se aprecia en contacto fallado con la Fm. Tilatá. "*Por palinología la edad de la Formación Guaduas es Maastrichtiano superior – Paleoceno inferior (Sarmiento, 1992)."*

- **Formación Labor y Tierna (Ksglt)**

La Fm. Labor y Tierna en el corredor vial se sitúa contigua al noroccidente de la Fm. Guaduas, como parte de las estructuras sinclinal y anticlinal contiguas que conforman la mayor parte del tramo 2. La memoria de la plancha 209 la describe de la siguiente manera:

"*Pérez & Salazar (1978), formalizaron las Formaciones Arenisca de Labor y Arenisca Tierna. La Arenisca de Labor con la sección tipo en las quebradas La Vieja y el Higuerón, tiene un espesor de 177 m, es una secuencia que descansa concordantemente sobre la Formación Plaeners, la cual comienza con capas muy gruesas de areniscas que se intercalan con capas muy delgadas de arcillolitas y se subdivide en tres segmentos: el inferior constituido por capas muy gruesas de areniscas arcillosas separadas por capas delgadas de arcillolitas; el segmento medio está representado por intercalaciones de bancos de areniscas, paquetes de lodolitas y arcillolitas y el superior por areniscas arcillosas separadas por capas delgadas de arcillolitas."*

"La Formación Arenisca de Labor está separada de la Formación Arenisca Tierna por 19 m de lodolitas y arcillolitas; la Arenisca Tierna con un espesor de 49 m, se diferencia de la Labor por presentar capas muy gruesas de areniscas de tamaño más grueso (Pérez & Salazar, 1978)."

"Se agrupan aquí las formaciones Labor y Tierna siguiendo criterios cartográficos y se hace referencia al trabajo de Hernández (1990), quien calcula un espesor aproximado de 147 m para las dos unidades. Su base está marcada por la primera ocurrencia de arenitas sobre las liditas de la Formación Plaeners, mientras que su techo está dado por la primera ocurrencia de arcillolitas de la Formación Guaduas."

"En la plancha 209, dada la similitud litológica y su expresión morfológica se agrupó como una sola unidad cartográfica a las Formaciones Arenisca de Labor y Arenisca Tierna y se establece desde el techo de la Formación Plaeners hasta la base de la Formación Guaduas."

Litológicamente dominan bancos de cuarzoareniscas de grano fino a muy fino, color crema-habano, con niveles de limolitas silíceas, arcillolitas y limolitas arenosas y chert.

- **Formación Plaeners (Ksgpl)**

Esta unidad aflora en el corredor vial como una delgada franja, contigua al occidente de la Fm. Labor y Tierna, como parte de los flancos de las estructuras sinclinal y anticlinal apretadas que constituyen el tramo 2. Se seleccionan los siguientes apartes de la descripción de esta unidad, en la memoria de la plancha 209:

"Nombre formalizado por Pérez & Salazar (1978), para la unidad litológica que reposa concordantemente sobre la Formación Arenisca Dura y es suprayacida por la Formación Arenisca de Labor; en la sección tipo tiene un espesor de 73 m y esta representada por arcillolitas, liditas, limolitas y en menor proporción por areniscas de grano muy fino."

"En general ha sido reconocida por la comunidad geológica como una unidad silícea, pero ésta composición daría una morfología prominente, sin embargo en el área de estudio al igual que en la sección tipo se reconoce por presentar una morfología suave y genera una hondonada debido a su litología arcillosa, que contrasta con las pendientes abruptas de las unidades geológicas que la supra e infrayacen. Al oriente y occidente del área suprayace a la Formación Arenisca Dura y en la parte central a la Formación Lidita Superior y siempre es infrayacida por la Formación Labor-Tierna."

- **Formación Lidita Superior (Ksgd)**

En la zona de estudio la base de la secuencia estratigráfica cretácea aflorante, se asigna a la Fm. Lidita Superior. De la descripción en la memoria de la plancha 209 se destacan los siguientes aspectos:

"De Porta (1965), redefine el Grupo Olini manteniendo el sentido dado por Petters (1954 en De Porta, 1965); el cual estaría constituido por tres niveles: La Lidita Inferior, un nivel de lutitas y la Lidita Superior; esta última en el área del Girardot (Valle Superior del Magdalena) había sido llamada por Burgl y Dumit (1954) como Primera Lidita. Para De Porta (1965), La Lidita Superior "está constituida por capas de chert que alternan con lutitas y shales; los cherts están representados por porcelanitas y en los chert carbonáceos son comunes foraminíferos bentónicos (siphogenerinoides)".

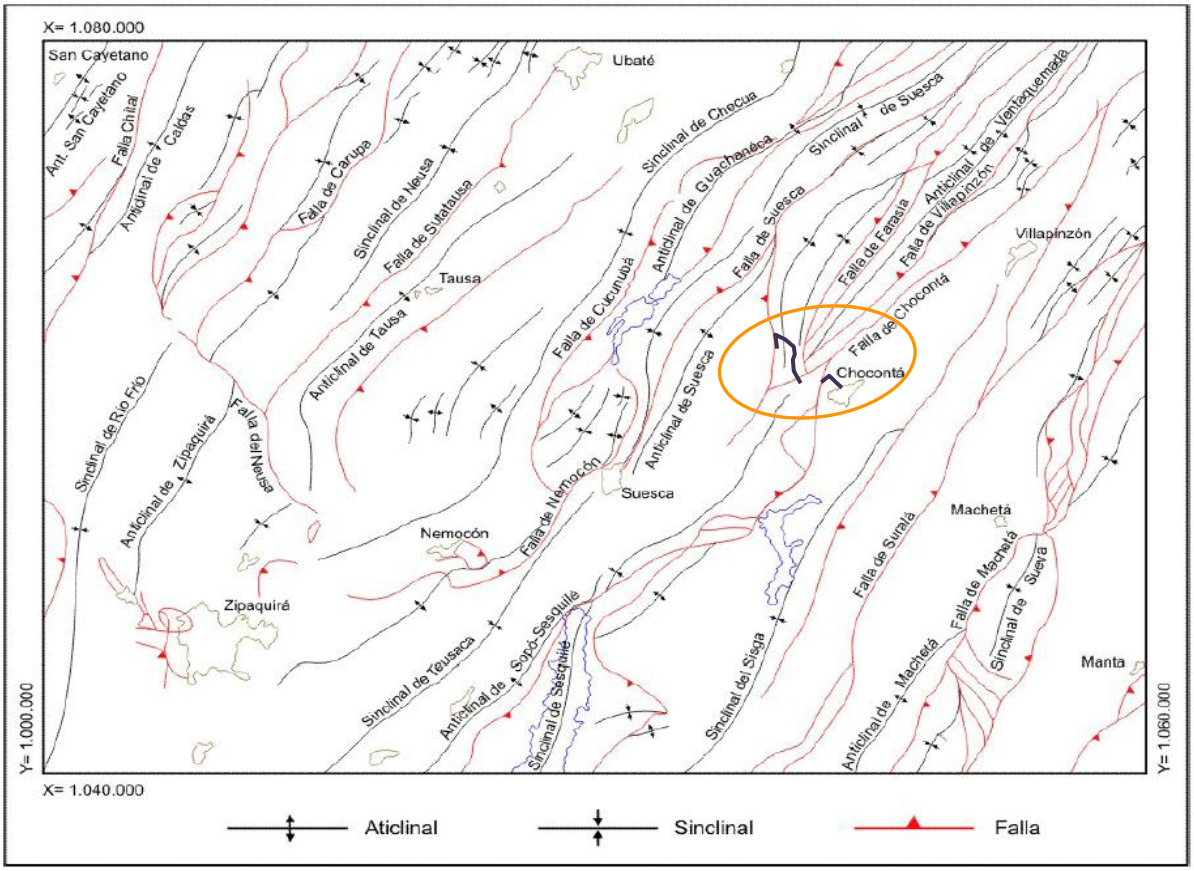
"En la plancha 209 Zipaquirá desde las Lagunas de Neusa y Suesca en dirección NE, se observa en la posición estratigráfica de la Formación Arenisca Dura, una secuencia lidítica que había sido denominada Formación Plaeners en la región de Villa de Leyva y Tunja" (Renzoni, 1981). Esta secuencia lidítica en el presente trabajo se considera que corresponde con la Formación Lidita Superior definida por De Porta (1965)."

"En la plancha 209 Zipaquirá, La Lidita Superior aflora en la parte central del área de estudio, en los flancos de los anticlinales de Tausa, Guachaneca, Chocontá y Ventaquemada, se caracteriza por ser una sucesión silícea con foraminíferos bentónicos (siphogenerinoides), genera una morfología abrupta y suprayace a la Formación Conejo e infrayace la Formación Plaeners"

6.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

En el área del corredor vial se distinguen fallas de cabalgamiento con rumbo sudoeste-noreste, que separan plegamientos de variada magnitud. La parte oriental, por donde discurre el Tramo 1-Rehabilitación y el inicio del Tramo 2-Mejoramiento, corresponde al amplio sinclinal del Sisga, limitado por las Falla de Chocontá al occidente, con vergencia al oriente, mientras que por el flanco oriental se distingue la Falla Suralá, con vergencia al occidente. Al oeste de la Falla de Chocontá, la vía se desarrolla en el cierre sur de replegamientos de la secuencia Terciaria-Cretácea (Fm. Guaduas-Fm. Lidita Superior), con dos estructuras, sinclinal y anticlinal, contiguas, entre trazos de fallas de cabalgamiento, entre la Falla de Chocontá y una falla que en la zona sur del corredor vial se señala con rumbo sur-norte, y desplazamiento lateral dextral, mientras que al norte cambia de dirección al nordeste, paralela a la Falla de Chocontá, aunque con vergencia contraria (Ilustración 18).

Ilustración 18 Esquema tectónico de la plancha 209-Zipaquirá, señalando en círculo naranja la zona con los tramos viales Chocontá-Cucunubá



Fuente: Memoria geología de la plancha 209-Zipaquirá (INGEOMINAS, 2003)

6.4 GEOLOGÍA LOCAL

La geología del corredor geotecnico se complementa fundamentalmente con las coberturas cuaternarias, desde los hallazgos de campo y el análisis de imágenes. Se diferencian inicialmente, dentro de la planicie aluvial (Qal en Ilustración 19), el cauce activo del río Bogotá, como una delgada franja de cauce sinuoso, controlada por los jarillones que acompañan el curso del río. En las vertientes se observan lóbulos de abanicos, amplios aunque de baja altura, acumulados por afluentes del río Bogotá, desde sus vertientes.

En el tramo de mejoramiento (Ilustración 20), el el ascenso de la vertiente norte del río Bogotá, se determina inicialmente la franja de depósitos aluviales (Qal) de la Q. El Ratón, que la vía en su tránsito hacia Cucunubá remonta, con dirección general al norte. La carretera se sitúa sobre la margen izquierda de la Q. El Ratón (al occidente), con sección en media ladera (talud interno costado derecho). El paso del valle aluvial con las vertientes montañosas, inicialmente menos abruptas, desarrolladas por la Fm. Guaduas, es marcado por el trazo de la Falla de Chocontá, inversa con rumbo noreste y vergencia al oriente. El la parte inicial la Fm Guaduas es cubierta por extensos depósitos de conos de talus, entre el K0+700 y el K1+500, con una saliente del basamento (Fm. Guaduas), entre K1+100 y K1+200.

Hasta este punto, la margen derecha de la Q. El Ratón, opuesta a la que se desarrolla la vía, esta constituida por la Fm. Guaduas. Adelante del K1+500 se estrecha el valle de la quebrada, con controles sobre una unidad litológica dura: La Fm. Labor y Tierna (K2t), que constituye el techo del Grupo Guadalupe en la zona. Al norte del K1+800 el control rocoso cesa, con la ampliación del valle aluvial de la Q. El Ratón y, sobre la margen derecha, un extenso depósito de abanico coluvial (Qac).

El valle vuelve a estrecharse al norte del K2+200, luego de cruzar la Q. El Ratón en el K2+150, pasando el talud interno al costado izquierdo, con la vertiente rocosa desarrollada sobre la Fm. Lidita Superior (K2l). Esta zona corresponde al bloque hundido de una falla antitética a la Falla de Suesca, con vergencia al este y componente dextral, cuyo trazo marca el tramo recto final y escarpado de la vía, poniendo en contacto las rocas de K2l con la Fm. Labor y Tierna (K2t), al occidente del K3+454, al final del tramo en mejoramiento.

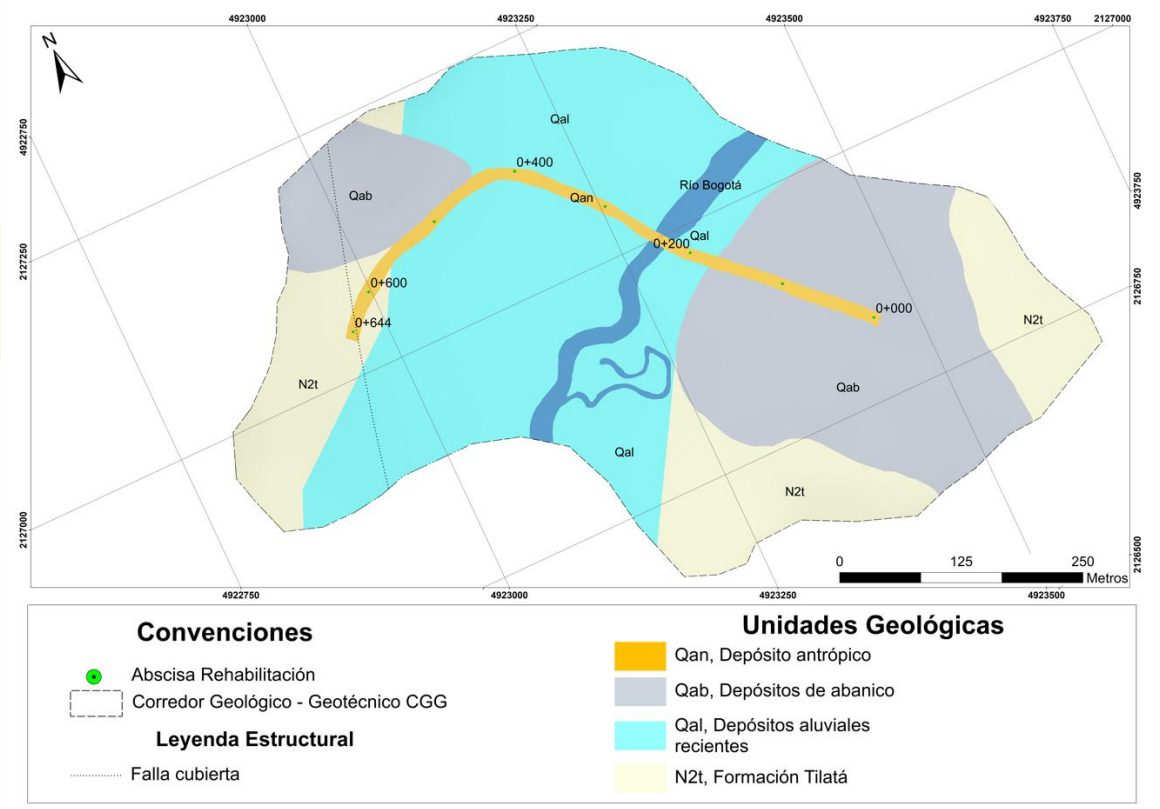
En el ascenso desde el valle de la Q. El Ratón hasta la cima donde se ubica el K3+454, final del tramo en mejoramiento, se aprecia escalonamiento, con dos niveles de terraza (Qtb y Qta), y una cobertura de talus (Qdv-ta) aproximadamente entre K2+700 y K2+900, por debajo de los escarpes rocosos que dominan el tramo de la vía entre K2+900 y K3+150. El tramo final, con una curva regresiva fuerte, entre k3+150 y K3+454, esta conformada sobre los depósitos de talus bajo el escarpe y el lomo estructural, divisoria occidental de la cuenca de la Q. El Ratón.

Los sondeos exploratorios realizados en los estribos del puente sobre el río Bogotá, muestran un potente espesor de depósitos aluviales, que constituyen la planicie aluvial del río; hasta los 19 m en la margen izquierda (Sondeo 1) y 22 m en la margen derecha (sondeo 2), se observan limos arenosos superfiales (< 5 m), infrayacidos por arenas de grano grueso a medio, con algunas gravas en profundidad. El basamento corresponde a limolitas verdosas, correlacionables con niveles finos de la Formación Tilatá, como la unidad que aflora en los flancos del valle.

En los sondeos realizados en el K0+950, dominan secuencias arcillosas, correspondientes a conos de talus sobre arcillolitas meteorizadas de la Formación Guaduas, suyaciendo los depósitos de talus, por debajo de los 2,5 – 4 m.

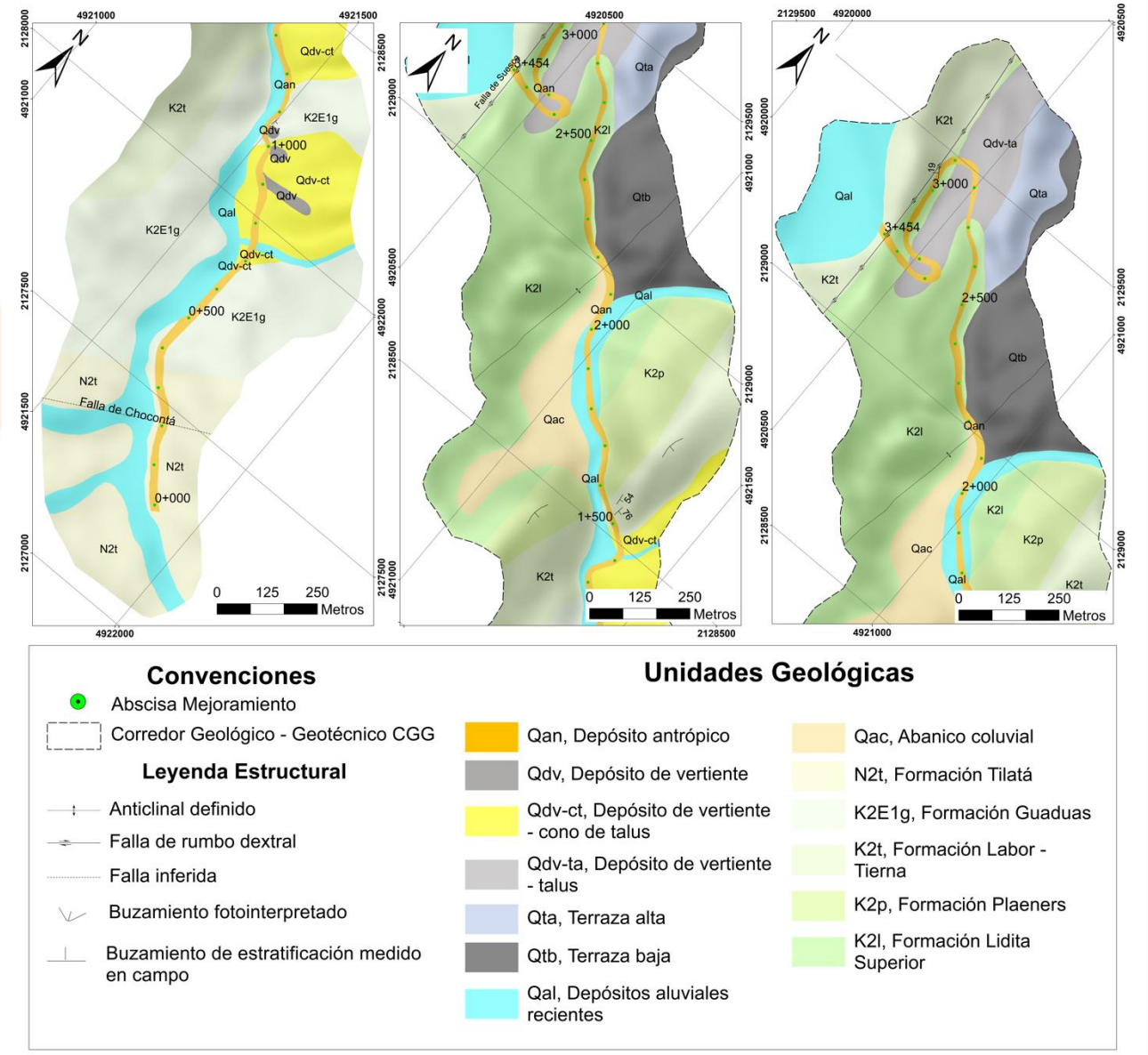
Las Fallas en el área de influencia del corredor vial, como la Falla Chocontá y la de Suesca – Albarracín, no son reportadas como activas, en la Base de Datos de Fallas Activas de Colombia (INGEOMINAS, 2001).

Ilustración 19 Geología tramo de rehabilitación K0-K0+644



CUNDINAMARCA JINT 17

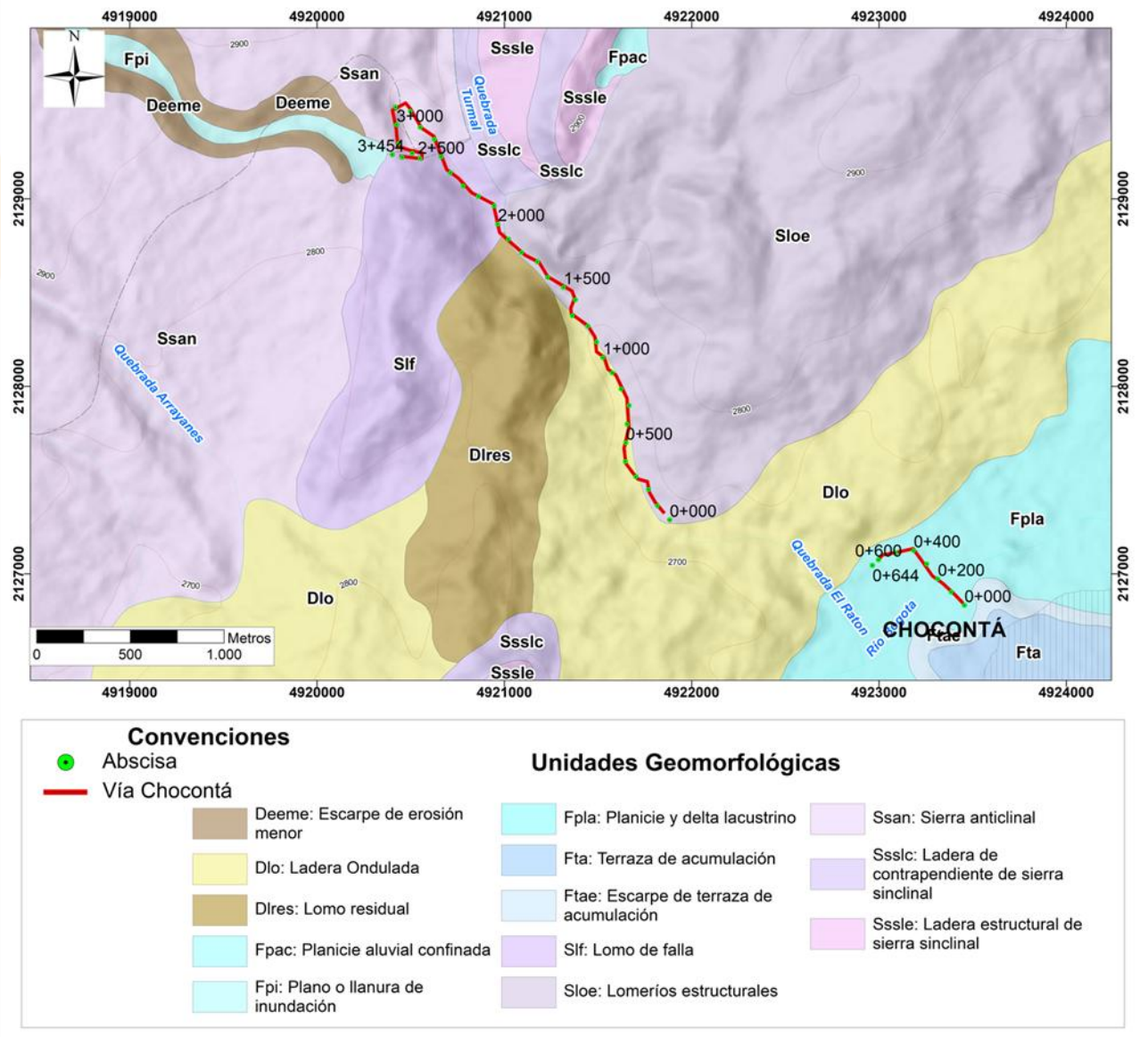
Ilustración 20 Geología tramo de mejoramiento K0-K3+454



6.5 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

La cartografía geomorfológica de la plancha 209-Zipaquirá (SGC-UPTC, 2018), como se aprecia en la Ilustración 21, indica la trancisión desde la planicie aluvial, sobre la que se desarrolla el Tramo 1 de Rehabilitación, hacia geoformas de origen denudacional y estructural, sobre las que se avanza el Tramo

Ilustración 21 Geomorfología regional corredor vial Facatativá-La Virgen – El Rosal



Fuente: Elaboración propia sobre sector del mapa geomorfológico de la plancha 209-Zipaquirá (SGC-UPTC, 2018)

A continuación se presenta la descripción de las unidades geomorfológicas diferenciadas en el área de estudio, según la cartografía de la plancha 209:

6.5.1 GEORFORMAS DE ORIGEN FLUVIAL

- **Planicie y delta lacustre (Fpla)**

Corresponde a la planicie aluvial antigua del río Bogotá, incluyendo parte de la unidad geológica de N2t. Esta unidad se describe como:
"Superficie extensa de aspecto aterrazado y morfología ondulada suavemente inclinada, limitada hacia los cauces por escarpes de varios metros de altura. Su origen está relacionado al desplazamiento lateral del cauce del Río Bogotá en la llanura aluvial asociada a su cauce. Su depósito está constituido por arcillas con intercalaciones locales de arenas finas con niveles delgados de gravas y turbas, producto de la a cumulación de materiales transportados por las corrientes. Presente en los municipios de Cajicá, Chocontá, Cogua y Cucunubá."

6.5.2 GEORFORMAS DE ORIGEN DENUDACIONAL

- **Ladera ondulada (Dlo)**

Vertiente oriental de la planicie aluvial del río Bogotá, que conforma las laderas de la vertiente occidental de la Q. El Ratón, en la primera mitad del tramo 2.

"Superficie en declive de morfología alomada a monticulada, con pendiente muy inclinada, deformas planas, cóncavas y convexas y con longitudes extremadamente largas. Estas laderas se forman en suelos residuales y depósitos coluviales, compuestos de materiales provenientes de las formaciones Tilatá (N2t), Guaduas (K 2E1g), Bogotá (E1b), Conejo (K2c), , Labor y Tierna (K2t) y Cacho (E1c), entre otras. La unidad presenta movimientos en masa tipo deslizamiento traslacional. Presente en los municipios de Carmen de Carupa, Chocontá y Cogua, entre otros."

- **Lomo residual (Dlres)**

Corresponde al lomo que se ubica al costado occidental del corredor vial del tramo 2, hacia la parte media de su recorrido.

"Prominencia topográfica, de relieve relativo bajo (100 metros), de morfología alomada y alargada ,estos lomos están compuestos por laderas de pendiente muy inclinada a inclinada, de longitud corta y forma convexa a eventualmente cóncava, desarrolladas en rocas de las formaciones Guaduas (K 2E1g), Labor y Tierna (K2t), Lidita Superior (K2l), Plaeners (K2p) y Conejo (K2c), entre otras. Se localiza en los municipios Carmen de Carupa, Chocontá, Cogua, Cucunubá, Lenguazaque, Nemocón, entre otros."

6.5.3 GEORFORMAS DE ORIGEN ESTRUCTURAL

- **Lomerios estructurales (Sloe)**

Esta unidad conforma la vertiente oriental de la Q. El Ratón, en la parte inicial a media del corredor vial del tramo 2.

"Corresponde con prominencias topográficas de morfología alomada, con cimas agudas, de laderas cortas, de forma cóncava a rectas, pendientes muy inclinadas e índice de relieve relativo bajo. Se relaciona con la acción

conjunta de procesos tectónicos moderados a intensos y periodos de meteorización y denudación en rocas de las formaciones Lidita S uperior (K 2l), Labor y Tierna (K2t), Guaduas (K 2E1g), Conejo (K 2c), Bogotá (E1b), Cacho (E1c). Se encuentra en el Ca rmen de Carupa , Chocontá, Cucunubá, Suesca y Tausa."

- **Lomo de falla (Slf)**

Unidad que constituye el terreno en la parte media a final del corredor vial del Tramo 2, con la vía ubicada hacia el fondo de la vertiente.

"Prominencia de morfología alomada, con relieve relativo bajo, compuesto por laderas de pendiente muy abrupta a abrupta, de longitud corta y de forma recta. Localizada a lo largo de una falla de rumbo y formada por el efecto combinado del desplazamento lateral y la geometría del plano de falla, que determina la expulsión de un bloque de terreno. Desarrollada en rocas de las formaciones Arenisca Dura (K2d), Plaeners (K2p), Areniscas de La bor y Tierna (K2t). Esta geoforma se encuentra en el municipio de Chocontá."

- **Sierra anticlinal (Ssan)**

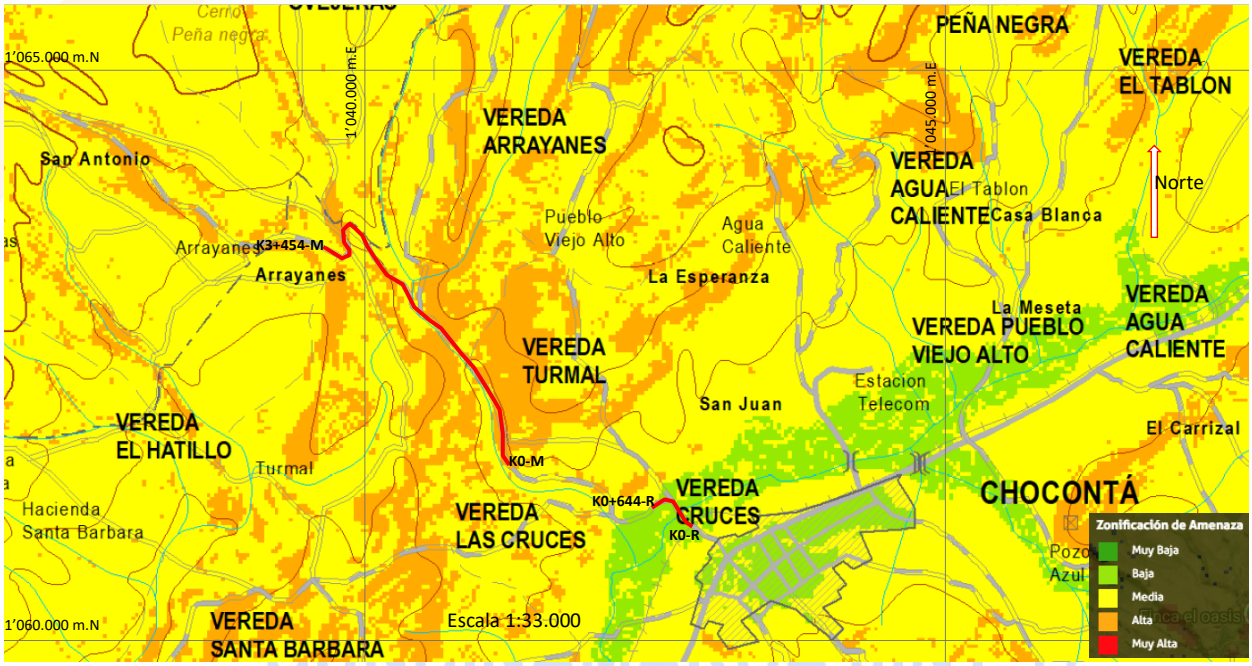
Constituye la unidad geomorfológica al final del Tramo 2, en el fondo de un valle aluvial.

"Prominencia topográfica de morfología alomada a montañosa, con relieve relativo alto, compuesta por laderas de pendiente abrupta a muy inclinada, de longitud larga a muy larga y de forma convexa . Esta geoforma se asocia a los anticlinales de Sopó – Sesquilé, Nemocón, Suesca y Zipaquirá. El eje de la estructura es formado por el arqueamiento de los estratos o capas que se inclinan de manera divergente a partir de su eje. Se desarrolla sobre las formaciones Plaeners (K2p), Areniscas de Labor y Tierna (K2t), Fómeque (K1f), Churuvita (K2ch) entre otras."

6.6 AMENAZA POR PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA

El mapa nacional de amenaza relativa por movimientos en masa, de la plancha 209-Zipaquirá, cataloga la amenaza en el corredor vial entre baja y media para el tramo 1, y entre media y alta para el tramo 2 (ver Ilustración 22). En el catálogo de inventarios no se registran eventos de procesos de remoción en masa en el corredor vial.

Ilustración 22 Zonificación de amenaza por movimientos en masa en el corredor vial Chocontá-Cucunubá. Se señalan en rojo los tramos viales en estudio



Fuente: Elaboración propia sobre mapa de amenaza planch 209-Zipaquirá, SGC-IDEAM, 2016

7. TRABAJOS DE CAMPO

Para adelantar los análisis geotécnicos se requiere efectuar exploraciones directas (sondeos y barrenos), exploración indirecta (geofísica), ensayos "in situ" y ensayos de laboratorio, los cuales se cuantificaron y localizaron en un documento aparte denominado Plan de Exploración, revisado y aprobado por parte de Interventoría.
La cantidad de sondeos y líneas sísmicas proyectadas y ejecutadas dentro del alcance del presente contrato fue definida con el propósito de establecer las características geológicas, geotécnicas y geomecánicas generales del corredor vial, de conformidad con los lineamientos y requerimientos establecidos en los términos de referencia y en la reglamentación aplicable vigente, con base en la resolución correspondiente del año 2024.

7.1 EXPLORACIÓN DIRECTA DEL SUBSUELO

Para la determinación de las propiedades índices y geomecánicas de los materiales fue necesario la recolección y toma de muestras para que sean ensayadas, ya sea en campo o en laboratorio. De esta manera, se implementó una exploración geotécnica que cumpla con los requerimientos técnicos y con las especificaciones avaladas por el INVIAS para este tipo de estudio, en especial las buenas prácticas y los requisitos planteados por el Código Colombiano de Puentes CCP-14, tanto para la determinación de las propiedades y parámetros de campo; así como para los sondeos, apiques y trincheras que sean necesarios implementar para lograr la caracterización de los materiales.

Los sondeos se realizaron por los métodos de percusión y avance con lavado hasta la profundidad indicada, así como métodos por lavado. Además, se efectuaron las pruebas de campo como Ensayos de Penetración Estándar (SPT: Por sus siglas en Ingles), en los materiales donde sus características mecánicas lo permitieron (suelos friccionante, gravas, arenas y finos, de consistencia mecánica de medianamente firme a dura) y Shelby (SH).

En el programa de exploración directa se realizó la ejecución de 5 sondeos localizados a lo largo del corredor.

La profundidad de ejecución de estos varios desde los 10.0m a los 30.0m de profundidad. Se encontró nivel freático en 5 de los 5 sondeos.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Localización de sondeos, se presenta la localización de los sondeos ejecutados sobre el corredor:

Ilustración 23 Localización de sondeos.



Fuente: Elaboración propia a partir de Google Earth ©

En la Tabla 7, se presenta la ubicación y coordenadas de los sondeos ejecutados en el corredor.

Tabla 7 Localización de sondeos

SONDEO	LATITUD	LONGITUD	ABSCISA	PROF PERFORACIÓN (m)	NIVEL FREÁTICO
Puente Chocontá S1	5° 8'55.88"N	73°41'32.43"O	K0+219	30	5.00 m
Puente Chocontá S2	5° 8'56.55"N	73°41'33.05"O	K0+246	30	4.00 m
Chocontá S1	5° 9'33.88"N	73°42'29.95"O	K1+000	10	2.50 m
Chocontá S2	5° 9'33.73"N	73°42'29.16"O	K1+016	10	2.50 m
Chocontá S3	5° 9'33.41"N	73°42'29.52"O	K1+018	10	1.50 m

Fuente: Elaboración propia

Nota: Los sondeos presentados en el presente informe geotécnico se encuentran referenciados al abscisado definitivo correspondiente al eje del diseño geométrico del proyecto, con el fin de mantener coherencia con la información técnica empleada para el desarrollo de los análisis y recomendaciones. No obstante, es importante señalar que durante la etapa de campo las perforaciones fueron localizadas con base en un abscisado preliminar obtenido a partir de la información cartográfica generada en Google Earth mediante un archivo KMZ utilizado en la fase inicial de diagnóstico. En consecuencia, los formatos de campo y registros originales de perforación pueden presentar diferencias en la identificación del abscisado respecto al consignado en el presente informe, situación que obedece exclusivamente al ajuste posterior derivado del levantamiento

topográfico y la definición del eje definitivo del proyecto, sin que ello implique modificación en la ubicación real de los sondeos ejecutados.

7.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA DEL SUBSUELO

Con el propósito de complementar la información obtenida mediante la exploración directa y lograr una caracterización continua de las condiciones geotécnicas del subsuelo a lo largo del corredor, se implementó un programa de exploración indirecta basado en métodos geofísicos no invasivos. Estos métodos permiten estimar la distribución espacial de las propiedades dinámicas y estratigráficas del terreno, proporcionando información sobre la geometría de las unidades geológicas, la profundidad del material competente y la variación lateral de las condiciones del subsuelo.

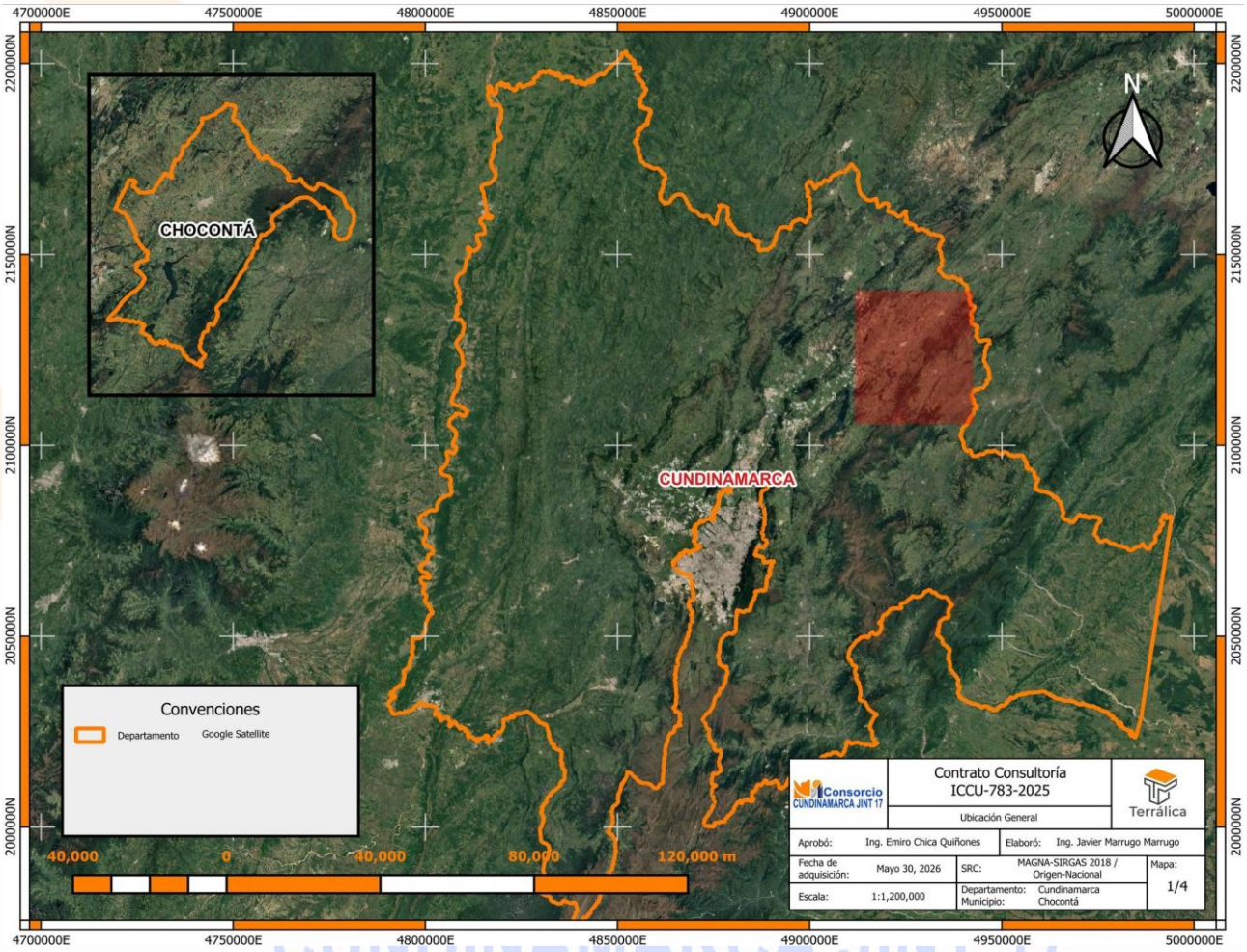
Para el presente estudio se emplearon los métodos de Tomografía de Refracción Sísmica (TRS) y Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW), técnicas ampliamente utilizadas en estudios geotécnicos por su capacidad para determinar la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno. La Tomografía de Refracción Sísmica permitió definir la distribución de velocidades de onda P (Vp), facilitando la identificación de interfaces geológicas, zonas meteorizadas y el espesor de los diferentes estratos. Por su parte, el método MASW permitió obtener los perfiles de velocidad de onda de corte (Vs), parámetro fundamental para la evaluación de la rigidez dinámica de los materiales, la clasificación sísmica del sitio y la determinación de parámetros geotécnicos de diseño.

El programa de exploración indirecta contempló la ejecución de 6 líneas geofísicas, distribuidas estratégicamente a lo largo del corredor en sectores representativos de las condiciones geológicas y geotécnicas identificadas durante la etapa de reconocimiento y exploración directa. La longitud y disposición de cada línea fueron definidas de acuerdo con las características del terreno y los objetivos específicos de la investigación.

Los resultados obtenidos mediante la interpretación conjunta de los métodos TRS y MASW fueron correlacionados con la información proveniente de los sondeos, ensayos de campo y resultados de laboratorio, permitiendo mejorar el modelo geotécnico del subsuelo y reducir la incertidumbre en la caracterización de las unidades presentes a lo largo del corredor.

En la Ilustración 24 Localización de líneas geofísicas, se presenta la ubicación de las líneas de Tomografía de Refracción Sísmica (TRS) y Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) ejecutadas durante el desarrollo del estudio.

Ilustración 24 Ubicación líneas sísmicas.



Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 25 Ubicación de TRS-01



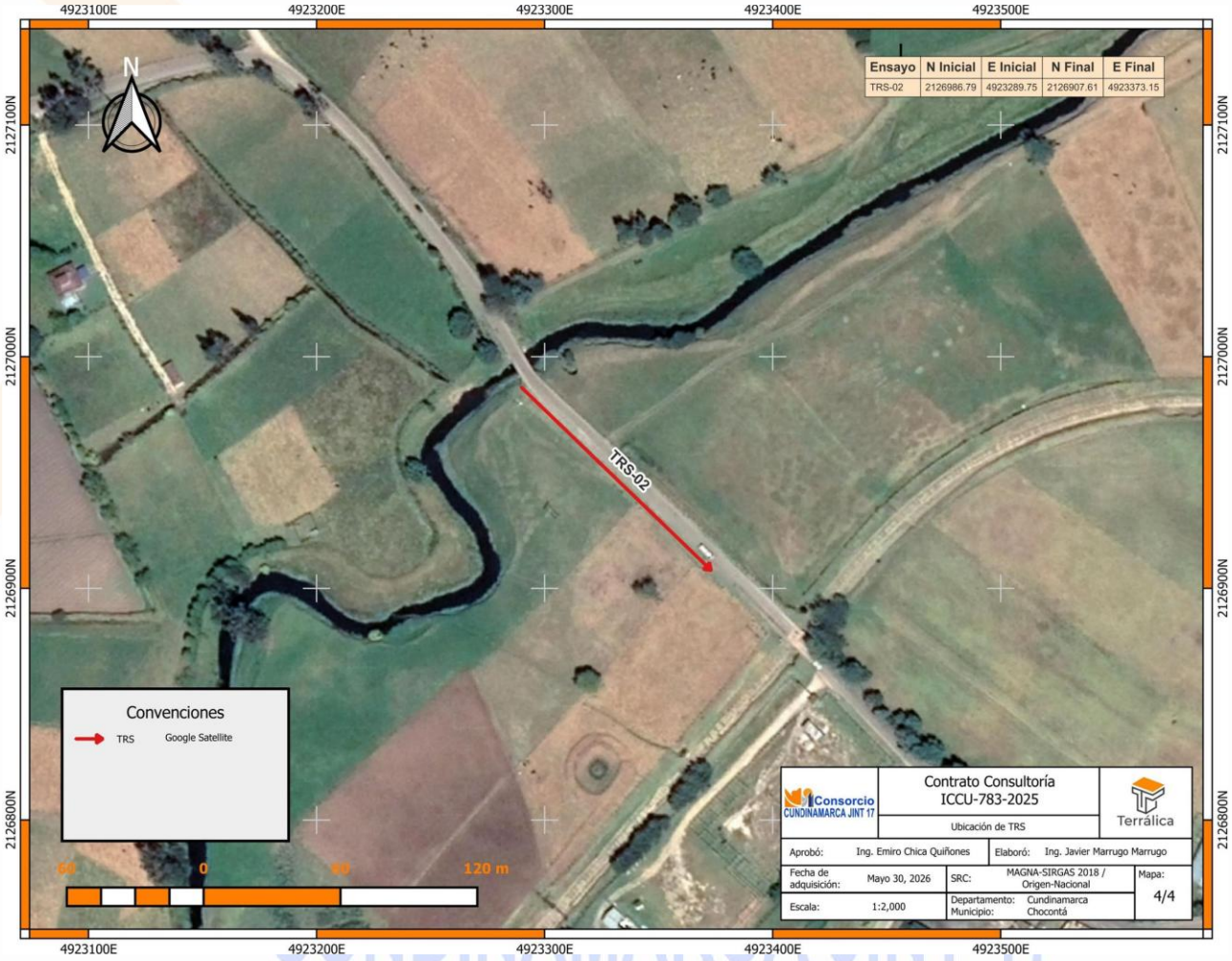
Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 26 Ubicación de TRS-02.



Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 27 Ubicación de TRS-03.



Fuente: Informe Final de Geofísica

A continuación se presentan los resultados obtenidos de las líneas de exploración geofísica ejecutadas mediante los métodos de Tomografía de Refracción Sísmica (TRS) y Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW). Para cada línea se incluyen los principales productos derivados del procesamiento e interpretación de la información adquirida en campo, tales como las curvas de dispersión, los perfiles de velocidad de onda de corte (Vs), la estimación de parámetros geomecánicos, la clasificación del terreno a partir del parámetro Vs30, los resultados del análisis HVSR, así como la correlación con los ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados en los sondeos cercanos. La integración de estos resultados permitió validar la caracterización estratigráfica del subsuelo, identificar las variaciones laterales de las propiedades mecánicas de los materiales y complementar la información obtenida mediante la exploración directa, proporcionando un modelo geotécnico más representativo del corredor objeto de estudio.

Ilustración 28 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-01.

Módulos Geotécnicos | Contrato Consultoría ICCU-783-2025, Chocontá, Cundinamarca — MASW-01

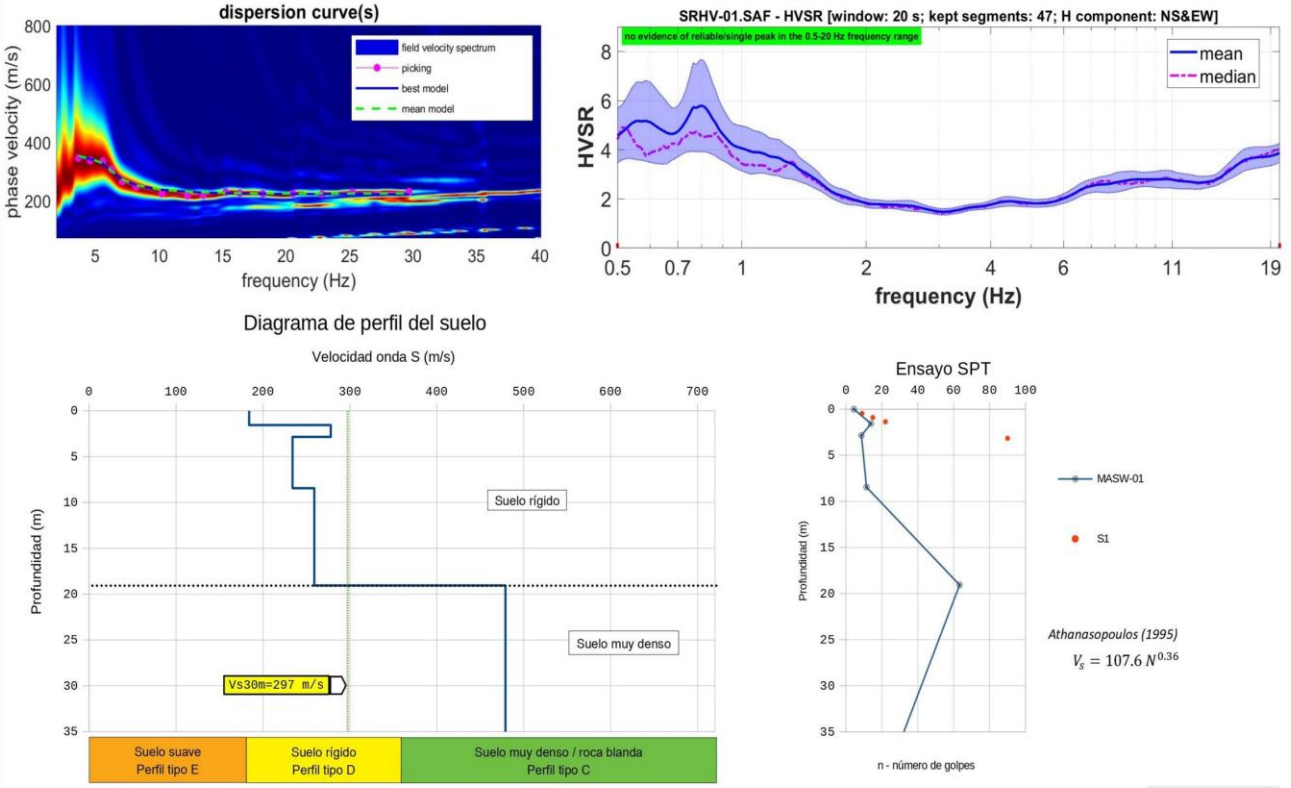
Elevación (msnm)	Profundidad (m)	Velocidad onda P (m/s)	Velocidad onda S (m/s)	Densidad (kg/m³)	N	Relación de Poisson	Módulo cortante (Mpa)	Módulo de Young (Mpa)	Módulo Bulk (Mpa)
0.0	0.0	524	184	1820	4	0.43	62	176	500
-1.6	1.6	880	278	1930	14	0.44	149	431	1,495
-2.9	2.9	621	234	1880	9	0.42	103	292	725
-8.5	8.5	583	259	1910	11	0.38	128	353	649
-19.1	19.1	962	479	2080	63	0.34	477	1,274	1,925
-40.5	40.5	733	325	1970	22	0.38	208	573	1,058
-68.3	68.3	1,424	779	2210	244	0.29	1,341	3,451	4,481
-78.3	78.3	1,424	779	2210	244	0.29	1,341	3,451	4,481

Vs30m

Capa	Profundidad (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	1.6	1.6	184
2	2.9	1.3	278
1	8.5	5.6	234
2	19.1	10.6	259
1	30.0	10.9	479

Vs30m=297 m/s

Perfil suelo rígido: tipo D



Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 29 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-02.

Módulos Geotécnicos | Contrato Consultoría ICCU-783-2025, Chocontá, Cundinamarca — MASW-02

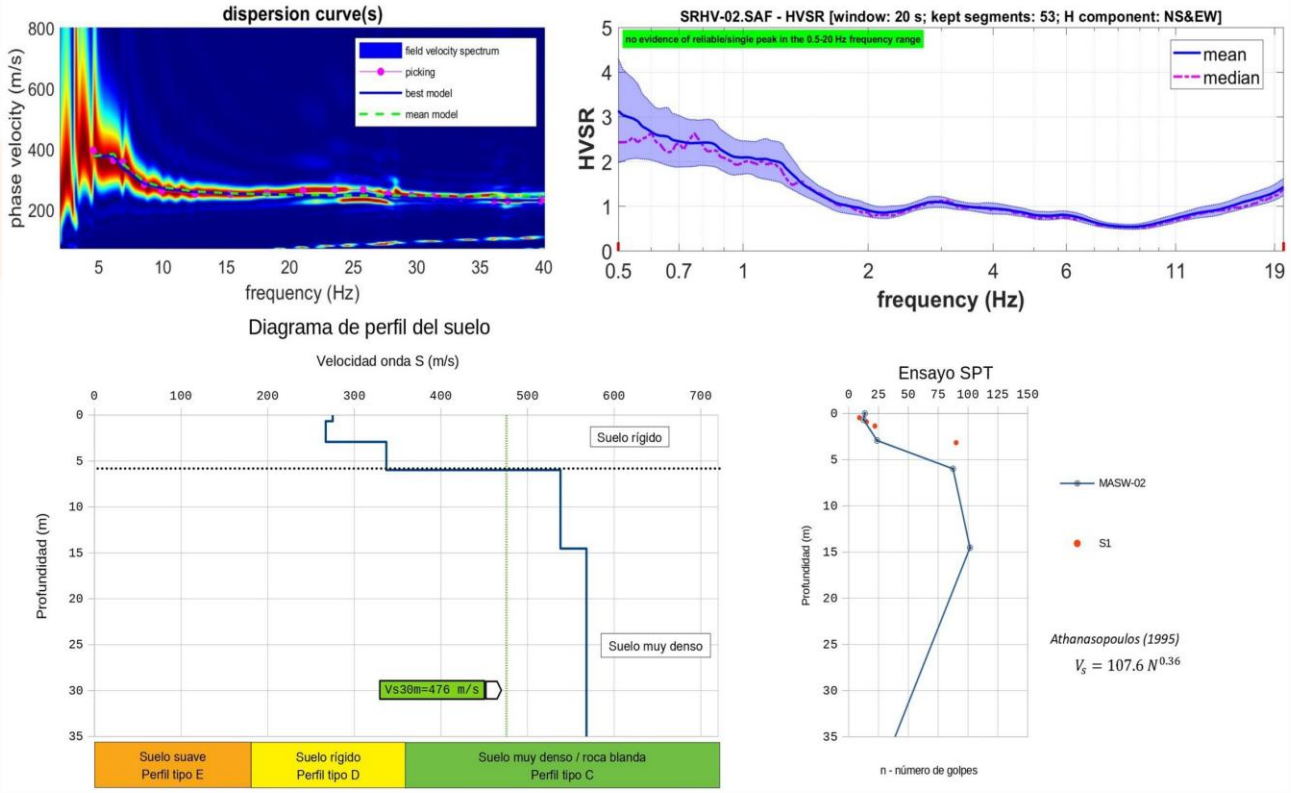
Elevación (msnm)	Profundidad (m)	Velocidad onda P (m/s)	Velocidad onda S (m/s)	Densidad (kg/m³)	N	Relación de Poisson	Módulo cortante (Mpa)	Módulo de Young (Mpa)	Módulo Bulk (Mpa)
0.0	0.0	665	275	1920	14	0.40	145	406	849
-0.7	0.7	623	267	1920	12	0.39	137	380	745
-2.9	2.9	751	337	1980	24	0.37	225	618	1,117
-6.0	6.0	900	538	2110	87	0.22	611	1,493	1,709
-14.5	14.5	1,589	568	2120	102	0.43	684	1,952	5,353
-44.5	44.5	431	243	1890	10	0.27	112	283	351
-76.6	76.6	2,050	950	2260	424	0.36	2,040	5,561	9,498
-86.6	86.6	2,050	950	2260	424	0.36	2,040	5,561	9,498

Vs30m

Capa	Profundidad (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	0.7	0.7	275
2	2.9	2.3	267
1	6.0	3.1	337
2	14.5	8.6	538
1	30.0	15.5	568

Vs30m=476 m/s

Perfil suelo muy denso o roca blanda: tipo C



Fuente: Informe Final de Geofísica

El procesamiento conjunto de MASW y SRHV permitió obtener una solución robusta y coherente, reduciendo el efecto de no unicidad implícita en la inversión de datos geofísicos, reduciendo la incertidumbre de los resultados obtenidos.

• De acuerdo con el modelo de velocidades obtenido, el valor de Vs30m en el sitio 1 es de 297 m/s. Se recomienda clasificar el sitio como Perfil del Suelo Tipo D. La frecuencia fundamental del sitio es 0.791 Hz (T0 = 1.264 s).

• De acuerdo con el modelo de velocidades obtenido, el valor de Vs30m en el sitio 2 es de 476 m/s. Se recomienda clasificar el sitio como Perfil del Suelo Tipo C. Para este sitio no fue posible determinar la frecuencia fundamental.

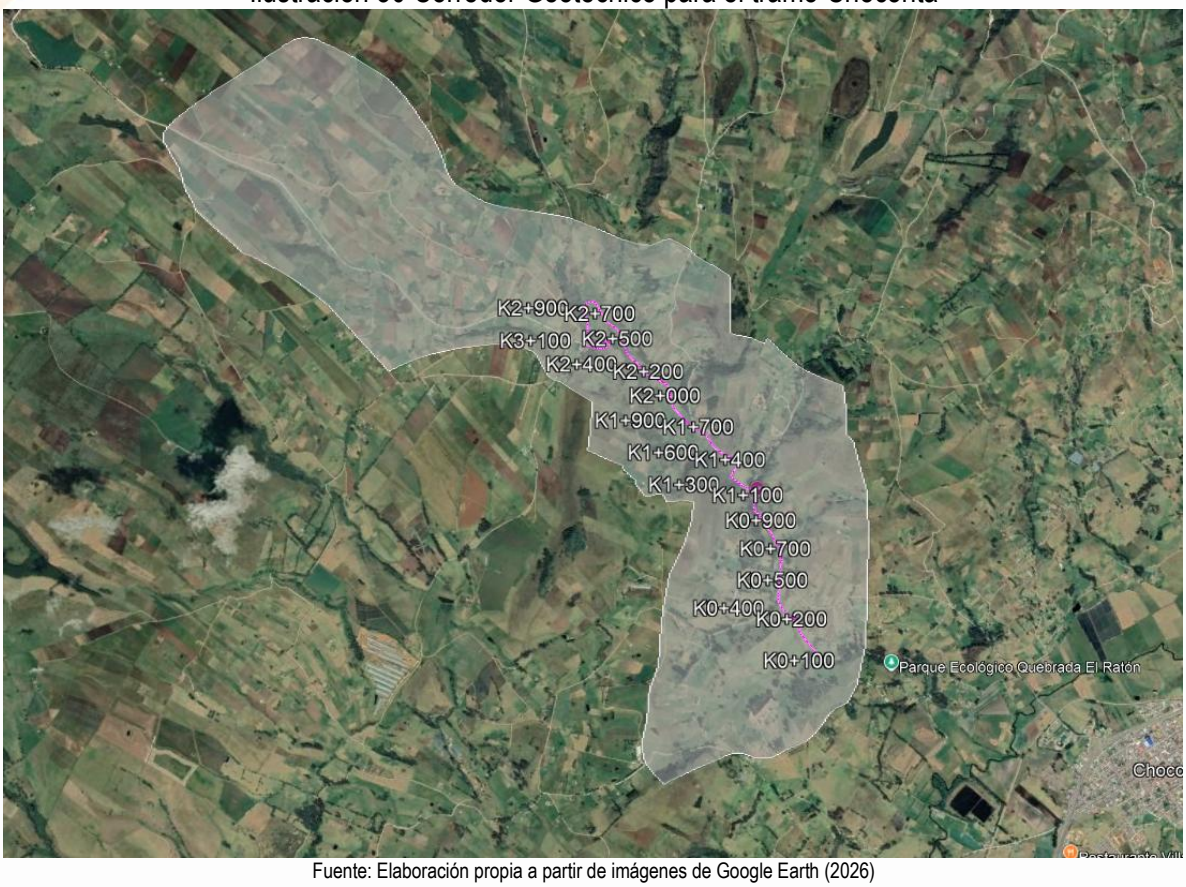
8. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO

8.1 CORREDOR GEOTÉCNICO

El Corredor Geotécnico Chocontá se realizó con base en el Artículo 2 de la Resolución 2024304018375 del 30 de abril de 2024, emitida por el Ministerio de Transporte, la cual indica que "…el Corredor Geotécnico corresponde al área de referencia, en el territorio por donde discurre el corredor vial, que debe ser incorporada en el proceso de conocimiento del riesgo de un proyecto, y físicamente corresponde a la expansión de una ladera que alberga un tramo de carretera por encima y por debajo del nivel de la calzada, desde la divisoria superior, cota más alta, hasta la cota más baja, que por lo general corresponde a una zona plana al fondo de un río u otro curso natural de agua…".

El Corredor Geotécnico obtenido Chocontá es el siguiente:

Ilustración 30 Corredor Geotécnico para el tramo Chocontá



Fuente: Elaboración propia a partir de imágenes de Google Earth (2026)

El área total del Corredor Geotécnico es de 7.38 km2.

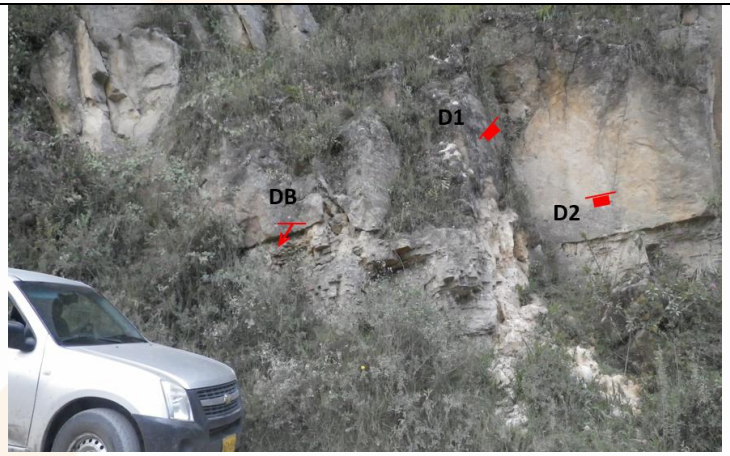
8.2 DIAGNÓSTICO DEL CORREDOR

Según la visita de campo y reconocimiento al proyecto denominado: **"ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTA AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ"**, se presentan los resultados de la visita

El propósito de la visita fue la identificación de sitios críticos y reconocimiento geotécnico en cada sector, estableciendo parámetros que se deberá tener en cuenta para el desarrollo de los trabajos en campo: Ubicación del punto, tipo de falla, longitud de afectación, factores incidentes, tipo de materiales, geología, geomorfología, métodos de exploración previa, cantidad y profundidad de perforaciones, ensayos de laboratorio, alternativas de solución, recomendación de posibles obras y consecuencias del no desarrollo de las obras de ingeniería requeridas en tramo vial.

SITIO CRÍTICO	IMAGEN	ABSCISA	DESCRIPCIÓN
S1		K0+900 – K1+010	Talud Interno Se trata de flujos lentos de tierra que, en la parte final del tramo, dieron lugar a la aparición de un deslizamiento de tipo rotacional que obstruyó la vía; los suelos se muestran altamente saturados y con evidencias de reptación y escarpes de falla erosivos.
S2 Geología		K1+020 – K1+070	Talud Interno Se observa un proceso de remoción en masa complejo en el talud del costado derecho, como una serie de flujos de detritos en la parte media a baja del talud, de unos 10 m de altura, y sub-vertical, y conformado por arcillolitas y niveles arenosos. La parte superior

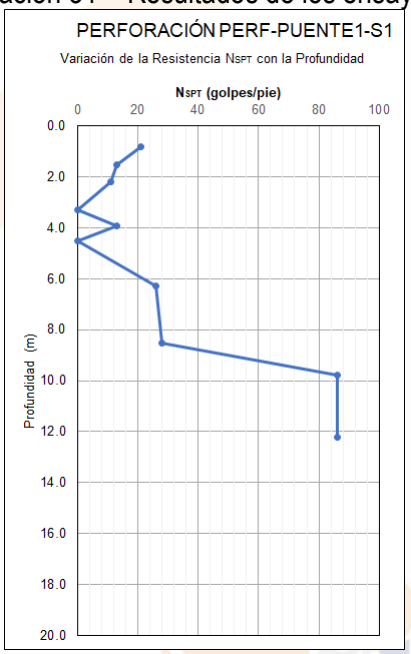
SITIO CRÍTICO	IMAGEN	ABSCISA	DESCRIPCIÓN
			parece haberse terraceado, o ser el escarpe de un deslizamiento traslacional
S3 Geología		K1+490 – K1+740	Talud Interno El talud superior, en el costado derecho de la vía, está conformado por rocas duras, en este caso, cuarzoareniscas, y es potencialmente inestable por condiciones cinemáticas, con riesgo de caída de bloques que puede verse favorecido por la orientación de diaclasas encontrada.

SITIO CRÍTICO	IMAGEN	ABSCISA	DESCRIPCIÓN
S4 Geología		K2+970 y K3+120	Talud Interno En el costado derecho de la vía se observan afloramientos de cuarzoareniscas, con niveles de arcillolita intercalados, cuya disposición estructural da lugar a una alta susceptibilidad a la caída de bloques a la vía.

8.3 ENSAYOS DE CAMPO

Se realizaron pruebas de Resistencia a la Penetración Estándar (SPT) en los materiales existentes por encima del basamento rocoso, y siempre que los tamaños de partícula lo permitieron.

Ilustración 31 – Resultados de los ensayos de SPT en los Sondeos Puente 1 – S1 y Puente 1 – S2



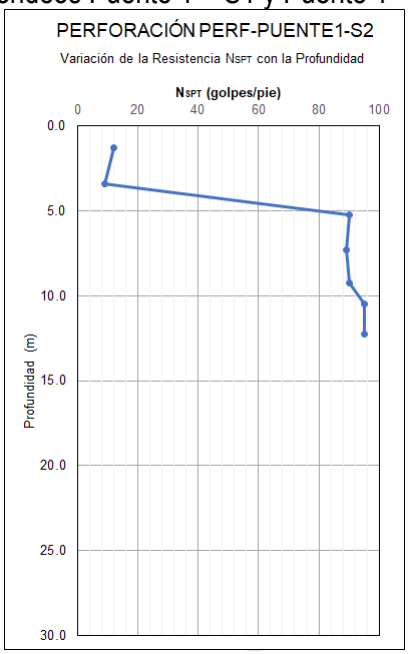
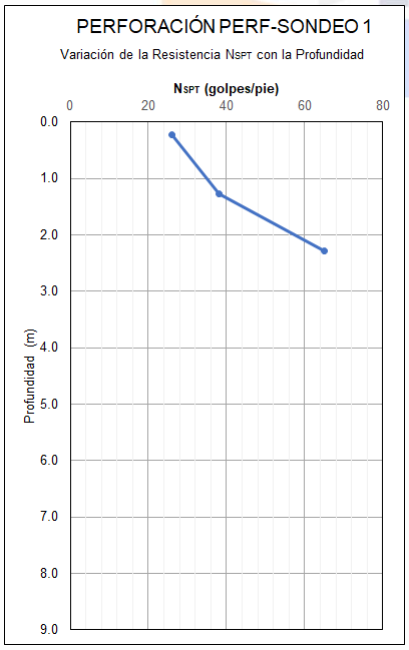


Ilustración 32 – Resultados de los ensayos de SPT en los Sondeos S1 y S2



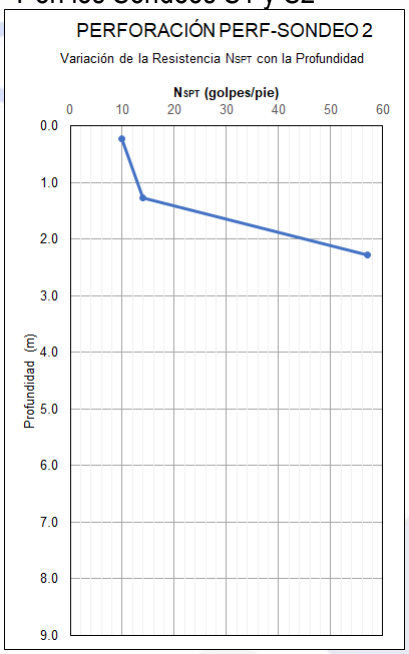
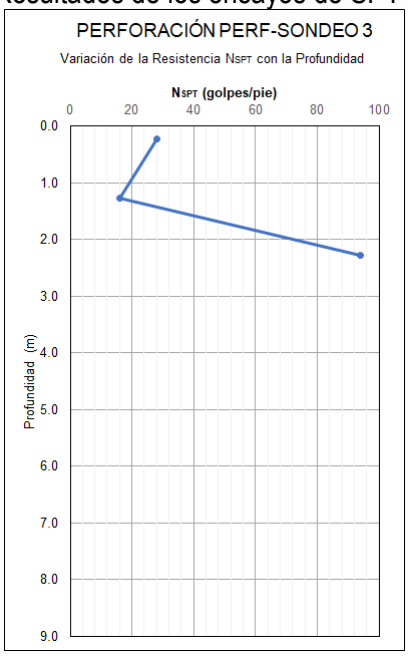


Ilustración 33 – Resultados de los ensayos de SPT en el Sondeo S3



Los resultados se presentan en el ANEXO 1 REGISTROS DE PERFORACIÓN.

8.4 NIVEL FREÁTICO

Con el fin de evaluar las condiciones hidrogeológicas del corredor vial objeto de estudio, se realizó el registro del nivel freático durante la ejecución de los sondeos geotécnicos distribuidos a lo largo del eje del proyecto. La medición del nivel de agua se efectuó durante las actividades de perforación, permitiendo identificar la profundidad a la cual se intercepta el agua subterránea en los diferentes puntos investigados. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla correspondiente, donde se relaciona la profundidad del nivel freático registrada para cada abscisa evaluada. Esta información permite reconocer sectores con presencia de agua subterránea y evaluar la posible influencia de las condiciones hidráulicas del subsuelo sobre el comportamiento geotécnico de los materiales que conforman la subrasante y las estructuras proyectadas.

Tabla 8 Resultados nivel freático

SONDEO	ABSCISA	PROF PERFORACIÓN (m)	NIVEL FREÁTICO
Puente Chocontá S1	K0+219	30	5.00 m
Puente Chocontá S2	K0+246	30	4.00 m
Chocontá S1	K1+000	10	2.50 m
Chocontá S2	K1+016	10	2.50 m
Chocontá S3	K1+018	10	1.50 m

Fuente: Elaboración propia

Con base en los resultados obtenidos durante la ejecución de los sondeos geotécnicos, se identificó presencia de nivel freático en la mayoría de los puntos investigados, con profundidades variables entre 1.50 m y 6.00 m respecto a la superficie del terreno. Las menores profundidades del nivel de agua se registraron en los sondeos

S1, S2 y S3, donde el agua subterránea fue interceptada entre 1.50 m y 2.50 m, evidenciando condiciones de humedad relativamente superficiales en este sector del corredor.

Por su parte, en el sondeo Puente S2 se identificó nivel freático a una profundidad de 6.00 m, mientras que en el sondeo Puente Chocontá S1 no se registró presencia de agua dentro de la profundidad explorada de 30 m, condición reportada como NP (No Presenta).

En términos generales, los resultados permiten establecer que el corredor evaluado presenta condiciones hidrogeológicas variables, con presencia localizada de agua subterránea en algunos sectores y ausencia de nivel freático en otros puntos explorados. Estas condiciones deberán ser consideradas durante las etapas de diseño y construcción, especialmente en los sectores donde el nivel freático se encuentra a poca profundidad, debido a su posible influencia sobre la estabilidad de taludes, comportamiento de subrasantes y desempeño de las obras proyectadas.

8.5 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

De acuerdo con los materiales y las resistencias halladas en cada una de las perforaciones, es posible establecer para cada una de ellas el Perfil Estratigráfico de campo para el terreno.

A continuación, se presenta el perfil estratigráfico de campo de los sondeos realizados.

Tabla 9 Perfil estratigráfico de campo S1

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
S1	M1	0	0.45	Relleno compuesto por limo arenoso de color café oscuro con gravas finas a gruesas angulares y cambio a 0,10m a un limo algo arcilloso de color café oscuro, humedad y plasticidad, consistencia fina
S1	M-	0.45	1.05	Lavado ídem
S1	M2	1.05	1.5	Suelo compuesto por un limo algo arcilloso de color negro, humedad y plasticidad, de consistencia firme.
S1	M-	1.5	2.05	Lavado ídem
S1	M3	2.05	2.5	Suelos ídem
S1	M4	2.5	4	Cambia a una arcillolita meteorizada de color habana oscura con trazos grises claros
S1	M-	4	4	No penetro
S1	M5	4	5.5	ídem
S1	M6	5.5	7	Arcillolita de color habano oscuro con trazos de oxidación
S1	M7	7	8.5	Arcillolita de color gris
S1	M8	8.5	9	Arcillolita de color gris

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10 Perfil estratigráfico de campo S2

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
S2	M1	0	0.45	Relleno compuesto por limo arenoso de color café oscuro con gravas finas a gruesas, humedad y plasticidad, consistencia firma
S2	M-	0.45	1.05	Lavado ídem
S2	M2	1.05	1.5	Suelo compuesto por un limo algo arcilloso de color habano claro, humedad y plasticidad, de consistencia firme.
S2	M-	1.5	2.05	Lavado ídem
S2	M3	2.05	2.5	Suelo compuesto por ídem y cambia a los 2,20m a una arcillolita meteorizada de color habano claro con vetas moradas, humedad y plasticidad, consistencia firme.
S2	M4	2.5	4	Cambia a 2,50m a una arcillolita meteorizada de color café oscuro rojizo, con trazos de oxidación con matriz de limo arcilloso
S2	M-	4	4	No penetro
S2	M5	4	5.5	Arcillolita ídem
S2	M6	5.5	7	Arcillolita ídem
S2	M7	7	8.5	Arcillolita ídem
S2	M8	8.5	9	Arcillolita ídem

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11 Perfil estratigráfico de campo S3

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
S3	M1	0	0.45	Suelo compuesto por un limo arcilloso de color café oscuro con umedad y plasticidad de consistencia firme
S3	M-	0.45	1.05	Lavado ídem
S3	M2	1.05	1.5	Cambia a un limo arcilloso de color habano oscuro con trazas de oxidación, humedad y plasticidad, consistencia firme
S3	M-	1.5	2.5	Lavado ídem
S3	M3	2.05	2.5	Suelo ídem con lentes de arena grano fino de color café oscuro con humedad y plasticidad, consistencia firme
S3	M4	2.5	4	Coluvión bolos y gravas gruesas de arenisca grano medio con matriz de limo arenoso de color café claro
S3	-	4	4	No penetro
S3	M5	4	5.5	Cambia a los de 4,00m a una arcillolita meteorizada de color café claro con matriz de limo algo arcilloso de color café y cambia a 5,00m a una arcillolita meteorizada de color gris oscura
S3	M6	5.5	7	Arcillolita de color gris
S3	M7	7	8.5	Arcillolita de color gris
S3	M8	8.5	9	Arcillolita de color gris

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12 Perfil estratigráfico de campo Puente S1

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
PUENTE-S1	M1	0	0.6	Asfato con matriz de recebo
PUENTE-S1	M2	0.6	1.05	Material de recebo de color café claro
PUENTE-S1	M3	1.3	1.75	Recebo y cambia a un limo arenoso de color café oscuro
PUENTE-S1	M4	1,,75	2.2	Limo arenoso de color café oscuro
PUENTE-S1	M5	3	3.6	Limo arenoso de color café oscuro
PUENTE-S1	M6	3.7	4.15	Limo arenoso de color café oscuro
PUENTE-S1	M7	4.2	4.8	Limo arenoso de color café oscuro
PUENTE-S1	M8	4.8	5.25	Cambia a los 5.00m por arena de grano grueso de color gris oscuro
PUENTE-S1	M9	6.05	6.5	Arena de grano grueso de color gris oscuro
PUENTE-S1	M10	7.05	7.5	Arena de grano grueso de color gris oscuro
PUENTE-S1	M11	8.05	9	Arena de grano grueso de color gris oscuro
PUENTE-S1	M12	8.5	9	Arena de grano grueso de color gris oscuro
PUENTE-S1	M13	9.55	10	Arena de grano grueso de color gris oscuro
PUENTE-S1	M14	10	12	Muestra por lavado, arena de grano medio de color café claro
PUENTE-S1	M15	12	12.45	Arena de grano medio de color café claro
PUENTE-S1	M16	12.5	14.5	Muestra por lavado, arena de grano medio de color café claro
PUENTE-S1	M17	14.55	15	Arena de grano medio de color café claro
PUENTE-S1	M18	15	17	Arena friable de color habano
PUENTE-S1	M19	17	17.3	Arena friable de grano fino de color habano
PUENTE-S1	M20	17.3	19	Muestra por lavado, arena friable de grano fino de color habano
PUENTE-S1	M-	19.00	19.50	Se toma SPT no avanza

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
PUENTE-S1	M21	19.50	20.00	Limolita de color gris verdoso, hace cambio de material a 19.00 metros
PUENTE-S1	M22	20.00	23.00	Limolita de color gris verdoso, hace cambio de material a 19.00 metros
PUENTE-S1	M-	23.00	23.00	se toma SPT pero no avanza, da rechazo

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13 Perfil estratigráfico de campo Puente S2

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
PUENTE-S2	M1	0	0.55	Asfalto y recebo de color café oscuro
PUENTE-S2	M2	1.05	1.5	Limo arcilloso de color marrón
PUENTE-S2	M3	2.5	3.1	Limo arcilloso de color marrón
PUENTE-S2	M4	3.2	3.65	Limo arcilloso de color negro
PUENTE-S2	M5	4	4.6	Limo arcilloso de color negro
PUENTE-S2	M6	5	5.45	Cambia a una rena de grano grueso de color habano con grava
PUENTE-S2	M7	5.5	7	Arena de grano grueso de color habano y café
PUENTE-S2	M8	7.05	7.5	Arena de grano grueso de color café con habano y gravas gruesas
PUENTE-S2	M9	7.5	9	Arena de grano grueso de color habano y café
PUENTE-S2	M10	9	9.45	Arena de grano grueso de color habano y café
PUENTE-S2	M11	9.45	9	Arena de grano grueso de color habano y café
PUENTE-S2	M12	10.5	10.5	Arena de grano medio de color habano
PUENTE-S2	M13	10.5	12	Muestra por lavado, arena de grano grueso habano y gris
PUENTE-S2	M14	12.05	12.5	Arena de grano grueso habano y gris
PUENTE-S2	M15	13.5	15	Muestra por lavado, arena de grano grueso habano y gris
PUENTE-S2	M16	15	16.5	Arena de grano medio de color habano con gravas gruesas
PUENTE-S2	M17	16.5	18	Muetsra por lavado, arena de grano medio de color habano con gravas mediano a grueso
PUENTE-S2	M18	18	20	Arena de grano medio de color habano con gravas medias a gruesas
PUENTE-S2	M19	20	22	Muestra por lavado, arena de grano medio de color habano
PUENTE-S2	M20	22	23.5	Arena y gravas gruesas y cambia a una limolita de color verdoso
PUENTE-S2	M21	23.50	25.00	Limolita de color verdoso y cambia a una arenisca a los 25.00 metro
PUENTE-S2	M22	25.00	26.00	Limolita de color verdoso
PUENTE-S2	M23	26.00	27.00	Limolita de color verdoso
PUENTE-S2	M24	27.00	28.00	Limolita de color verdoso
PUENTE-S2	M-	28.00	-	-

Fuente: Elaboración propia

A partir de la información obtenida en los sondeos geotécnicos ejecutados en el corredor vial y en los sectores asociados a las estructuras de puente, se identificó una variabilidad estratigráfica importante, asociada principalmente a la presencia de materiales finos cohesivos, depósitos coluviales y horizontes de roca meteorizada. En términos generales, el subsuelo se encuentra conformado por limos arenosos, limos arcillosos y materiales de relleno en superficie, los cuales presentan consistencia firme y humedad media a alta, con presencia variable de gravas y lentes arenosos.

En los sondeos correspondientes al corredor vial (S1, S2 y S3), predominan en los primeros metros materiales finos de naturaleza limo-arcillosa y limo-arenosa, de coloraciones café oscuro a habano, con plasticidad y humedad apreciables. A mayores profundidades se evidencian transiciones hacia materiales más competentes asociados a arcillolitas meteorizadas y posteriormente arcillolitas de menor grado de alteración, de tonalidades grises y habanas. Particularmente en el sondeo S3 se identificó un nivel coluvial conformado por bolos y gravas gruesas de arenisca embebidos en una matriz limo arenosa, lo cual evidencia procesos de remoción y depósito asociados a dinámica de ladera.

En el sector de los puentes se observan condiciones geotécnicas diferenciadas respecto al corredor vial. El sondeo PUENTE-S1 presenta una secuencia heterogénea compuesta inicialmente por rellenos antrópicos y materiales de recebo, seguidos de limos arenosos y posteriormente depósitos granulares conformados por arenas gruesas y medias de color gris oscuro y habano, algunas de carácter friable y con presencia de gravas. A partir de aproximadamente los 19,0 m de profundidad se identifica un cambio litológico hacia una limolita de color gris verdoso, donde además se registran condiciones de rechazo en los ensayos SPT, indicando la presencia de un estrato de elevada compacidad o roca de alta resistencia.

Por su parte, el sondeo PUENTE-S2 evidencia predominio de materiales finos cohesivos en superficie, correspondientes a limos arcillosos de color marrón y negro, los cuales transicionan a partir de profundidades medias hacia depósitos granulares conformados por arenas gruesas y medias con presencia importante de gravas. A mayores profundidades se identifican horizontes de limolita verdosa y posibles niveles de arenisca, evidenciando nuevamente la cercanía del macizo rocoso competente.

8.6 RESULTADOS DE LABORATORIO

Se realizaron ensayos de laboratorio orientados a la caracterización física y mecánica de los materiales interceptados en las perforaciones mecánicas, con el propósito de establecer sus propiedades índice y de resistencia. Los ensayos ejecutados incluyen:

- Determinación del contenido de humedad natural.
- Determinación de los límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico).
- Clasificación de suelos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Ensayo de penetración estándar (SPT) para la determinación del número de golpes NSPT.
- Ensayo de compresión inconfinada en suelos cohesivos.
- Ensayo de corte directo
- Ensayo de consolidación.

Con base en el programa de exploración geotécnica ejecutado, se consolidó la información correspondiente a los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras obtenidas en cada uno de los sondeos. En la siguiente tabla se presenta un resumen de los sondeos ejecutados, indicando los ensayos efectuados por muestra, con el fin de proporcionar una visión general de la cobertura y alcance de la caracterización geotécnica desarrollada.

Tabla 14 Resumen resultados de laboratorio

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γ_d (KN/m^3)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γ_t (KN/m3)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA qu (KPA)	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %				Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M2	Material de recebo de color café claro	0.60 - 1.05	A-2-4	SC-SM	6,0	20	20	13	3	69	28								
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M4	Limo arenoso de color café oscuro	1,,75 - 2.20										20.39	18.81						
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M5	Limo arenoso de color café oscuro	3.00 - 3.60	A-6	CL	18,0	37	37	16	0	35	65								
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M6	Limo arenoso de color café oscuro	3.70 - 4.15												102					
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M7	Limo arenoso de color café oscuro	4.20 - 4.80												52.65	30.39	8.88	430	0.333	0.017
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M8	Cambia a los 5.00m por arena de grano grueso de color gris oscuro	4.80 - 5.25	A-1-a	SP-SC	13,0	19	19	15	38	51	11								
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M12	Arena de grano grueso de color gris oscuro	8.50 - 9.00	A-1-b	SP	14,0	NL	0	NP	26	70	4								
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M15	Arena de grano medio de color café claro	12.00 - 12.45	A-1-b	SW - SM	17,0	NL	0	NP	7	88	5								
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M19	Arena friable de grano fino de color habano	17.00 - 17.30	A-2-4	SM	22,0	NL	0	NP	0	87	13								
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M20	Muestra por lavado, arena friable de grano fino de color habano	17.30 - 19.00										20.2	17.32						
CHOCONTÁ - PUENTES S1	M21	Limolita de color gris verdoso, hace cambio de material a 19.00 metros	19.50 - 20.00												199.02					
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M2	Limo arcilloso de color marrón	1.05 - 1.50	A-6	CL	17,0	30	30	15	0	36	64								
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M3	Limo arcilloso de color marrón	2.50 - 3.10												62.59	19.24	14.94	240	0.366	0.05
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M4	Limo arcilloso de color negro	3.20 - 3.65	A-7-5	CH	76,0	83	83	33	0	19	81								
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M5	Limo arcilloso de color negro	4.00 - 4.60												8.4	14.56	7.28	436	0.632	0.033

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m³)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA qu (KPA)	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %				Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (KPa)	σp (KPa)	Cc	Cr
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M6	Cambia a una rena de grano grueso de color habano con grava	5.00 - 5.45	A-1-a	GM	10,0	NL	0	NP	48	47	5								
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M12	Arena de grano medio de color habano	10.50 - 10.50	A-1-b	SP	19,0	NL	0	NP	0	99	1								
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M19	Muestra por lavado, arena de grano medio de color habano	20.00 - 22.00	A-1-b	SP	8,0	NL	0	NP	10	87	3								
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M20	Arena y gravas gruesas y cambia a una limolita de color verdoso	22.00 - 23.50										21.24	18.63						
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M21	Limolita de color verdoso y cambia a una arenisca a los 25.00 metro	23.50 - 25.00												199.61					
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M22	Limolita de color verdoso	25.00 - 26.00												435.82					
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M23	Limolita de color verdoso	26.00 - 27.00												268.41					
CHOCONTÁ - PUENTE S2	M24	Limolita de color verdoso	27.00 - 28.00												145.32					
CHOCONTÁ - S1	M1	Relleno compuesto por limo arenoso de color café oscuro con gravas finas a gruesas angulares y cambio a 0,10m a un limo algo arcilloso de color café oscuro, humedad y plasticidad, consistencia fina	0.00 - 0.45	A-7-6	CL	11,0	44	44	17	8	34	58								
CHOCONTÁ - S1	M2	Suelo compuesto por un limo algo arcilloso de color negro, humedad y plasticidad, de consistencia firme.	1.05 - 1.50	A-7-6	CH	30,0	58	58	25	0	19	81								
CHOCONTÁ - S1	M3	Suelos ídem	2.05 - 2.50	A-7-6	CH	19,0	50	50	21	0	3	97								

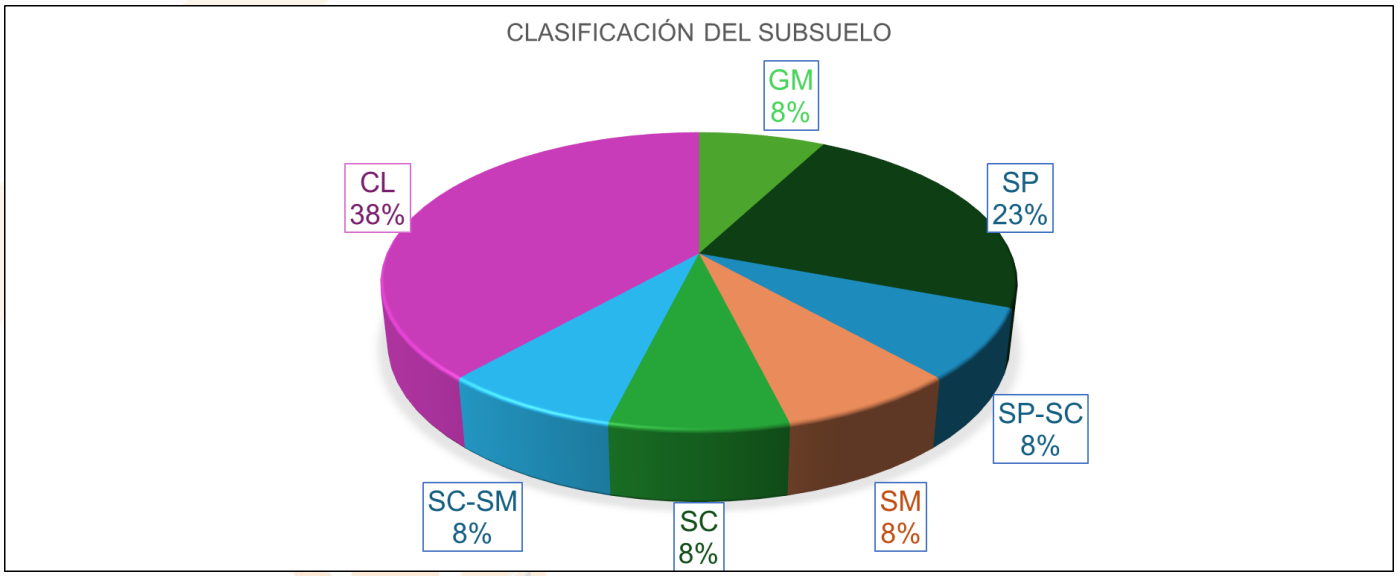
PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m³)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA qu (KPA)	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %				Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
CHOCONTÁ - S1	M4	Cambia a una arcillolita meteorizada de color habana oscura con trazos grises claros	2.50 - 4.00										18.81	14.23						
CHOCONTÁ - S1	M5	ídem	4.00 - 5.50												115.16					
CHOCONTÁ - S1	M6	Arcillolita de color habano oscuro con trazos de oxidación	5.50 - 7.00										22.4	19.83	832.62					
CHOCONTÁ - S1	M7	Arcillolita de color gris	7.00 - 8.50												226.54					
CHOCONTÁ - S1	M8	Arcillolita de color gris	8.50 - 9.00										22.14	19.53	147.11					
CHOCONTÁ - S2	M1	Relleno compuesto por limo arenoso de color café oscuro con gravas finas a gruesas, humedad y plasticidad, consistencia firma	0.00 - 0.45	A-7-6	CL	11,0	41	41	18	1	8	91								
CHOCONTÁ - S2	M2	Suelo compuesto por un limo algo arcilloso de color habano claro, humedad y plasticidad, de consistencia firme.	1.05 - 1.50	A-7-6	CH	16,0	57	57	19	0	6	94								
CHOCONTÁ - S2	M3	Suelo compuesto por ídem y cambia a los 2,20m a una arcillolita meteorizada de color habano claro con vetas moradas, humedad y plasticidad, consistencia firme.	2.05 - 2.50	A-7-6	CH	17,0	62	62	20	0	1	99	21.1	18.09						
CHOCONTÁ - S2	M4	Cambia a 2,50m a una arcillolita meteorizada de color café oscuro rojizo, con trazos de oxidación con matriz de limo arcilloso	2.50 - 4.00										19.31	15.13						
CHOCONTÁ - S2	M5	Arcillolita ídem	4.00 - 5.50										22.08	19.19						

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m³)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA qu (KPA)	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %				Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (KPa)	σp (KPa)	Cc	Cr
CHOCONTÁ - S2	M6	Arcillolita ídem	5.50 - 7.00												32.98					
CHOCONTÁ - S2	M7	Arcillolita ídem	7.00 - 8.50												229.56					
CHOCONTÁ - S2	M8	Arcillolita ídem	8.50 - 9.00												92.1					
CHOCONTÁ - S3	M2	Cambia a un limo arcilloso de color habano oscuro con trazas de oxidación, humedad y plasticidad, consistencia firme	1.05 - 1.50	A-7-6	CH	18,0	71	71	20	10	9	81								
CHOCONTÁ - S3	M3	Suelo ídem con lentes de arena grano fino de color café oscuro con humedad y plasticidad, consistencia firme	2.05 - 2.50	A-7-6	SC	17,0	43	43	15	8	47	45								
CHOCONTÁ - S3	M4	Coluvión bolos y gravas gruesas de arenisca grano medio con matriz de limo arenoso de color café claro	2.50 - 4.00										19.41	19.11						
CHOCONTÁ - S3	M5	Cambia a los de 4,00m a una arcillolita meteorizada de color café claro con matriz de limo algo arcilloso de color café y cambia a 5,00m a una arcillolita meteorizada de color gris oscura	4.00 - 5.50	A-7-6	CL	19,0	49	49	16	0	3	97			103.55					
CHOCONTÁ - S3	M6	Arcillolita de color gris	5.50 - 7.00												24.14					
CHOCONTÁ - S3	M7	Arcillolita de color gris	7.00 - 8.50												100.4					
CHOCONTÁ - S3	M8	Arcillolita de color gris	8.50 - 9.00										21.46	18.48	61.02					

Fuente: Elaboración propia

Con el propósito de analizar el comportamiento y las propiedades de los materiales evaluados, se elaboraron gráficas a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio. Estas gráficas permiten visualizar la variación de parámetros como contenido de humedad, límites de Atterberg y pesos unitarios, facilitando la interpretación de las características geotécnicas de los suelos y la identificación de tendencias a lo largo de los diferentes sondeos.

Ilustración 34 Análisis resultados clasificación del suelo



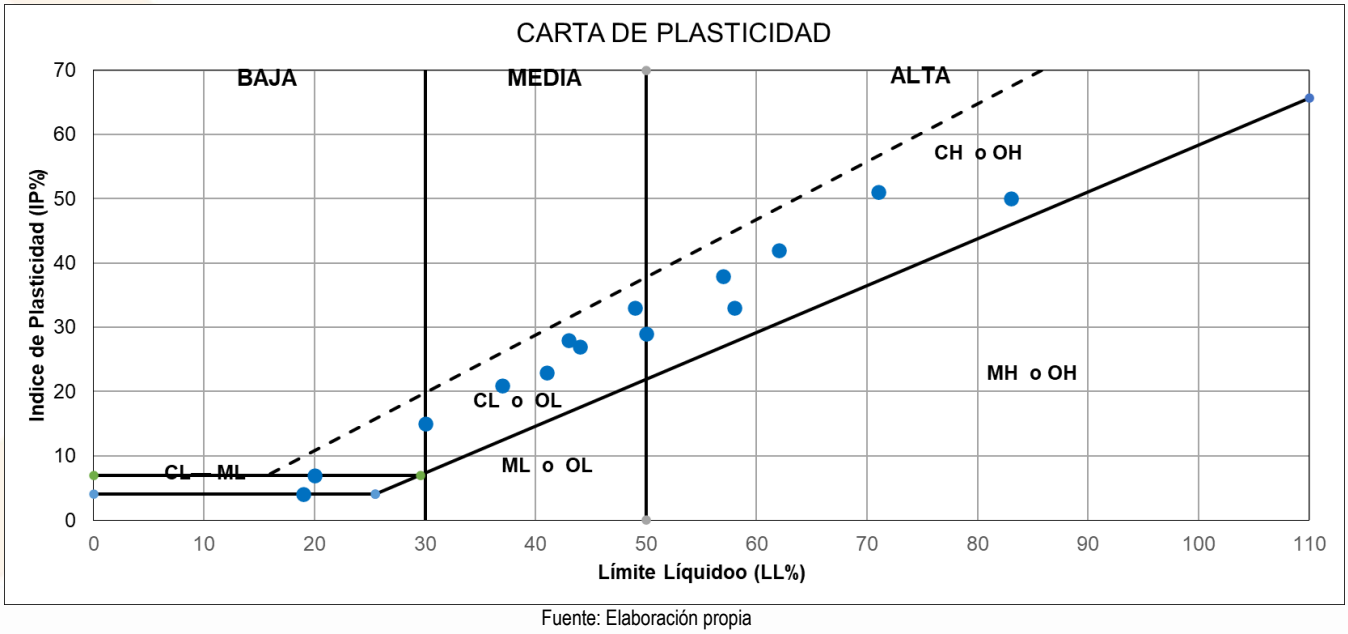
Fuente: Elaboración propia

La distribución de la clasificación del subsuelo evidencia una predominancia de materiales finos cohesivos, representados principalmente por arcillas de baja plasticidad tipo CL (38%), seguidas por arenas mal gradadas SP (23%). En menores proporciones se identifican arenas arcillosas SP-SC (8%), arenas limosas SM (8%), arenas arcillosas SC (8%), arenas limo-arcillosas SC-SM (8%) y gravas limosas GM (8%). Esta composición refleja un subsuelo heterogéneo en el que predominan materiales con contenido apreciable de finos y plasticidad baja a moderada, intercalados con depósitos granulares de comportamiento más drenante.

La importante participación de los suelos tipo CL indica condiciones asociadas a materiales cohesivos con susceptibilidad media a cambios volumétricos y pérdida de resistencia en presencia de humedad, pudiendo presentar compresibilidad moderada y disminución de capacidad portante bajo saturación. Por otra parte, la presencia significativa de arenas mal gradadas SP y mezclas arena-finos (SP-SC, SM y SC-SM) evidencia sectores con mejor capacidad de drenaje y menor plasticidad, aunque potencialmente susceptibles a procesos de erosión interna.

En conjunto, la clasificación SUCS obtenida permite establecer que el comportamiento geomecánico general del subsuelo estará controlado principalmente por la interacción entre materiales cohesivos finos y depósitos granulares con contenido variable de finos.

Ilustración 35 Análisis resultados de carta de plasticidad.



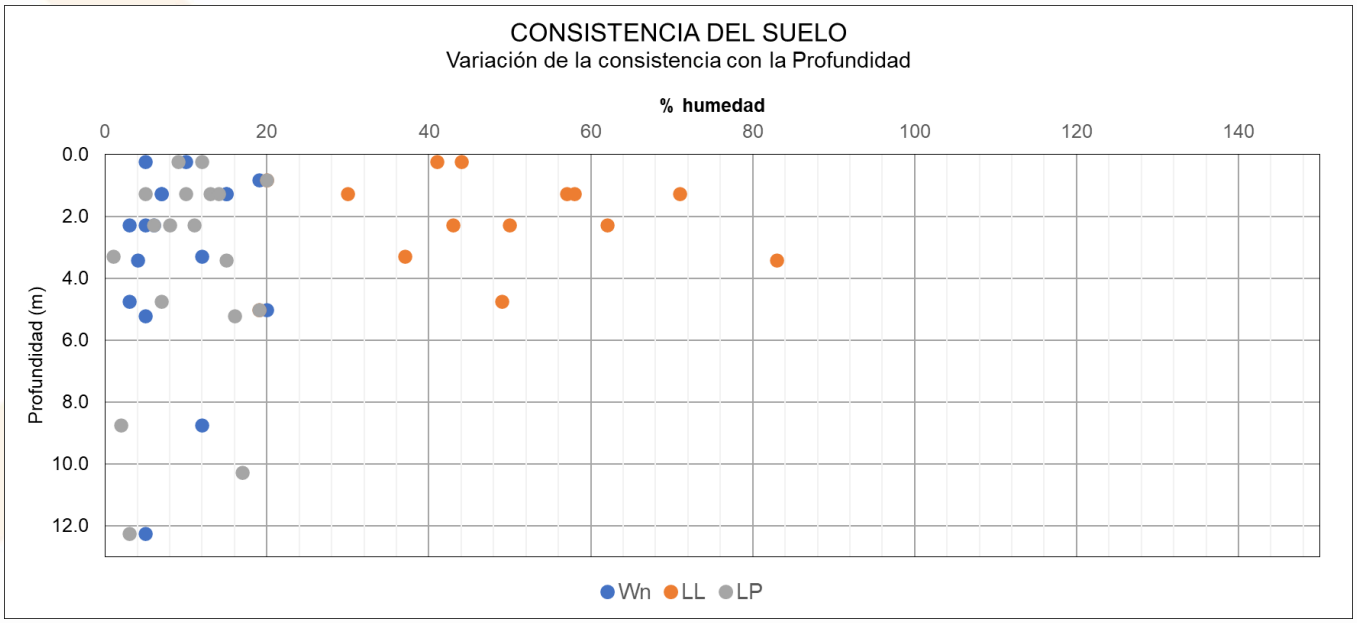
Fuente: Elaboración propia

La carta de plasticidad evidencia una amplia dispersión de los materiales evaluados, observándose predominio de suelos finos de baja a media plasticidad clasificados principalmente dentro de las zonas CL-ML, CL-OL y CL, así como la presencia de materiales de alta plasticidad ubicados en el campo CH-OH. La mayoría de las muestras se concentra alrededor y por encima de la línea "A", indicando un comportamiento predominantemente arcilloso.

Se identifican además algunos materiales localizados en la zona ML-OL, correspondientes a limos inorgánicos u orgánicos de baja plasticidad. De igual manera, las muestras ubicadas en la región CH-OH reflejan la existencia de arcillas de alta plasticidad.

El incremento progresivo del índice de plasticidad con respecto al límite líquido evidencia una transición desde materiales de comportamiento relativamente estable hacia suelos con mayor actividad y sensibilidad a la humedad. En términos geotécnicos, esta distribución permite inferir que el comportamiento mecánico del subsuelo estará gobernado principalmente por materiales cohesivos de plasticidad baja a alta.

Ilustración 36 Análisis resultados consistencia del suelo.



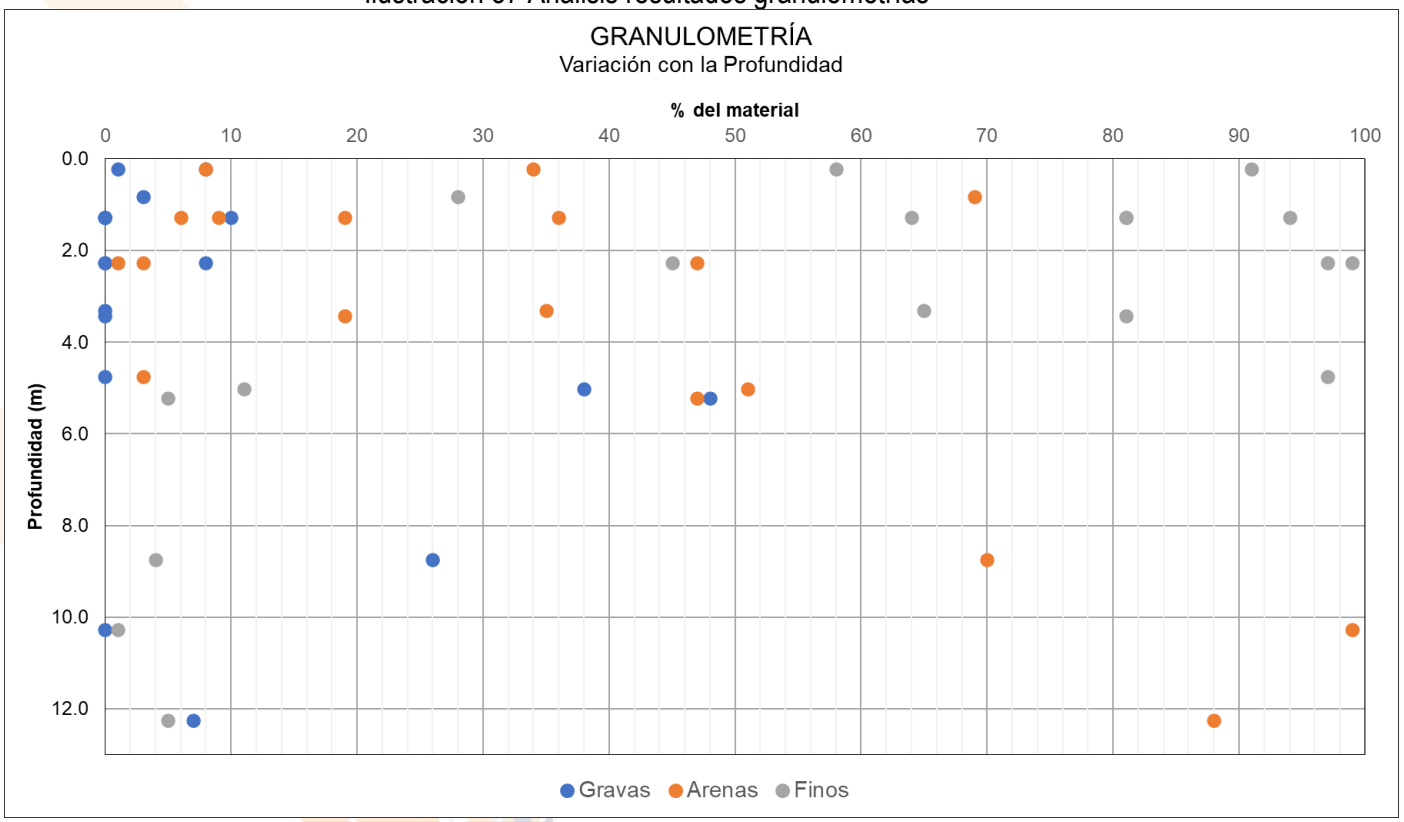
Fuente: Elaboración propia

La variación de los parámetros de consistencia con la profundidad evidencia un comportamiento predominante de suelos finos con contenidos de humedad natural relativamente bajos a moderados frente a límites líquidos y plásticos considerablemente superiores. Los valores de humedad natural (Wn) se concentran principalmente entre aproximadamente 3% y 20%, mientras que los límites plásticos (LP) oscilan en rangos cercanos a 5%–20% y los límites líquidos (LL) presentan valores más amplios, alcanzando registros superiores al 80% en algunos estratos.

La diferencia observada entre el contenido de humedad natural y los límites de Atterberg indica que, en la mayoría de las muestras analizadas, los suelos se encuentran en estado consistente a firme, sin alcanzar condiciones cercanas al límite líquido. Esto sugiere que los materiales presentan una capacidad portante moderada y una resistencia al corte relativamente favorable bajo las condiciones actuales de humedad.

En términos geotécnicos, el comportamiento observado permite inferir que el subsuelo posee una consistencia general entre firme y muy firme en la mayor parte de los estratos evaluados, aunque algunos niveles de alta plasticidad podrían presentar susceptibilidad a cambios volumétricos.

Ilustración 37 Análisis resultados granulometrías

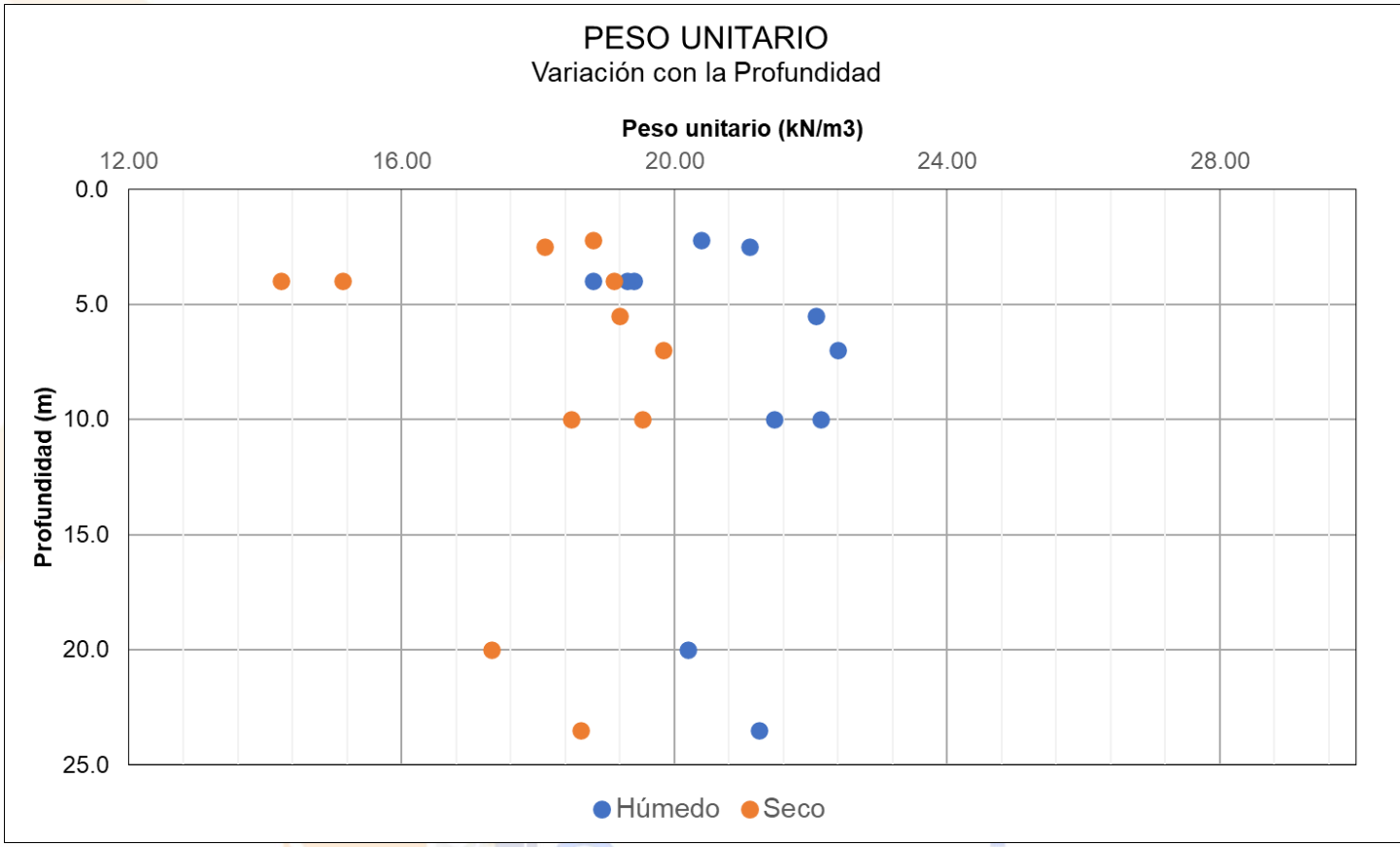


Fuente: Elaboración propia

La distribución granulométrica con la profundidad evidencia un subsuelo heterogéneo, compuesto por proporciones variables de finos, arenas y gravas, aunque con predominio general de la fracción fina en gran parte de los estratos evaluados. Los materiales finos alcanzan porcentajes superiores al 50% e incluso cercanos al 100% en algunos niveles, lo cual indica la presencia significativa de limos y arcillas que controlan el comportamiento geomecánico del terreno.

Las arenas presentan una participación importante y variable a lo largo del perfil, con contenidos que oscilan desde valores bajos hasta porcentajes cercanos al 100% en ciertos estratos profundos. Por su parte, la fracción grava se presenta en menores proporciones y de manera localizada, generalmente asociada a materiales coluviales o depósitos de transición dentro del perfil estratigráfico.

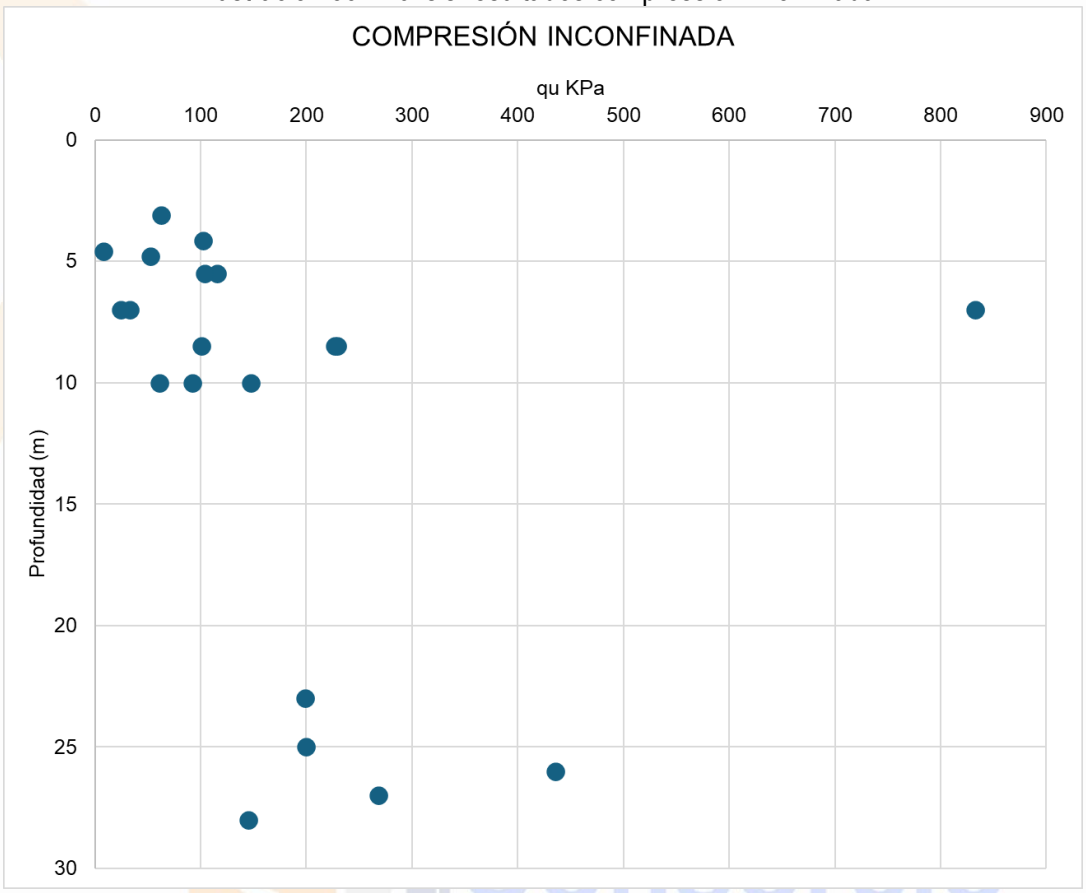
Ilustración 38 Analisis resultados pesos unitarios



Fuente: Elaboración propia

El gráfico de variación del peso unitario con la profundidad expone la distribución de las densidades del terreno en estado húmedo y seco a lo largo de los estratos explorados. Se evidencia una dispersión notable de los resultados, comportamiento que resulta coherente con la heterogeneidad estratigráfica y las intercalaciones granulométricas analizadas anteriormente. El peso unitario seco (puntos naranjas) oscila mayoritariamente en un rango entre 17.0 kN/m³ y 19.5 kN/m³, registrando algunos valores mínimos aislados cerca de los 14.0 kN/m³ (que sugieren zonas de mayor porosidad o material menos consolidado) y picos que alcanzan hasta los 20.5 kN/m³ (asociados a estratos considerablemente más densos). Paralelamente, el peso unitario húmedo (puntos azules) se concentra principalmente entre los 18.5 kN/m³ y 22.5 kN/m³, manteniendo de forma lógica y consistente valores superiores al estado seco debido al contenido de agua intergranular en el perfil.

Ilustración 39 Análisis resultados compression infonfinada.



Fuente: Elaboración propia

El gráfico de variación de la resistencia a la compresión inconfinada con la profundidad expone la distribución de la consistencia y capacidad portante del terreno a lo largo de los estratos explorados. Se evidencia una dispersión notable de los resultados, comportamiento que resulta coherente con la heterogeneidad estratigráfica y las intercalaciones granulométricas analizadas anteriormente. La resistencia a la compresión inconfinada (puntos azules) oscila mayoritariamente en un rango entre 10 kPa y 230 kPa en la mayor parte del perfil, registrando la mayoría de sus valores por debajo de los 150 kPa en los primeros 10 metros de profundidad (lo que sugiere zonas de consistencia blanda a media o material menos consolidado). Asimismo, se identifican picos que alcanzan valores de hasta 440 kPa a profundidades mayores (cerca de los 26 metros), asociados a estratos considerablemente más densos o compactos, destacando además un valor máximo aislado y atípico de 830 kPa a los 7.0 metros de profundidad que podría atribuirse a la presencia local de fragmentos rocosos o un lente de suelo altamente cementado.

En el ANEXO 2 RESULTADOS DE LABORATORIO, se encuentran los resultados de laboratorio de las perforaciones.

8.7 PARÁMETROS DE RESISTENCIA

En el caso de los suelos finos es posible calcular el valor de la resistencia no drenada c_u mediante la expresión:

$$c_u\ (kN/m^2) = 4.4\ N_{campo} \qquad \text{(Stroud, 1974)}$$

Para el caso de los suelos granulares es posible calcular el valor del ángulo de fricción en condición no drenada f' mediante la expresión:

$$\phi' = 17 + \sqrt{20 N_{corr}}\ \text{(Hatanaka y Uchida, 1996)}$$

En este caso N_{corr} es el valor de la resistencia arrojada por la prueba de SPT en campo, corregida por confinamiento y por energía; el valor del factor de corrección por confinamiento se estima como:

$$Cn = \frac{9.78}{\sqrt{\sigma_v'}}\ \text{(Liao \& Whitman,1986)}$$

El factor de corrección por energía es:

$$e = (e1 / e2) = (45 / 60) = 0.75$$

En la expresión anterior s'_v es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de ensayo; en este caso se asume que la energía de ensayo es del 45%.

Con esto, para cada profundidad de ensayo, se tiene:

$$N_{corr} = e \times Cn \times N_{campo} \qquad \text{(Bowles, 1988)}$$

Estos valores se emplearán en la determinación de parámetros de resistencia.

8.8 PARÁMETROS DE DEFORMACIÓN

Para el caso de los suelos finos, el valor del módulo de elasticidad E_s se estima de acuerdo con la expresión (Das, 2001):

$$E_s = 500\ c_u$$

En el caso de los estratos granulares, el valor del módulo de elasticidad E_s puede estimarse mediante la expresión (Adaptado de Bowles, 1996):

$$E_s = 3{,}000\ N_{campo}$$

La variación de los parámetros de resistencia y deformación con la profundidad se presentan a continuación:

Ilustración 40 parámetros de deformación Sondeo 1 - Puente 1

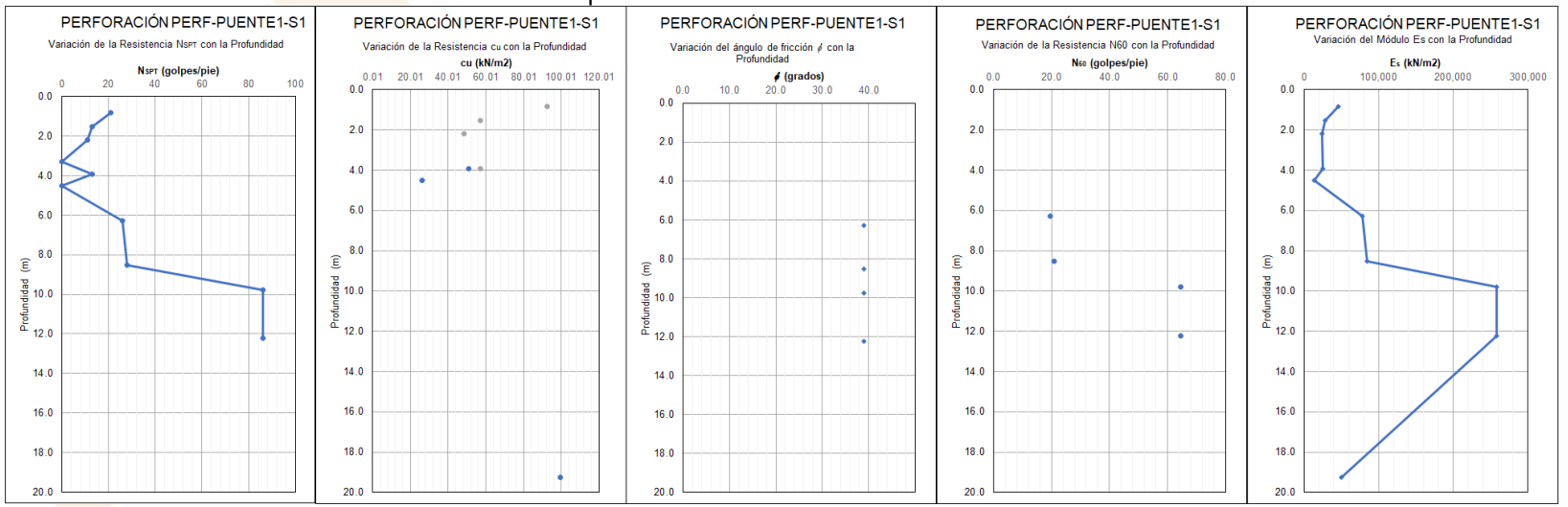


Ilustración 41 parámetros de deformación Sondeo Puente 2

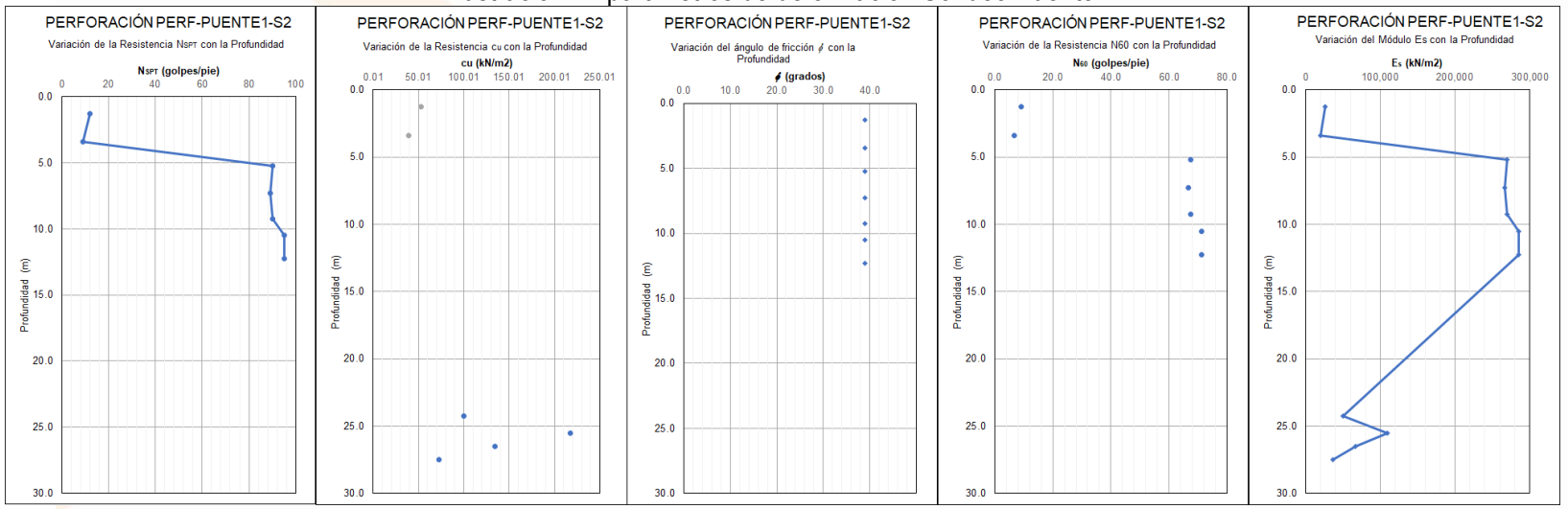


Ilustración 42 parámetros de deformación Sondeo 1

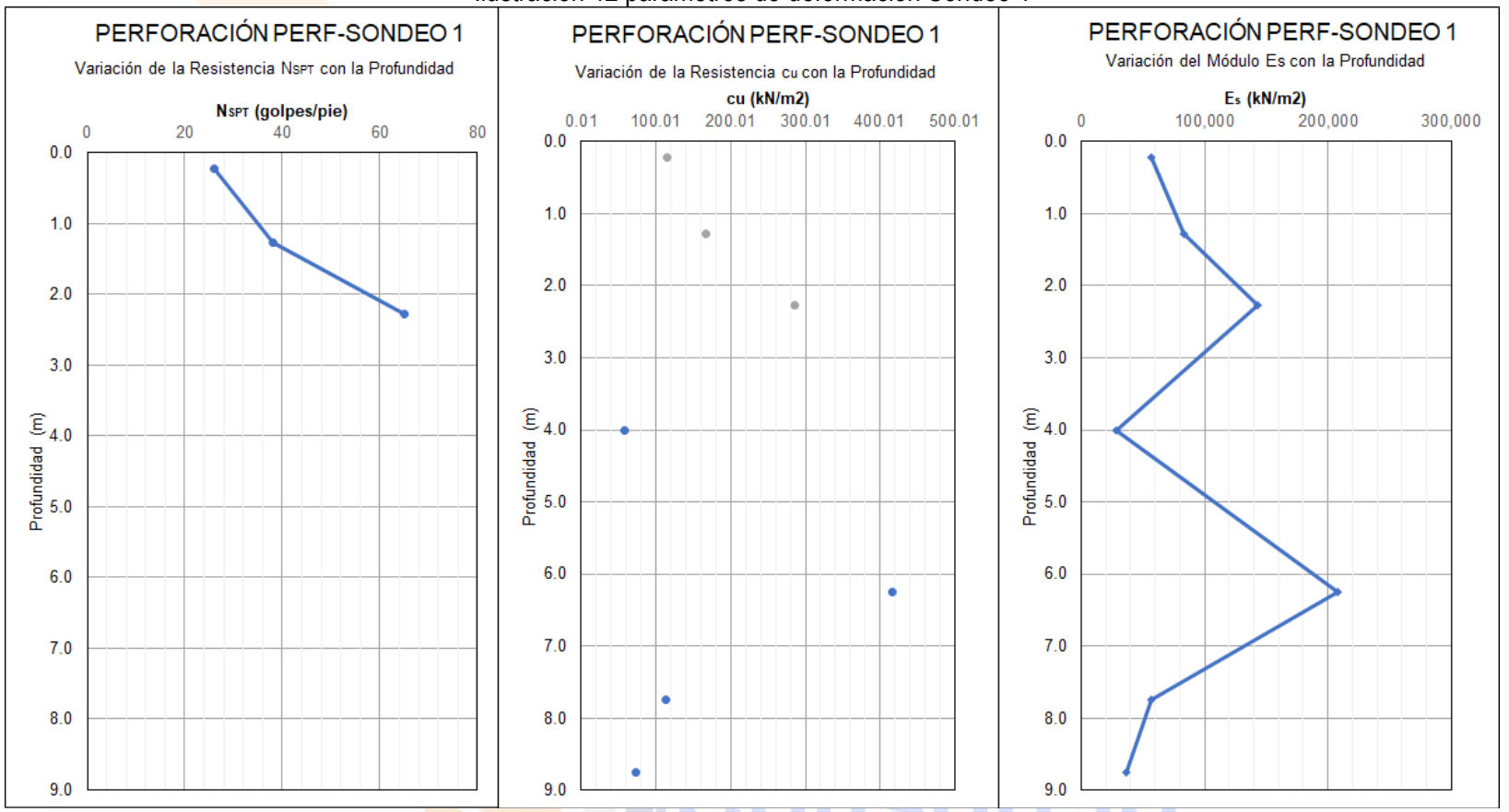


Ilustración 43 parámetros de deformación Sondeo 2

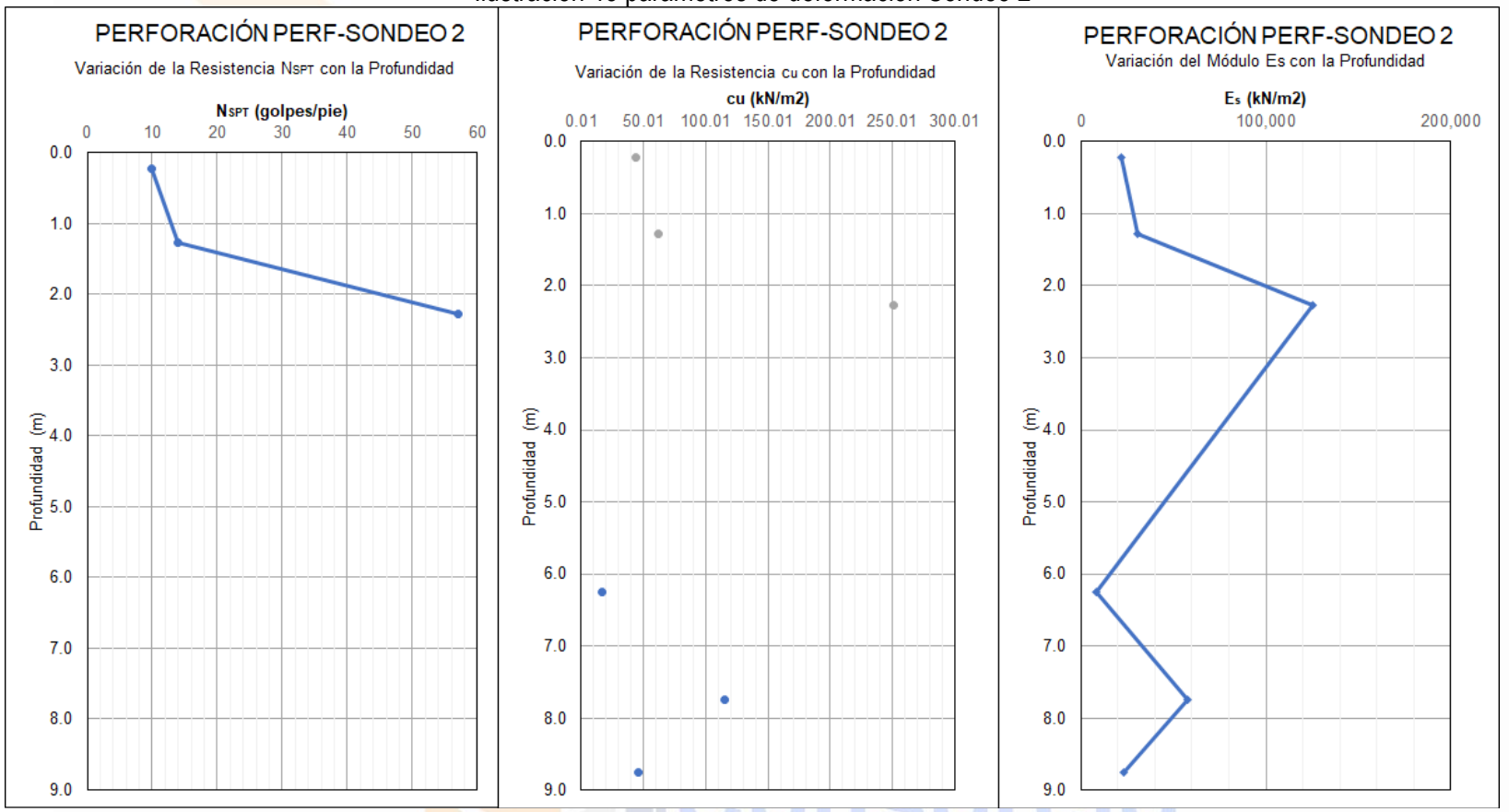
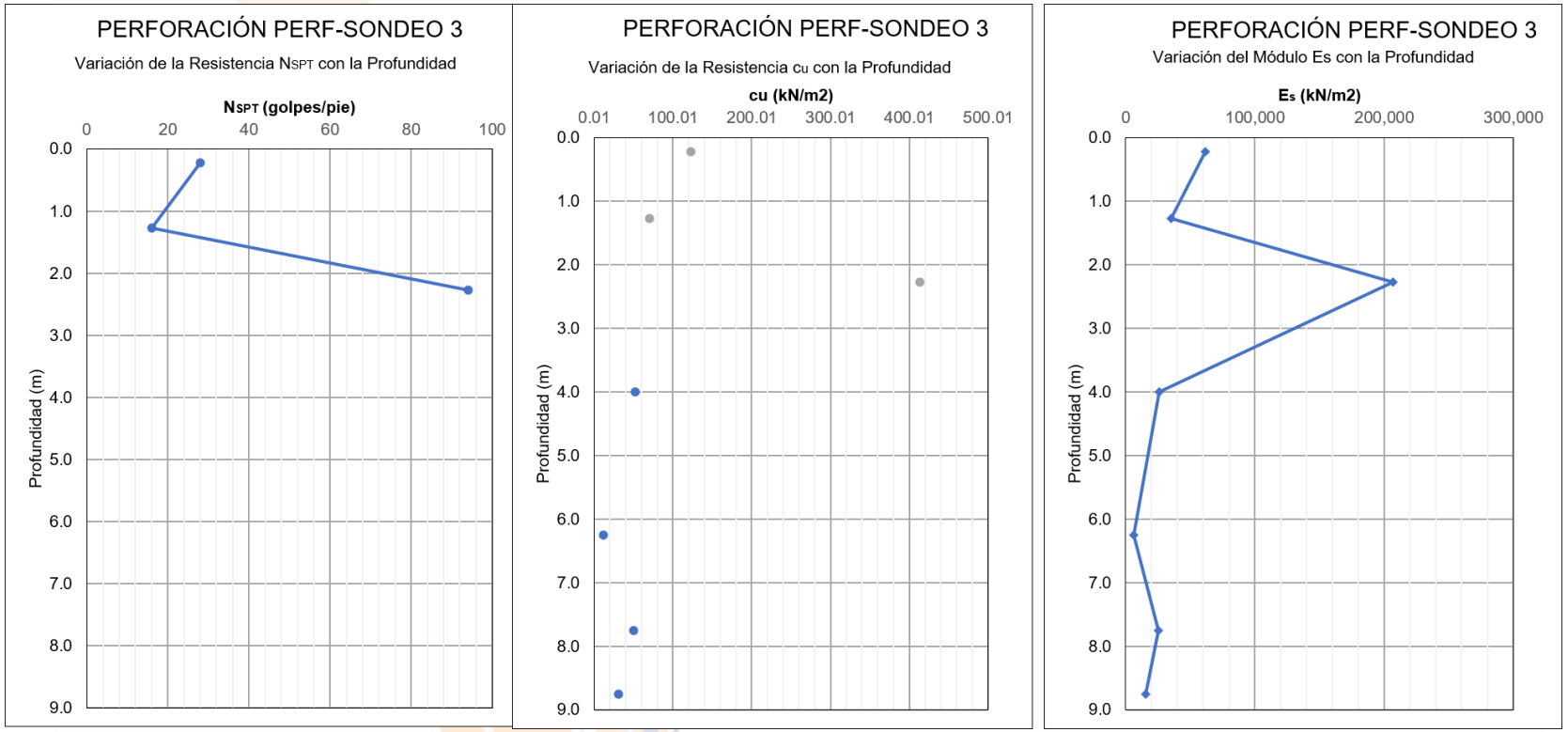


Ilustración 44 parámetros de deformación Sondeo 3

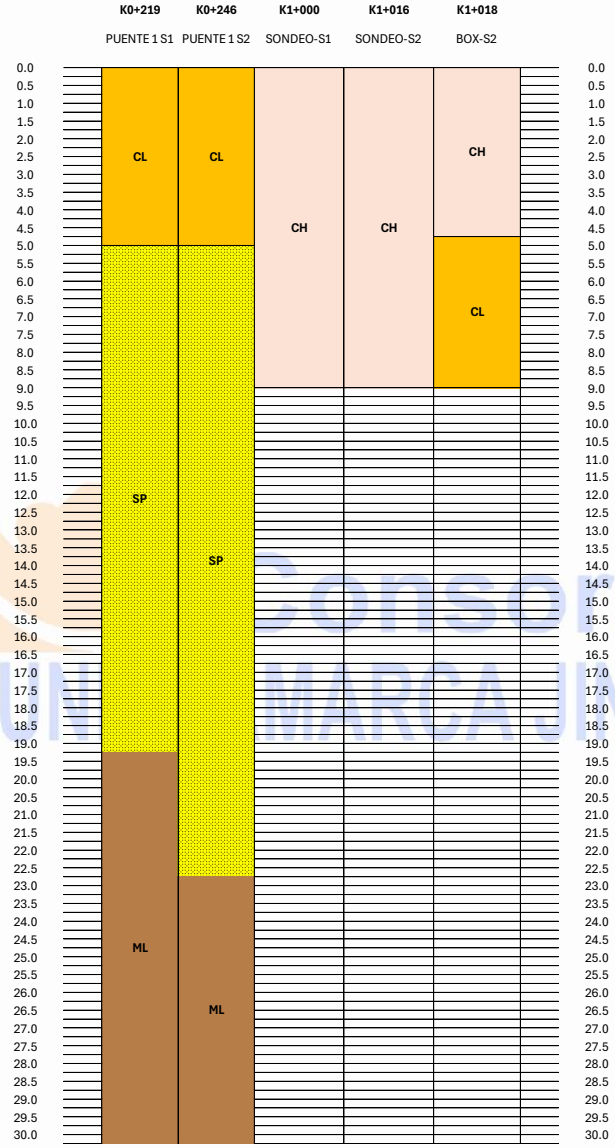


8.9 SECTORIZACIÓN

Esta actividad se hace considerando los perfiles estratigráficos encontrados en la exploración geotécnica directa, y la morfología del terreno a lo largo del corredor vial.

La variación de la estratigrafía del terreno a lo largo del corredor vial se ilustra a continuación:

Ilustración 45 Perfiles estratigráficos encontrados en la exploración geotécnica directa



Con base en la estratigrafía es posible definir los siguientes sectores:

Tabla 15 Sectores definidos según la estratigrafía

Sector	Abscisas
1 (Tramo rehabilitación)	K0+000 – K0+644
2 (Tramo mejoramiento)	K0+000 – K3+454

Por otra parte, a lo largo del corredor se identifican tres sectores homogéneos desde el punto de vista de la morfología:

Tabla 16 Tipo de terreno según la morfología encontrada

Sector	Tipo de Terreno
K0+000 – K0+644 (Tramo rehabilitación)	Plano
K0+000 – K1+110 (Tramo mejoramiento)	Plano /Ondulado
K1+110 – K1+800 (Tramo mejoramiento)	Ondulado / Montañoso
K1+800– K3+454 (Tramo mejoramiento)	Montañoso

Con todo lo anterior se propone establecer la siguiente sectorización del tramo en estudio:

Tabla 17 Sectorización definitiva del corredor vial

SECTOR	Abscisa Inicial	Abscisa Final	Morfología (Tipo de Terreno)
1	K0+000	K0+644	Plano Plano /Ondulado
2	K0+000	K1+110	Ondulado / Montañoso
3	K1+110	K1+800	Montañoso
4	K1+800	K3+454	Plano

8.10 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

El presente capítulo tiene como objetivo la definición de los parámetros geotécnicos requeridos para el desarrollo de los análisis y diseños contemplados en el proyecto. Estos parámetros se establecen a partir de la interpretación y correlación de la información obtenida en la campaña de exploración, incluyendo los ensayos de campo tipo SPT (Standard Penetration Test) y los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras recuperadas. Para el caso de los parámetros derivados del SPT, las correlaciones empleadas se presentan en los capítulos 8.5 Parámetros de Resistencia y 8.6 Parámetros de Deformación.

Los parámetros de resistencia y deformación para cada uno de los sondeos que conforman la vía son los siguientes:

Tabla 18 Parámetros geotécnicos Sector 1

Sondeo	Profundidad (m)	Estrato / Material	N_{campo} (golpes/pie)	c' (KPa)	ϕ' (°)	c_u (KPa)	N60 (golpes/pie)	qu(Roca) (MPA)	Es (kN/m2)
PUENTE S-1	0.00 – 5.00	CL	11	3.75	25	37.5			18,750
	5.00 – 19.00	SP	20		39		15		60,000
	19.00 - 30.00	ML		9.9	25	99			49,500
PUENTE S-2	0.00 – 5.00	CL	14	3.1295	25	31.295			15,648
	5.00 – 22.00	SP	27		39		20.25		81,000
	22.00 - 30.00	ML		13.1	25	131			65,500
SONDEO 1	0.00 - 9.00	CH	26	5.758	25	57.58			28,790
SONDEO 2	0.00 - 9.00	CH	10	4.605	25	46.05			23,025
SONDEO 3	0.00 - 4.00	CH	16	7.04	25	70.4			35,200
	4.00 - 9.00	CL		3.614	25	36.14			18,070

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, los parámetros geotécnicos para el cálculo de cimentaciones en los puentes son los siguientes:

Tabla 19 Parámetros geotécnicos Puente S-1

Sondeo	Profundidad (m)	Estrato / Material	N_{campo} (golpes/pie)	c' (KPa)	ϕ' (°)	c_u (KPa)	N60 (golpes/pie)	qu(Roca) (MPA)	Es (kN/m2)
PUENTE S-1	0.00 – 5.00	CL	11	3.75	25	37.5			18,750
	5.00 – 19.00	SP	20		39		15		60,000
	19.00 - 30.00	ML		9.9	25	99			49,500

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20 Parámetros geotécnicos Puente S-2

Sondeo	Profundidad (m)	Estrato / Material	N_{campo} (golpes/pie)	c' (KPa)	ϕ' (°)	c_u (KPa)	N60 (golpes/pie)	qu(Roca) (MPA)	Es (kN/m2)
PUENTE S-2	0.00 – 5.00	CL	14	3.1295	25	31.295			15,648
	5.00 – 22.00	SP	27		39		20.25		81,000
	22.00 - 30.00	ML		13.1	25	131			65,500

Fuente: Elaboración propia.

Estos resultados permiten establecer las siguientes características del comportamiento de los materiales examinados:

Los materiales encontrados se componen principalmente de una cobertura superficial de suelos finos cohesivos y mezclas granulares de espesor variable (entre 0.0 m y 2.5 m), clasificados mediante ensayos de granulometría y plasticidad como limos arcillosos CL-ML y arenas arcillosas SC. Estos materiales superficiales registran contenidos de humedad moderados y valores de resistencia a la penetración estándar N60 que oscilan entre 8 y 15 golpes/pie, reflejando una consistencia firme a muy firme en estado no saturado .A mayor profundidad, entre los 2.5 m y los 18.0 m, la secuencia estratigráfica transición hacia un potente depósito de arcillas CL e intercalaciones lenticulares de arenas mal gradadas SP. Los ensayos de laboratorio reflejan en este nivel una matriz predominantemente cohesiva con Límites Líquidos LL entre 32% y 48% e Índices de Plasticidad IP de 12% a 24%. De igual manera, las pruebas de compresión inconfinada (INV E-152) y corte directo (INV E-154) reportan valores de cohesión no drenada cu de moderados a elevados, los cuales se correlacionan en campo con valores de N60 comprendidos entre 15 y 35 golpes/pie.

Los contenidos de humedad y las características granulométricas indican que los materiales finos presentan permeabilidades bajas, por lo que el flujo de agua a través del macizo se desarrolla de manera lenta, favoreciendo el mantenimiento de las condiciones naturales de los depósitos.

Los pesos unitarios determinados en laboratorio indican que los materiales evaluados no presentan condiciones que permitan prever fenómenos de colapso en su estado natural.

9. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El presente capítulo desarrolla la evaluación geotécnica de los sitios críticos identificados durante el reconocimiento de campo del corredor vial, con el propósito de caracterizar los procesos de inestabilidad y deterioro presentes en los taludes adyacentes a la vía. En particular, se analizaron los sectores comprendidos entre las abscisas K0+900 – K1+010, K1+020 – K1+070, K1+490 – K1+740, K2+970 y K3+120, donde se evidencian fenómenos asociados a flujos lentos de tierra, deslizamientos rotacionales y traslacionales, flujos de detritos, reptación de ladera y caída potencial de bloques. Dichos procesos se encuentran condicionados por la alta saturación de los materiales, la presencia de niveles arcillosos y arenosos intercalados, así como por la disposición estructural y el fracturamiento de las unidades rocosas aflorantes, principalmente cuarzoareniscas y arcillolitas. Adicionalmente, se identificaron sectores con susceptibilidad a la caída de bloques favorecida por condiciones cinemáticas y por la orientación de discontinuidades presentes en los macizos rocosos. Con base en lo anterior, se desarrolló el análisis de las condiciones de estabilidad de los taludes críticos, con el fin de establecer criterios de manejo, estabilización y mitigación que permitan garantizar condiciones adecuadas de seguridad y operación del corredor vial.

9.1 PERFIL DEL SUELO

Se determinó el Perfil de Suelo y espectro sísmico para los puentes del estudio, esto siguiendo los lineamientos de la CCP-14 según las pruebas de SPT realizadas; los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 21 Perfil de Suelos Puente S1

CHOCONTÁ PUENTE SONDEO S-1

DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE SUELOS - CON N (golpes/pie)

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m) DESDE	HASTA	ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
1	0.00	1.00	1.0	15.75	0.06
2	1.00	6.50	5.5	8.25	0.67
3	6.50	9.00	2.5	19.5	0.13
4	9.00	30.00	21.0	64.5	0.33
				Σ	**1.18**
				ds	**30.0**
				N (golpes/pie)	**25**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22 Perfil de Suelos Puente S2

CHOCONTÁ PUENTE SONDEO S-2

DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE SUELOS - CON N (golpes/pie)

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m) DESDE	HASTA	ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
1	0.00	5.00	5.0	6.75	0.74
2	5.00	30.00	25.0	66.75	0.37

Σ	**1.12**
ds	**30.0**
N (golpes/pie)	**27**
SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23 Perfil de Suelos S1

CHOCONTÁ SONDEO S-1

DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE SUELOS - CON N (golpes/pie)

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m) DESDE	HASTA	ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
1	0.00	2.50	2.5	19.5	0.13
2	2.50	30.00	27.5	48.75	0.56
				Σ	**0.56**
				ds	**27.5**
				N (golpes/pie)	**49**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24 Perfil de Suelos S2

CHOCONTÁ SONDEO S-2

DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE SUELOS - CON N (golpes/pie)

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m) DESDE	HASTA	ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
1	0.00	2.00	2.0	7.5	0.27
2	2.00	30.00	28.0	42.75	0.65
				Σ	**0.92**
				ds	**30.0**
				N (golpes/pie)	**33**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25 Perfil de Suelos S3

CHOCONTA SONDEO S-3

DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE SUELOS - CON N (golpes/pie)

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
	DESDE	HASTA			
1	0.00	2.50	2.5	12	0.21
2	2.50	30.00	27.5	67.5	0.41
				Σ	**0.62**
				ds	**30.0**
				N (golpes/pie)	**49**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presenta la tabla resumen con el tipo de suelo asignado a cada sondeo.

SONDEO	TIPO DE PERFIL
PUENTE S1	D
PUENTE S2	D
S1	D
S2	D
S3	D

Por otra parte, la determinación del Perfil de Suelos por medio de cada una de las Líneas Sísmicas realizadas arroja los siguientes resultados:

Tabla 26 Determinación del Perfil de Suelo mediante Líneas Sísmicas

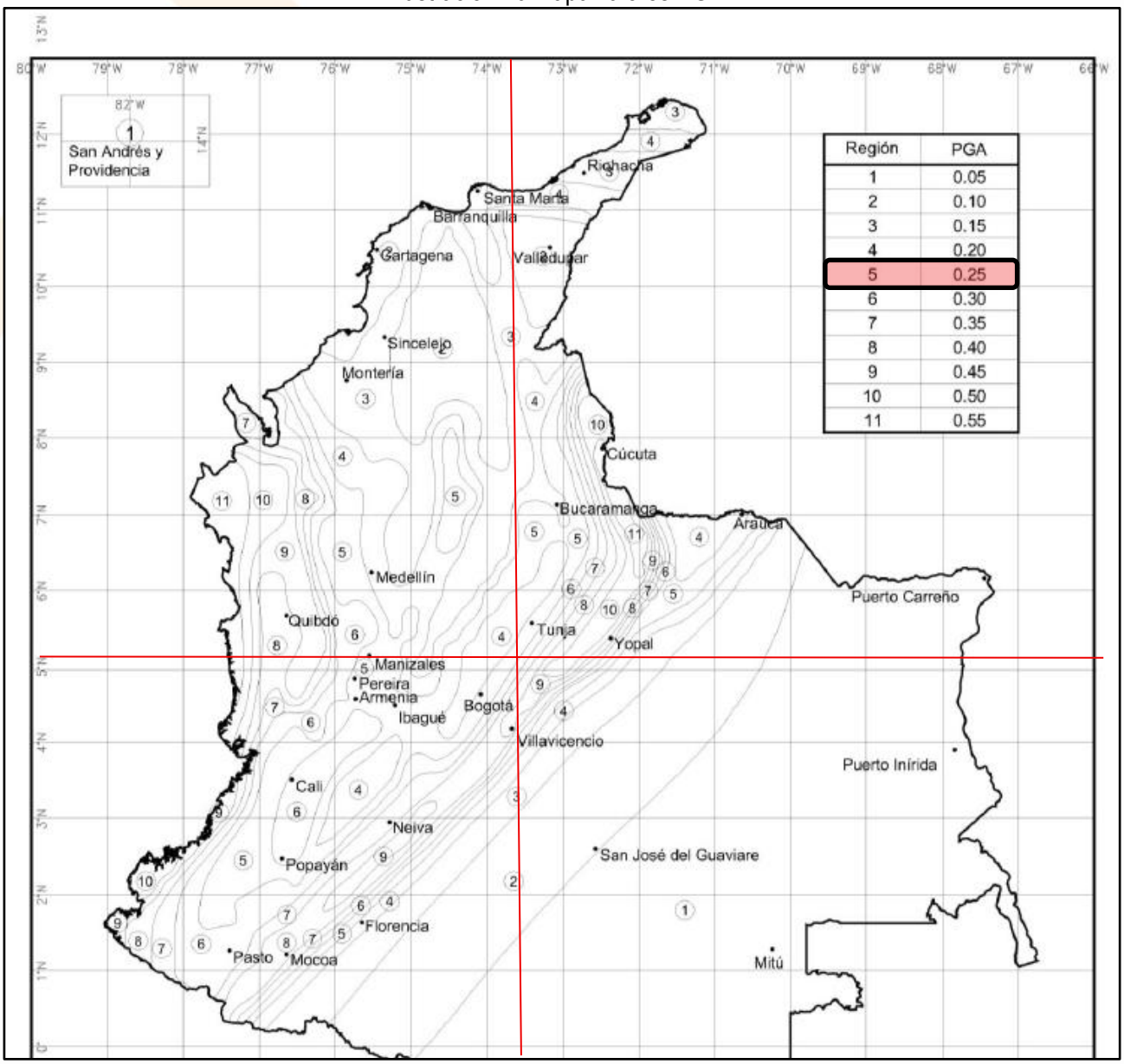
Línea Sísmica	Perfil de Suelo
TRS-01	D
TRS-02 (Puente)	C

Con base en los resultados obtenidos en la determinación del perfil de suelos, se adopta un perfil de suelo Tipo D para todos los sectores evaluados.

9.2 AMENAZA SÍSMICA

Para el análisis de sismicidad en la zona del proyecto, se toman los valores PGA a partir del mapa de la CCP-14.

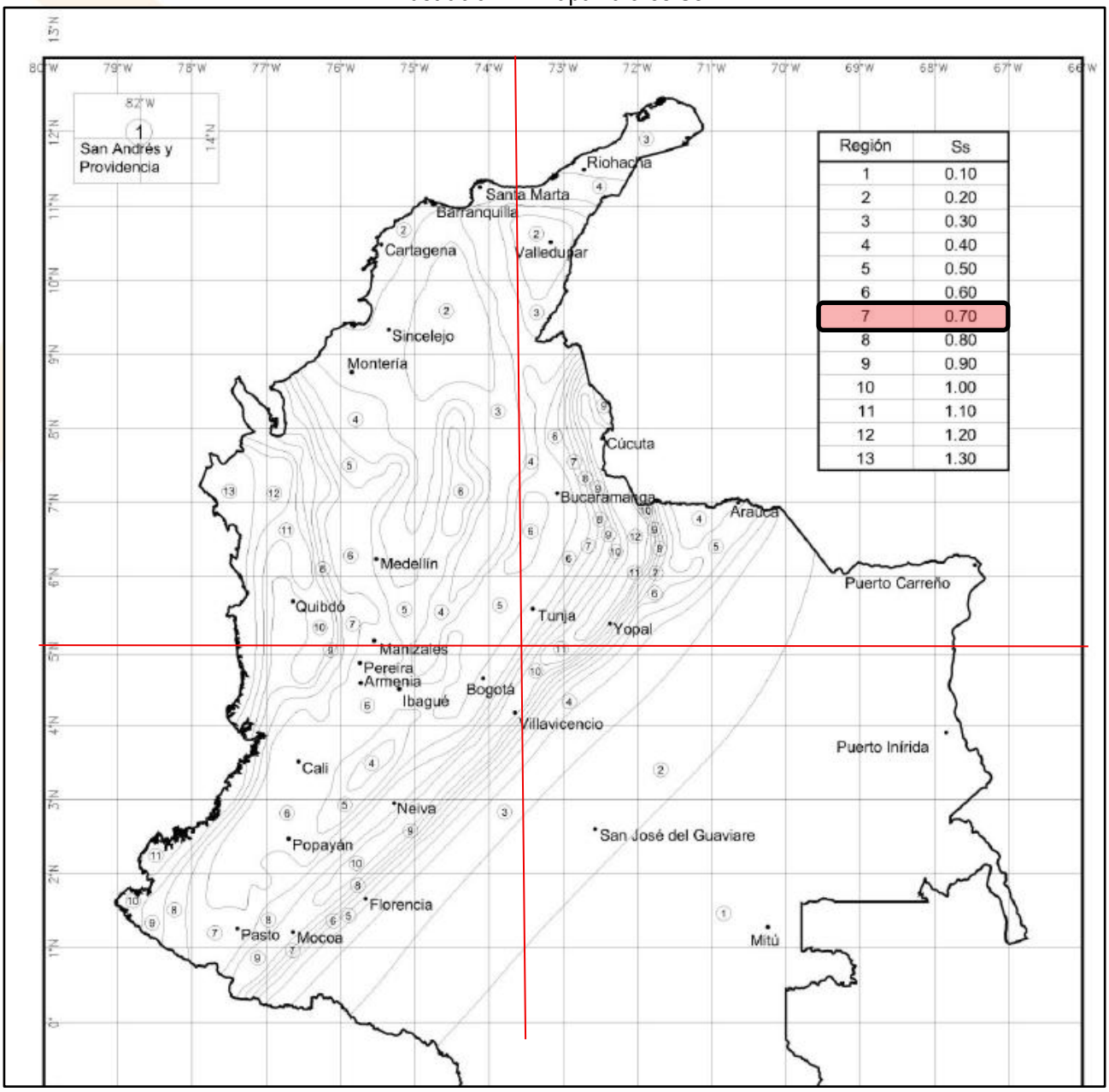
Ilustración 46 Mapa valores PGA



Región	PGA
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
10	0.50
11	0.55

Fuente: CCP-14

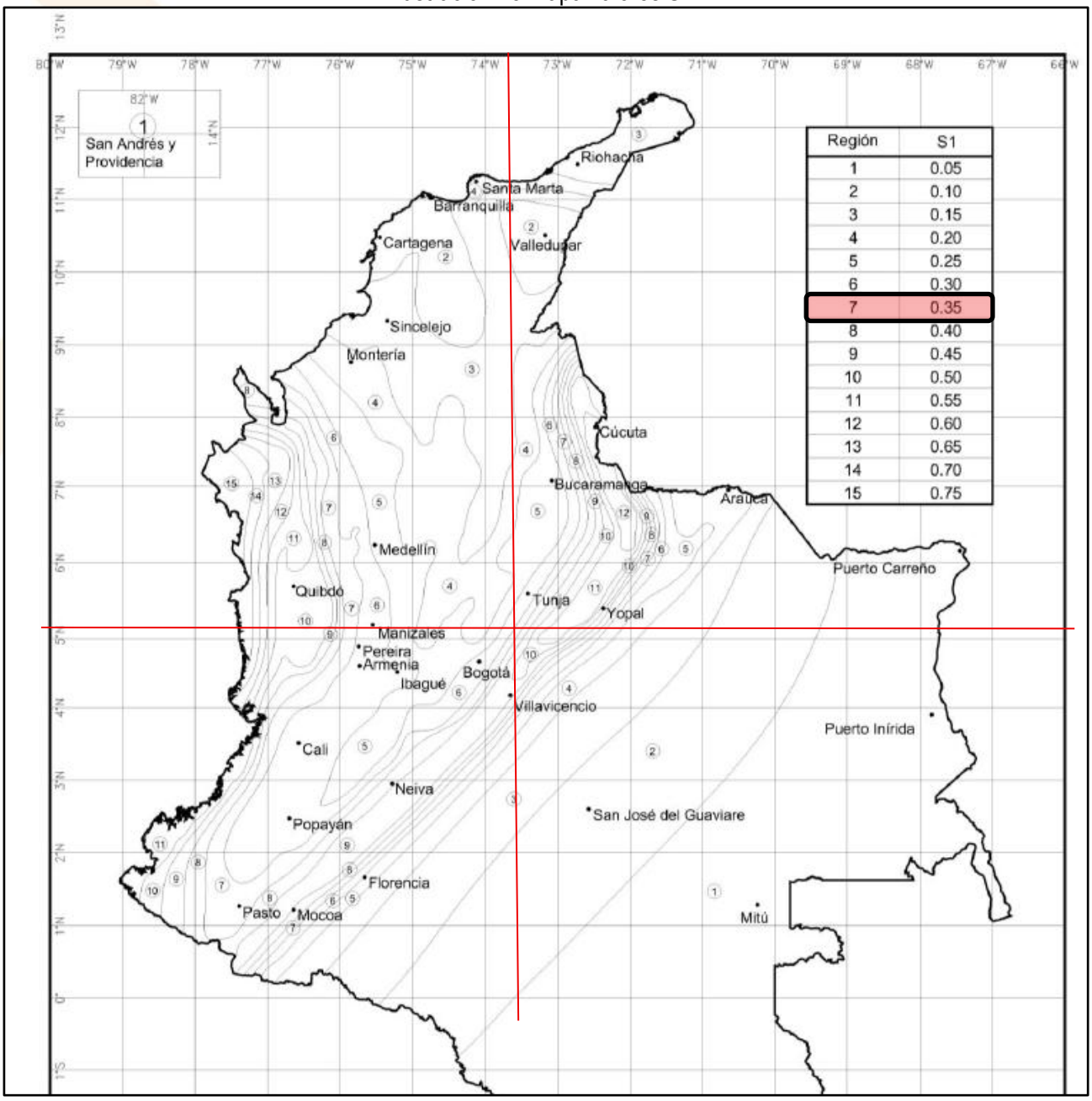
Ilustración 47 Mapa valores Ss



Región	Ss
1	0.10
2	0.20
3	0.30
4	0.40
5	0.50
6	0.60
7	0.70
8	0.80
9	0.90
10	1.00
11	1.10
12	1.20
13	1.30

Fuente: CCP-14

Ilustración 48 Mapa valores S1



Región	S1
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
10	0.50
11	0.55
12	0.60
13	0.65
14	0.70
15	0.75

Fuente: CCP-14

De acuerdo con los parámetros de amenaza sísmica definidos para el proyecto y la clasificación del suelo como Tipo D, se determinan los coeficientes de amplificación de sitio mediante la aplicación de las Tablas 3.10.3.2-2 y 3.10.3.2-3. A continuación, se detallan los valores obtenidos para los coeficientes de aceleración de periodos cortos (Ss), periodos largos (S1) y la aceleración pico efectiva (PGA).

Con base en la Tabla 3.10.3.2-2, y considerando un perfil de suelo tipo se obtiene el factor de sitio Fpga:

Tabla 27 factor de sitio segun Tabla 3.10.3.2-2

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Fuente: CCP-14

Con base en la Tabla 3.10.3.2-2, y considerando un perfil de suelo tipo D se obtiene el factor de sitio Fa:

Tabla 28 factor Fa segun Tabla 3.10.3.2-3

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de $0.2s$ (Véase la Nota 1)				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Fuente: CCP-14

Con base en la Tabla 3.10.3.2-2, y considerando un perfil de suelo tipo D se obtiene el factor de sitio Fv:

Tabla 29 factor Fv segun Tabla 3.10.3.2-3

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de $1.0s$ (Véase la Nota 1)				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Fuente: CCP-14

Tabla 30 Parámetros Sísmicos

PERFIL DE SUELO	D
PGA	0.25
Fpga	1.30
Ss	0.70
Fa	1.24
S1	0.35
Fv	1.70

Fuente: Elaboración propia.

Para condiciones pseudoestáticas de acuerdo con la CCP-14, el coeficiente de aceleración horizontal kh para análisis de estabilidad en condición seudoestática es:

$$k_h = Fpga \times PGA = 1.30 \times 0.25 = 0.325$$

Por otra parte, para efectos de análisis, se emplean los siguientes valores de Factor de Seguridad contra deslizamiento:

- Condición Estática: 1.54
- Condición Bajo Sismo: 1.11

Estos factores se emplean en la ejecución de los análisis de estabilidad en condición seudoestática.

9.3 SITIOS CRÍTICOS

En el presente capítulo se desarrolla la descripción y evaluación geotécnica de los sitios críticos identificados a lo largo del corredor vial, considerando las condiciones geomorfológicas, litológicas y de estabilidad local observadas durante la inspección de campo. Para cada sector se realizó la identificación de los mecanismos de deterioro predominantes, tales como desprendimiento de bloques rocosos, erosión en surcos y erosión superficial en materiales blandos y friables.

Con base en las condiciones identificadas, se formularon medidas de manejo y mitigación orientadas al control de caída de material, reducción de procesos erosivos y protección de la infraestructura vial, mediante obras de contención liviana, limpieza y conformación de taludes, así como la implementación de elementos de manejo de aguas superficiales para disminuir el impacto de la escorrentía sobre los materiales expuestos.

9.3.1 SITIO CRITICO K0+900 - K1+010

En el sitio crítico S1, localizado entre las abscisas K0+900 y K1+010, se identifican procesos de inestabilidad asociados a flujos lentos de tierra y deslizamientos rotacionales en el talud interno, favorecidos por la alta saturación de los suelos y la presencia de fenómenos de reptación y erosión superficial. Como medida de estabilización se proyecta la construcción de un muro de gaviones de 2.0 m de altura para el confinamiento y soporte del pie del talud, complementado con la instalación de drenes horizontales de 15 m de longitud y 3" de diámetro, espaciados cada 5.0 m, con el fin de reducir las presiones de poros y mejorar las condiciones de drenaje interno del macizo.

A continuación, se presenta la sección típica del muro de gaviones y la implantación en planta de las obras propuestas dentro del corredor vial. Posteriormente, se incluyen los cálculos geotécnicos de capacidad portante de la cimentación del muro, mediante los cuales se verifica la viabilidad de la solución planteada y su adecuado desempeño bajo las condiciones geotécnicas del sector.

Ilustración 49 Ubicación muro en planta.

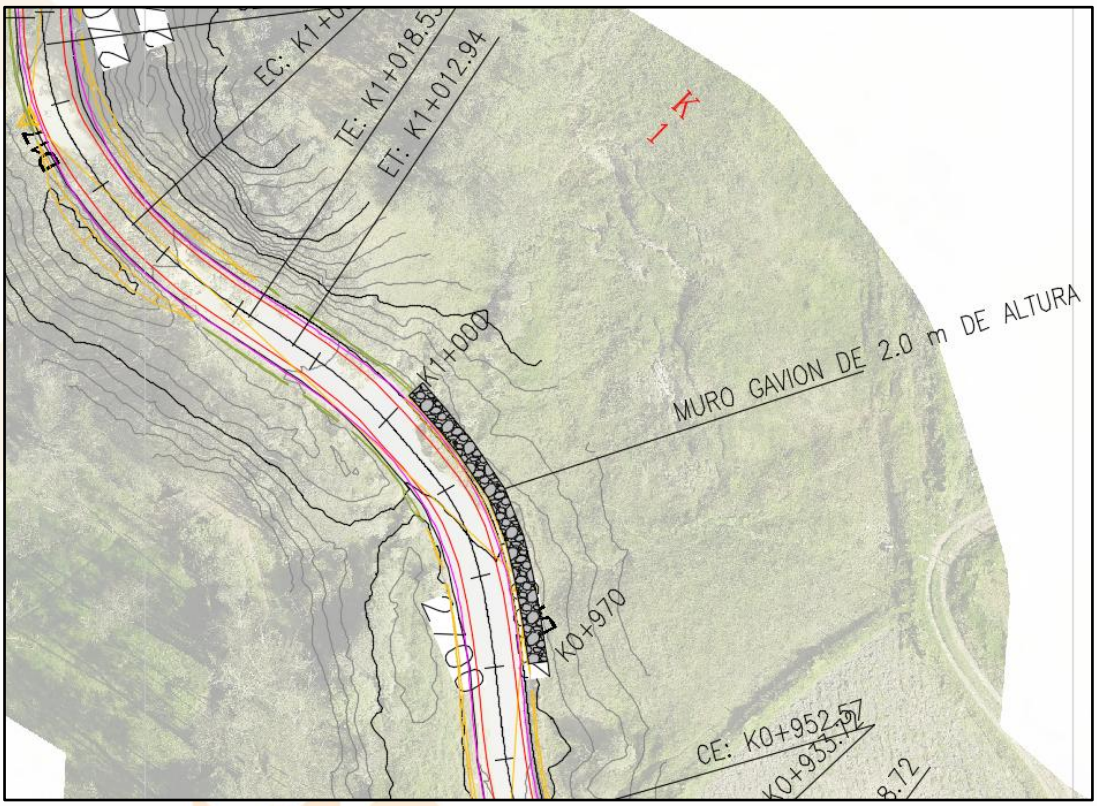
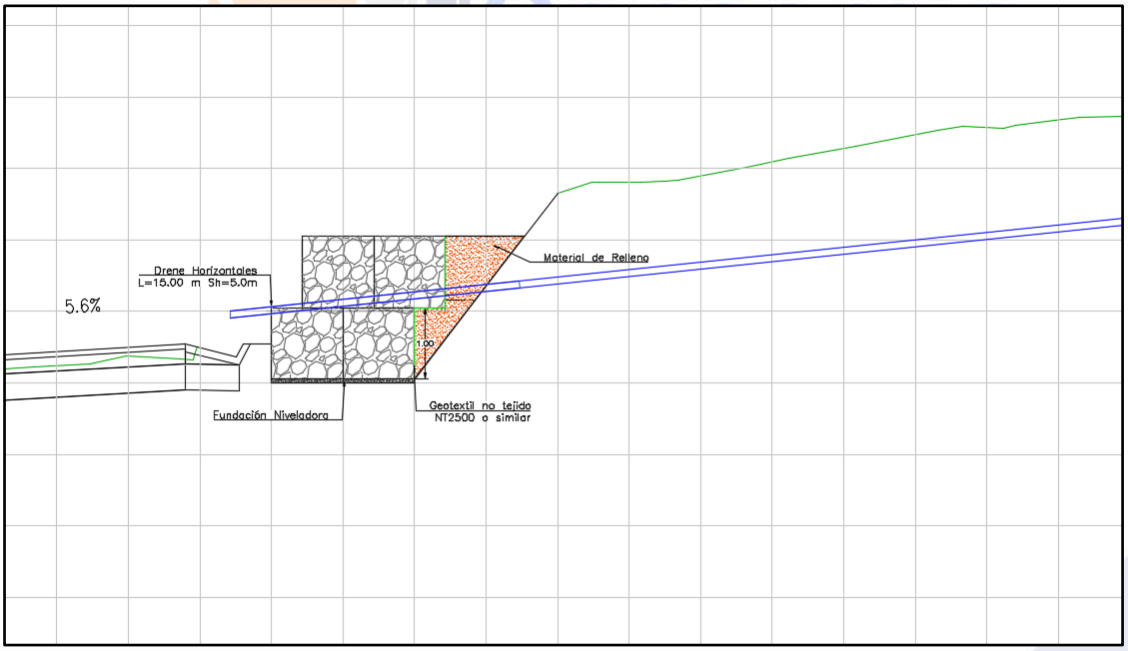


Ilustración 50 Ubicación muro en sección transversal.



Los cortes temporales deberán hacerse con una inclinación máxima de 0.50H:1.0V.

9.3.2 SITIO CRITICO K1+020 - K1+070

En el sitio crítico S2, localizado entre las abscisas K1+020 y K1+070, se evidencian procesos de remoción en masa complejos asociados a flujos de detritos y posibles deslizamientos traslacionales en materiales conformados por arcillolitas y niveles arenosos intercalados. Para la estabilización del talud se proyecta la instalación de pernos de anclaje y malla de triple torsión como sistema de contención superficial, complementados con biomanto permanente para el control de erosión y la recuperación superficial del talud. Adicionalmente, se contempla la ejecución de drenes horizontales de 10 m de longitud y 3" de diámetro, espaciados cada 5.0 m, con el propósito de disminuir las condiciones de saturación presentes en el macizo.

9.3.3 SITIO CRITICO K1+490 - K1+740

En el sitio crítico S3, localizado entre las abscisas K1+490 y K1+740, se identifican condiciones de inestabilidad asociadas a la caída potencial de bloques provenientes del talud superior rocoso, conformado principalmente por cuarzoareniscas fracturadas y afectadas por discontinuidades estructurales con comportamiento cinemáticamente desfavorable. Como medida de mitigación se contempla el retiro controlado de bloques inestables y la instalación de un sistema de estabilización compuesto por pernos y malla de retención de bloques, con el fin de reducir el riesgo de desprendimientos hacia la vía y garantizar condiciones adecuadas de seguridad para la operación del corredor.

9.3.4 SITIO CRITICO K2+970 - K3+120

En el sitio crítico S4, localizado en las abscisas K2+970 y K3+120, se observan afloramientos de cuarzoareniscas con intercalaciones de arcillolita cuya disposición estructural genera alta susceptibilidad a la caída de bloques sobre la vía. Para el manejo de esta condición se proyecta el retiro de bloques inestables y la implementación de un sistema de estabilización mediante pernos y malla de retención de bloques, orientado a controlar posibles desprendimientos y mejorar la estabilidad superficial del macizo rocoso.

9.4 ANÁLISIS DE CORTES

En el presente capítulo se presentan los análisis correspondientes a los cortes propuestos en taludes a lo largo del corredor vial, los cuales fueron definidos con base en las necesidades de mejoramiento geométrico, ampliación de la sección vial y conformación de las condiciones proyectadas del terreno.

Para el desarrollo de este capítulo se seleccionaron los cortes más representativos del corredor, considerando aspectos como la altura proyectada de excavación, la geometría de los taludes, las características geotécnicas de los materiales presentes y las condiciones topográficas del sector.

El análisis de los cortes propuestos tiene como finalidad evaluar el comportamiento geotécnico de los taludes proyectados y verificar condiciones adecuadas de estabilidad

Tabla 31 Resumen de cortes proyectados.

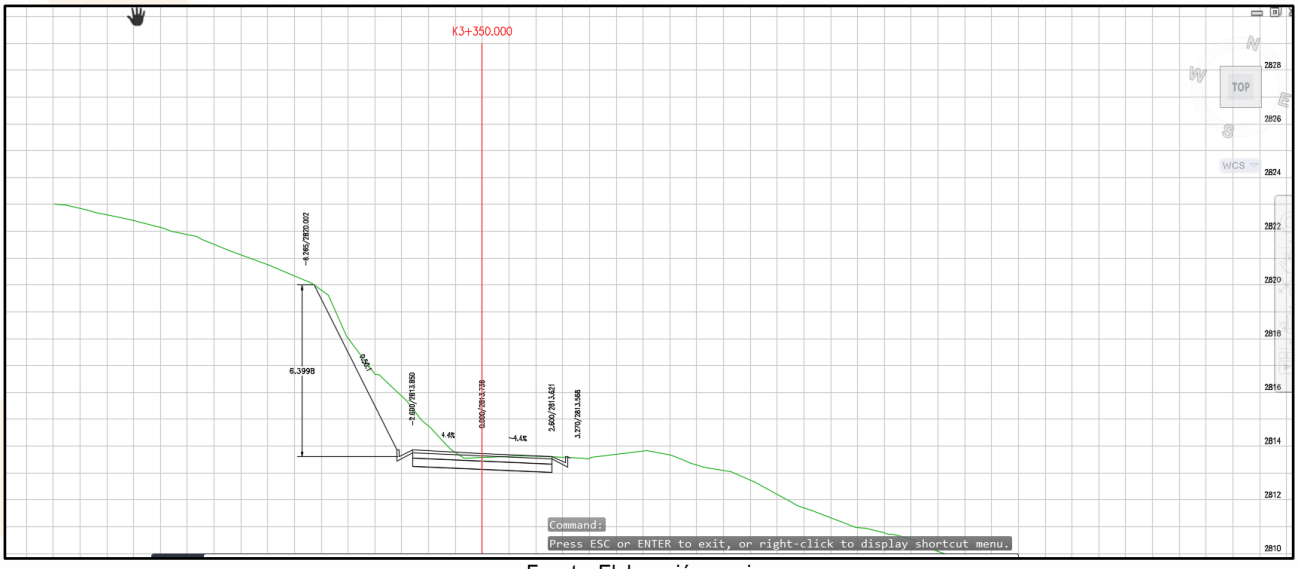
TIPO	ABSCISA INICIO	ABSCISA FINAL	LONGITUD	ALTURA MAXIMA
CORTE	K0+100	K0+230	130	1.922
CORTE	K0+260	0K+320	60	1.4
CORTE	K0+730	K0+750	20	3.7
CORTE	K1+490	K1+510	20	5.5
CORTE	K1+710	K1+730	20	2.9
CORTE	K1+770	K1+830	60	3.1
CORTE	K2+230	K2+380	150	3.68
CORTE	K3+330	K3+360	30	6.39
CORTE	K3+440	K3+454	13.85	4.6

Fuente: Elaboración propia

Como criterio general de diseño, para los cortes proyectados a lo largo del corredor vial se adopta una pendiente de 0.5H:1V, considerada adecuada de acuerdo con las condiciones geotécnicas y geomecánicas identificadas en los materiales presentes. Los cortes de mayor altura se desarrollan en sectores caracterizados por taludes rocosos de pendiente subvertical, conformados principalmente por cuarzoareniscas de color beige, intercaladas con niveles de arcillolita meteorizada de color gris habano

Con el propósito de verificar las condiciones de estabilidad de los cortes proyectados, se realizará un análisis de estabilidad bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas (sísmicas) en la sección correspondiente al mayor corte identificado en el corredor, localizada en la abscisa K3+350. Dicho análisis será desarrollado mediante el empleo del software especializado Slide, con el fin de evaluar el comportamiento geotécnico del talud proyectado y estimar los factores de seguridad asociados a las condiciones de carga consideradas.

Ilustración 51 Sección analizada.

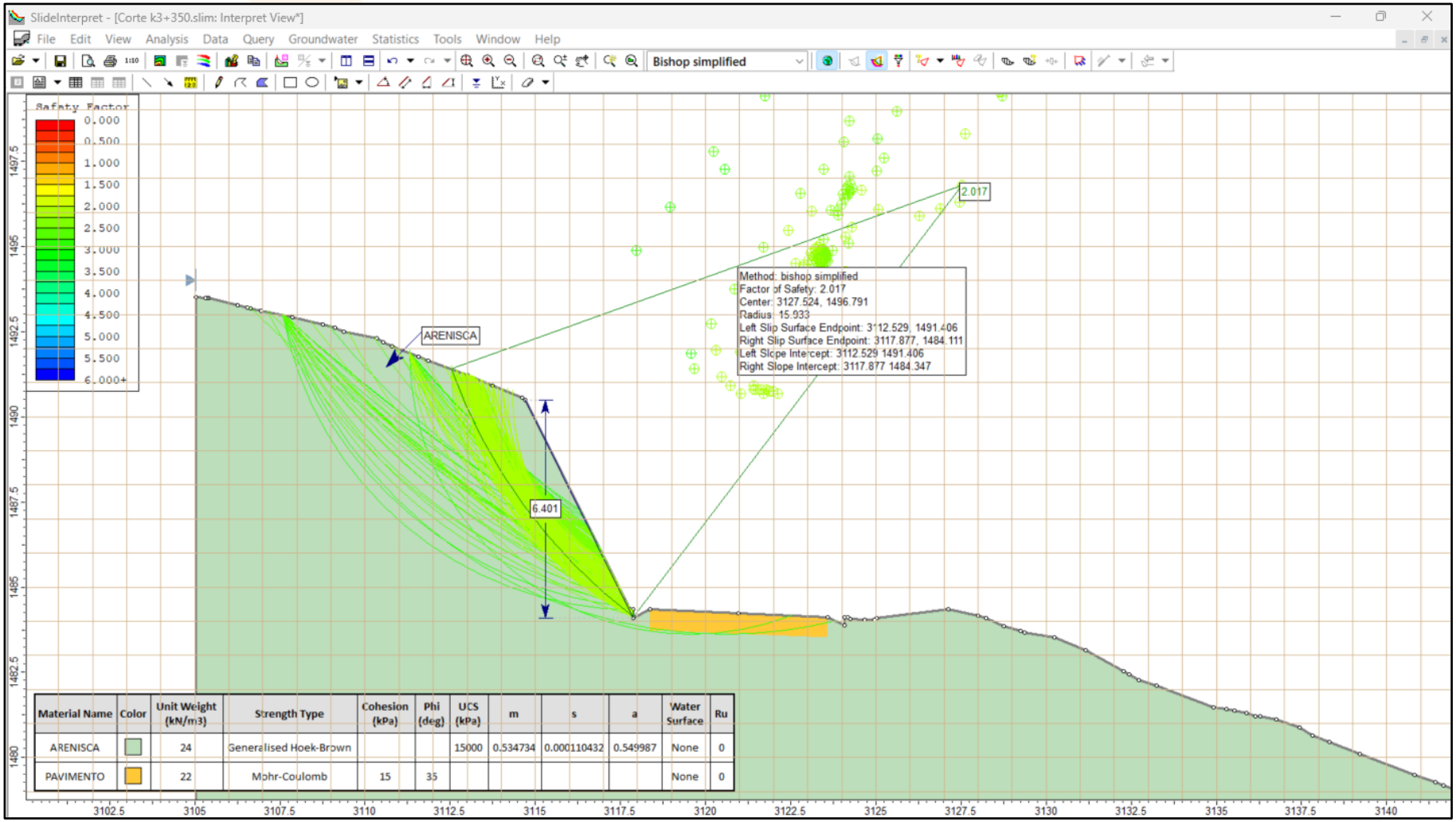


Fuente: Elaboración propia

El corte más crítico identificado en el corredor corresponde al sector localizado en la abscisa K3+350, donde se encuentran sectores caracterizados por taludes rocosos de pendiente subvertical, conformados principalmente por cuarzoareniscas de color beige, intercaladas con niveles de arcillolita meteorizada de color gris habano

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis de estabilidad desarrollado mediante el software Slide, correspondiente a la sección crítica localizada en la abscisa K19+410. Los resultados incluyen la evaluación de las condiciones de estabilidad del corte proyectado bajo escenarios estáticos y pseudoestáticos, así como los factores de seguridad asociados al comportamiento del talud analizado.

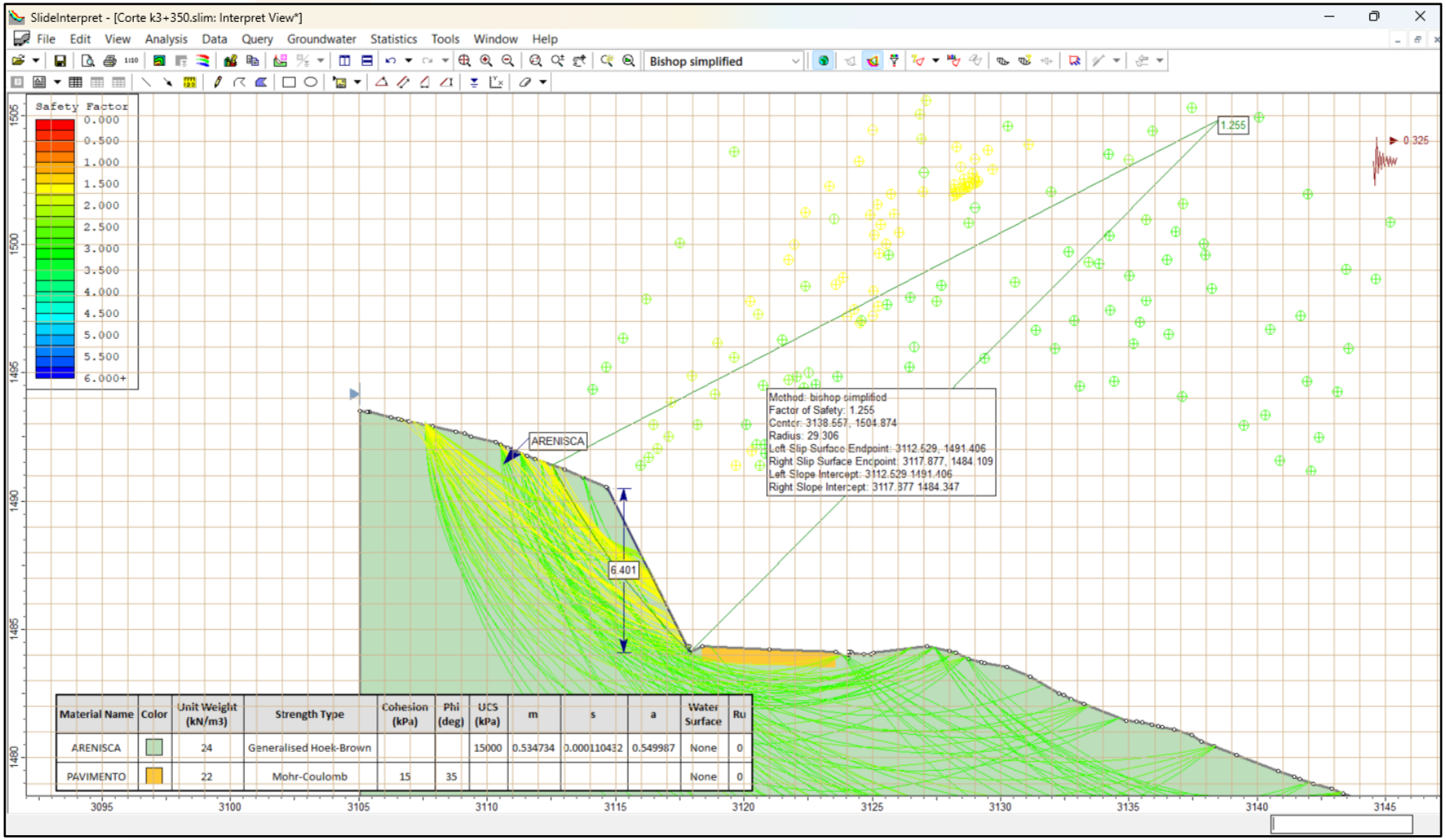
Ilustración 52 Análisis de estabilidad sin sismo – Estabilidad Global



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	UCS (kPa)	m	s	a	Water Surface	Ru
ARENISCA		24	Generalised Hoek-Brown			15000	0.534734	0.000110432	0.549987	None	0
PAVIMENTO		22	Mohr-Coulomb	15	35					None	0

Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 53 Análisis de estabilidad con sismo – Estabilidad Global



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	UCS (kPa)	m	s	a	Water Surface	Ru
ARENISCA		24	Generalised Hoek-Brown			15000	0.534734	0.000110432	0.549987	None	0
PAVIMENTO		22	Mohr-Coulomb	15	35					None	0

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad realizado mediante el software Slide para la sección crítica localizada en la abscisa K3+550, el corte proyectado presenta condiciones de estabilidad adecuadas tanto para el escenario estático como pseudoestático. Se obtuvieron factores de seguridad de 2.017 y 1.255, respectivamente, valores que cumplen con los criterios mínimos de aceptación establecidos para este tipo de obras. En consecuencia, se considera que el talud proyectado es estable bajo las condiciones analizadas, aun considerando la interacción estructural desfavorable asociada a los planos de diaclasamiento y los potenciales mecanismos de volcamiento identificados en los bancos de arenisca aflorantes.

9.5 SITIOS CRÍTICOS CON INESTABILIDAD CINEMÁTICA

En este caso se empleó el trazado geométrico y la información de geología estructural para hacer el análisis de estabilidad cinemática de los sitios críticos identificados en los taludes superiores de la vía; las proyecciones estereográficas realizadas con ayuda del programa DIPS permitieron establecer la exposición de los macizos a los fenómenos de falla planar, falla en cuña y volcamiento, según la orientación de los taludes.

Los mecanismos de falla identificados en cada uno de los sitios críticos son los siguientes:

Tabla 32 Resultados del análisis de Estabilidad Cinemática

Sitio Crítico	Mecanismo de Falla
K1+610	Falla en Cuña
K3+040	Volcamiento

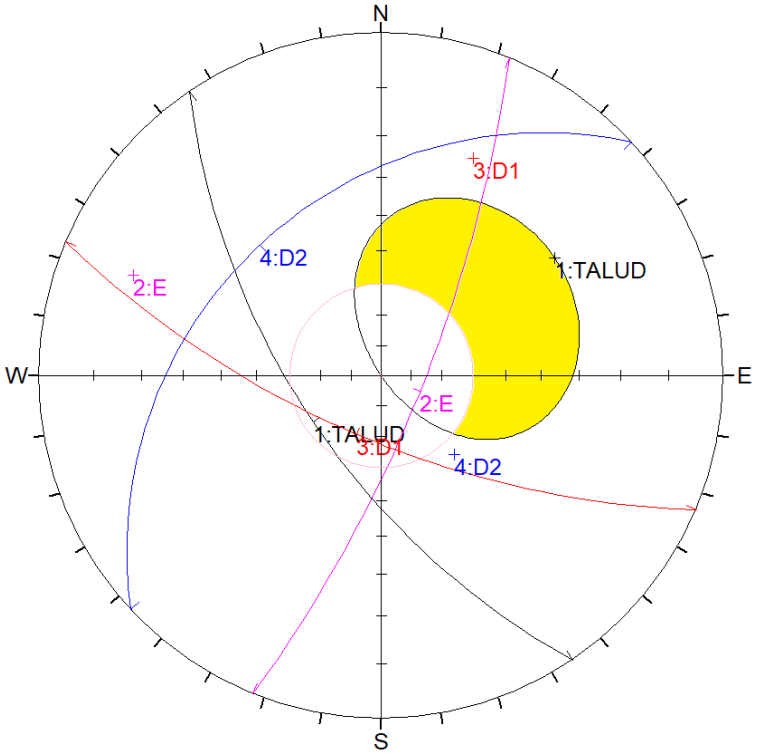
El cálculo de las obras de conformación y de sostenimiento para la estabilización de cada sitio se hizo con la ayuda de los programas RocPlane y Swedge, esto según los mecanismos de falla que controlan la estabilidad de cada sitio; los cálculos se hicieron para condiciones estáticas y bajo sismo, con los siguientes tipos de intervención y resultados del cálculo del factor de seguridad:

Tabla 33 Soluciones propuestas y resultados de los análisis de estabilidad

Sitio Crítico	Solución Propuesta	FS Estático	FS Bajo Sismo
K1+610	Pernos y Malla	2.015	1.212
K3+040	Pernos y Malla	2.480	1.250

Las proyecciones estereográficas y el análisis de estabilidad de cada una de las soluciones propuestas se presentan a continuación:

Ilustración 54 K1+610: Análisis de Estabilidad Cinemática por Falla Planar

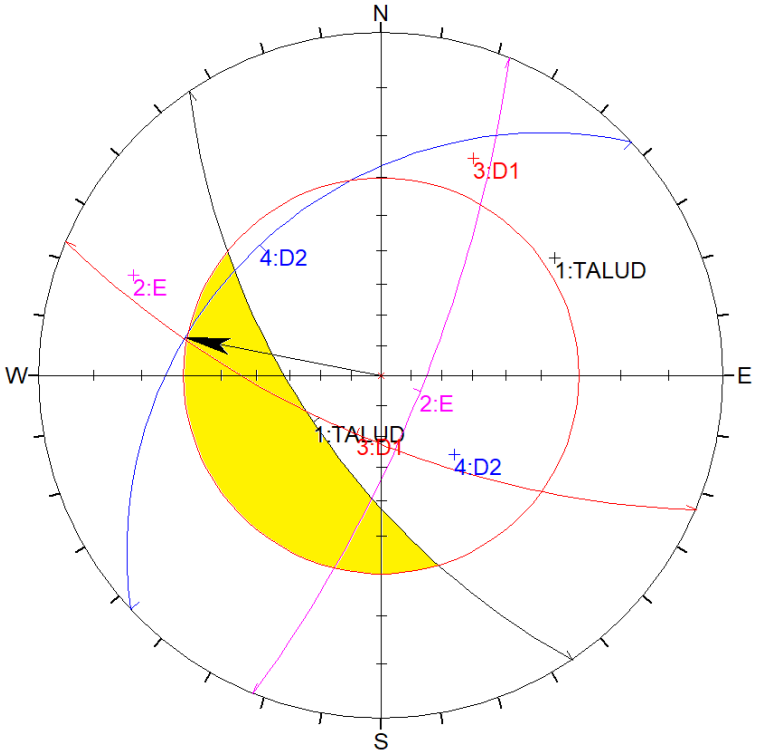


Orientations

ID	Dip / Direction
1	63 / 236
2	76 / 112
3	69 / 203
4	35 / 317

Equal Angle
Lower Hemisphere
1 Poles
1 Entries

Ilustración 55 K1+610: Análisis de Estabilidad Cinemática por Falla en Cuña

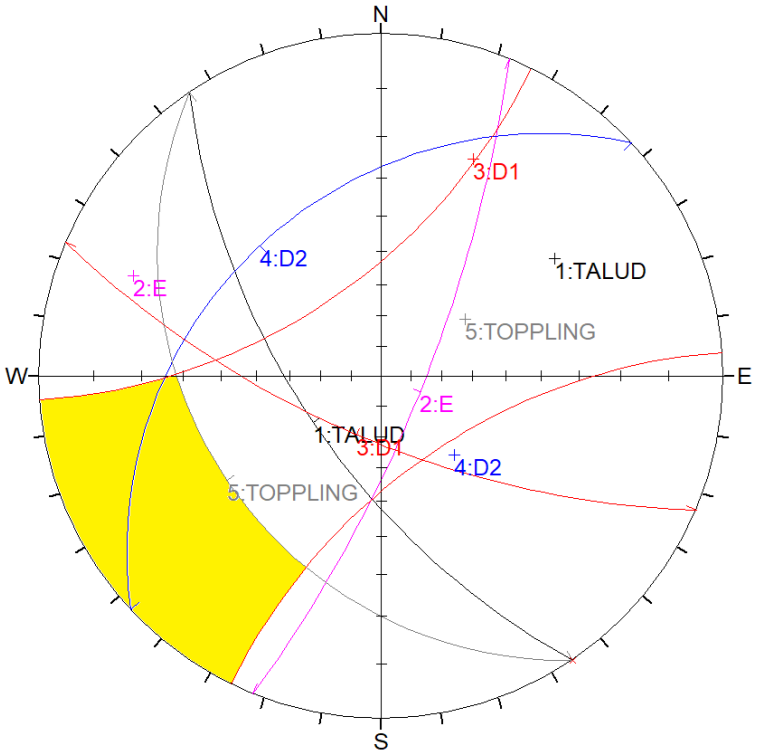


Orientations

ID	Dip / Direction
1	63 / 236
2	76 / 112
3	69 / 203
4	35 / 317

Equal Angle
Lower Hemisphere
1 Poles
1 Entries

Ilustración 56 K1+610: Análisis de Estabilidad Cinemática por Volcamiento

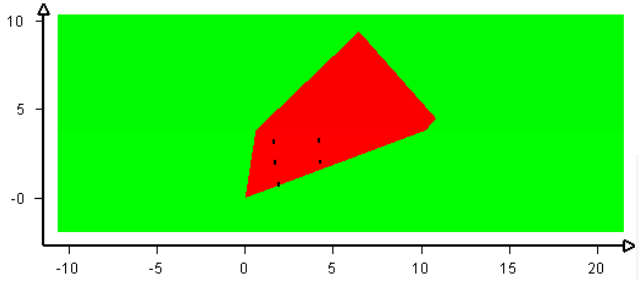


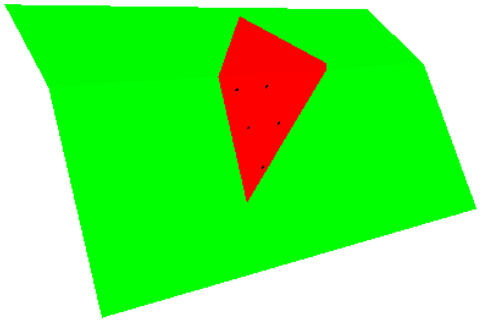
Orientations

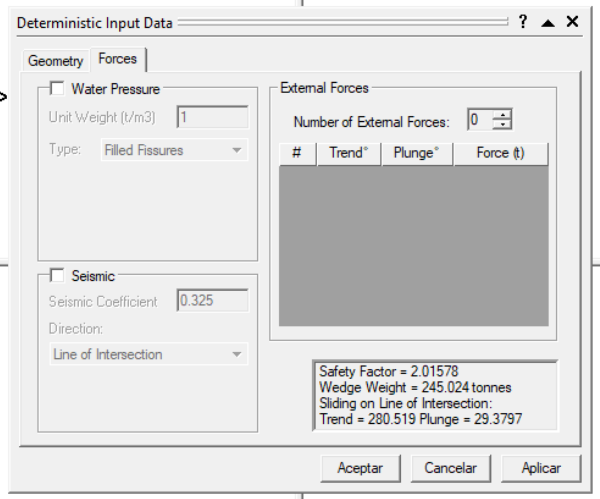
ID	Dip / Direction
1	63 / 236
2	76 / 112
3	69 / 203
4	35 / 317
5	33 / 236

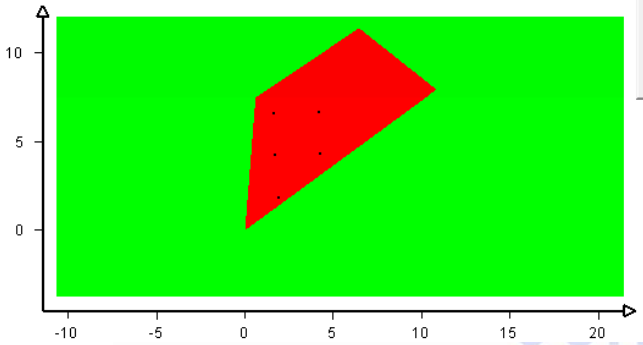
Equal Angle
Lower Hemisphere
1 Poles
1 Entries

Ilustración 57 K1+610: Cálculo del Sostenimiento por Falla en Cuña – Condición Estática


10
5
-0
-10
-5
0
5
10
15
20




Deterministic Input Data
Geometry
Forces
Water Pressure
Unit Weight (t/m3)
1
Type:
Filled Fissures
Seismic
Seismic Coefficient
0.325
Direction:
Line of Intersection
External Forces
Number of External Forces:
0
#
Trend°
Plunge°
Force (t)
Safety Factor = 2.01578
Wedge Weight = 245.024 tonnes
Sliding on Line of Intersection:
Trend = 280.519 Plunge = 29.3797
Aceptar
Cancelar
Aplicar


10
5
0
-10
-5
0
5
10
15
20

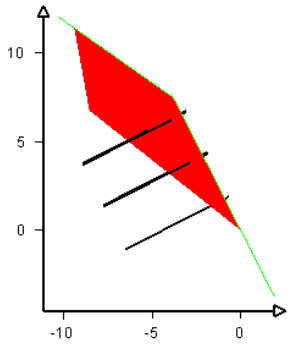

10
5
0
-10
-5
0

Ilustración 58 K1+610: Cálculo del Sostenimiento por Falla en Cuña – Condición Bajo Sismo

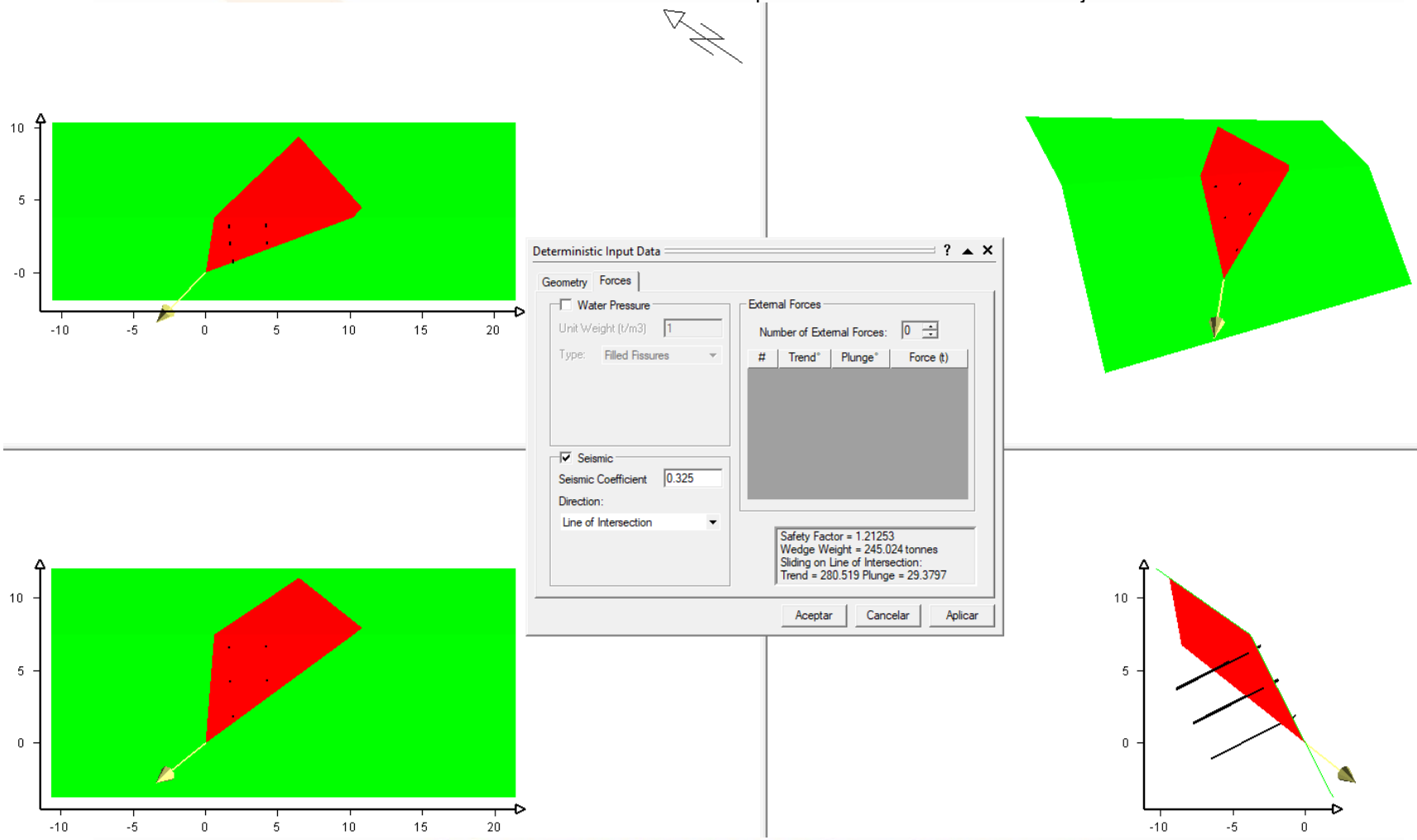
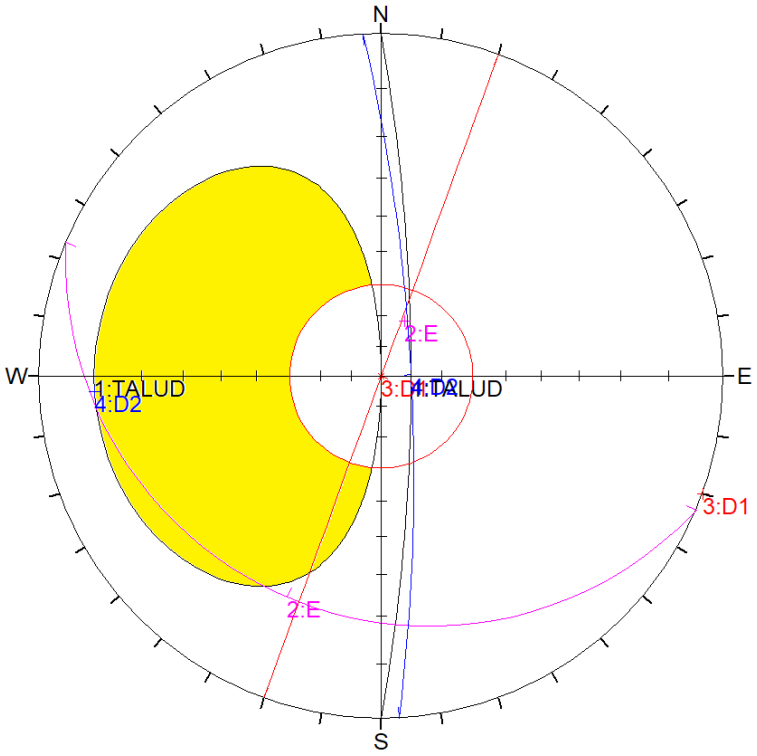


Ilustración 59 K3+040: Análisis de Estabilidad Cinemática por Falla Planar

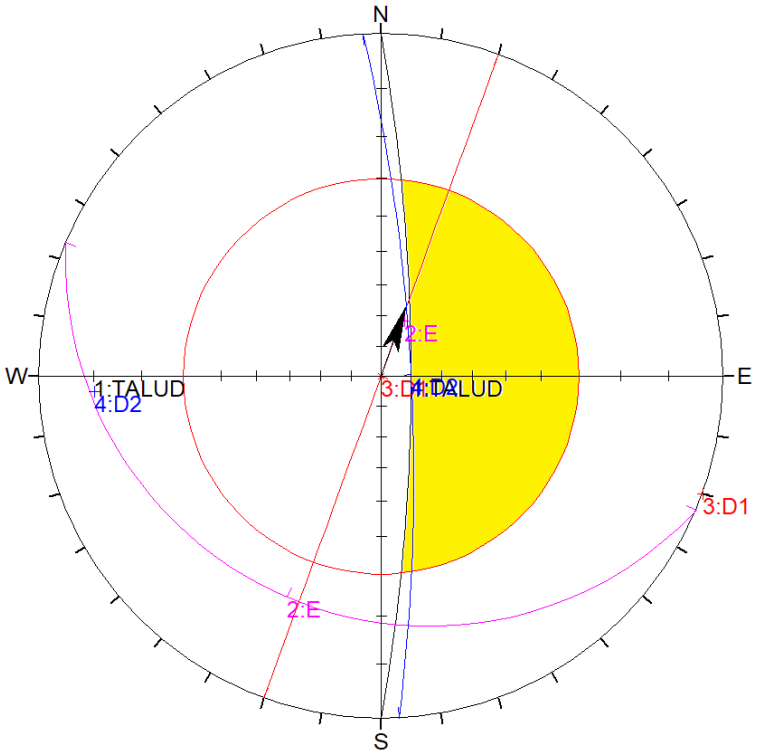


Orientations

ID	Dip / Direction
1	80 / 090
2	20 / 203
3	90 / 290
4	80 / 087

Equal Angle
Lower Hemisphere
1 Poles
1 Entries

Ilustración 60 K3+040: Análisis de Estabilidad Cinemática por Falla en Cuña

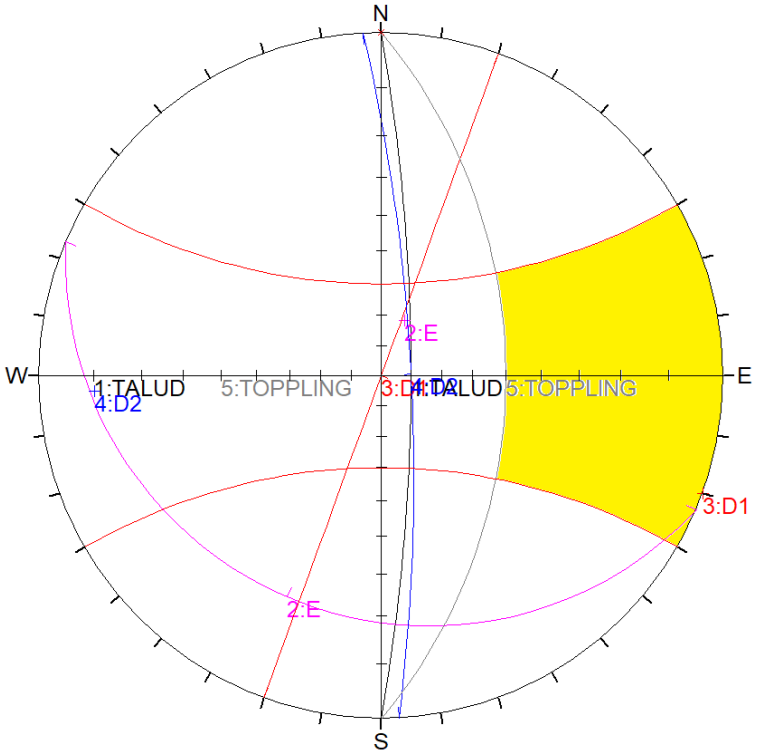


Orientations

ID	Dip / Direction
1	80 / 090
2	20 / 203
3	90 / 290
4	80 / 087

Equal Angle
Lower Hemisphere
1 Poles
1 Entries

Ilustración 61 K3+040: Análisis de Estabilidad Cinemática por Volcamiento

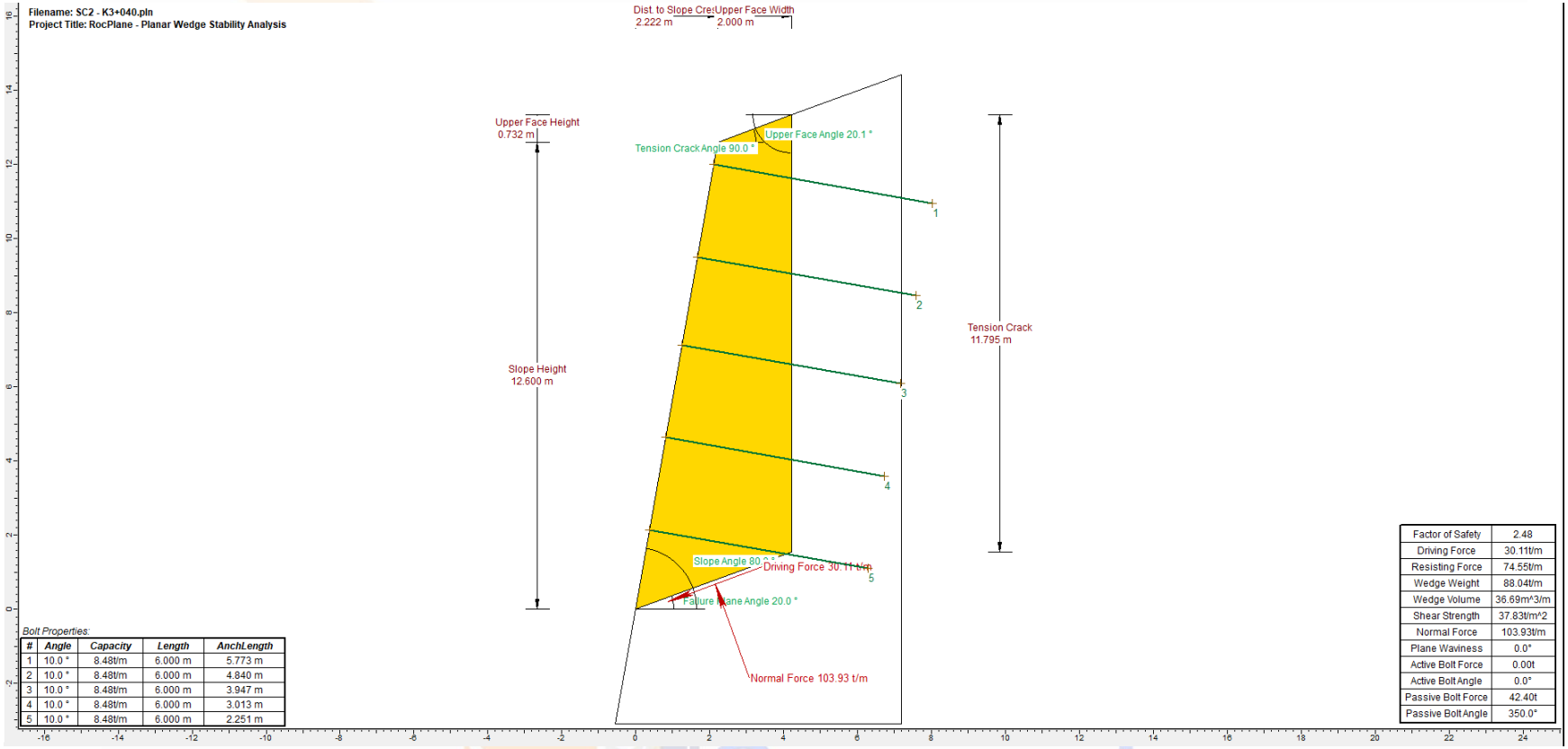


Orientations

ID	Dip / Direction
1	80 / 090
2	20 / 203
3	90 / 290
4	80 / 087
5	50 / 090

Equal Angle
Lower Hemisphere
1 Poles
1 Entries

Ilustración 62 K3+040: Cálculo del Sostenimiento – Condición Estática

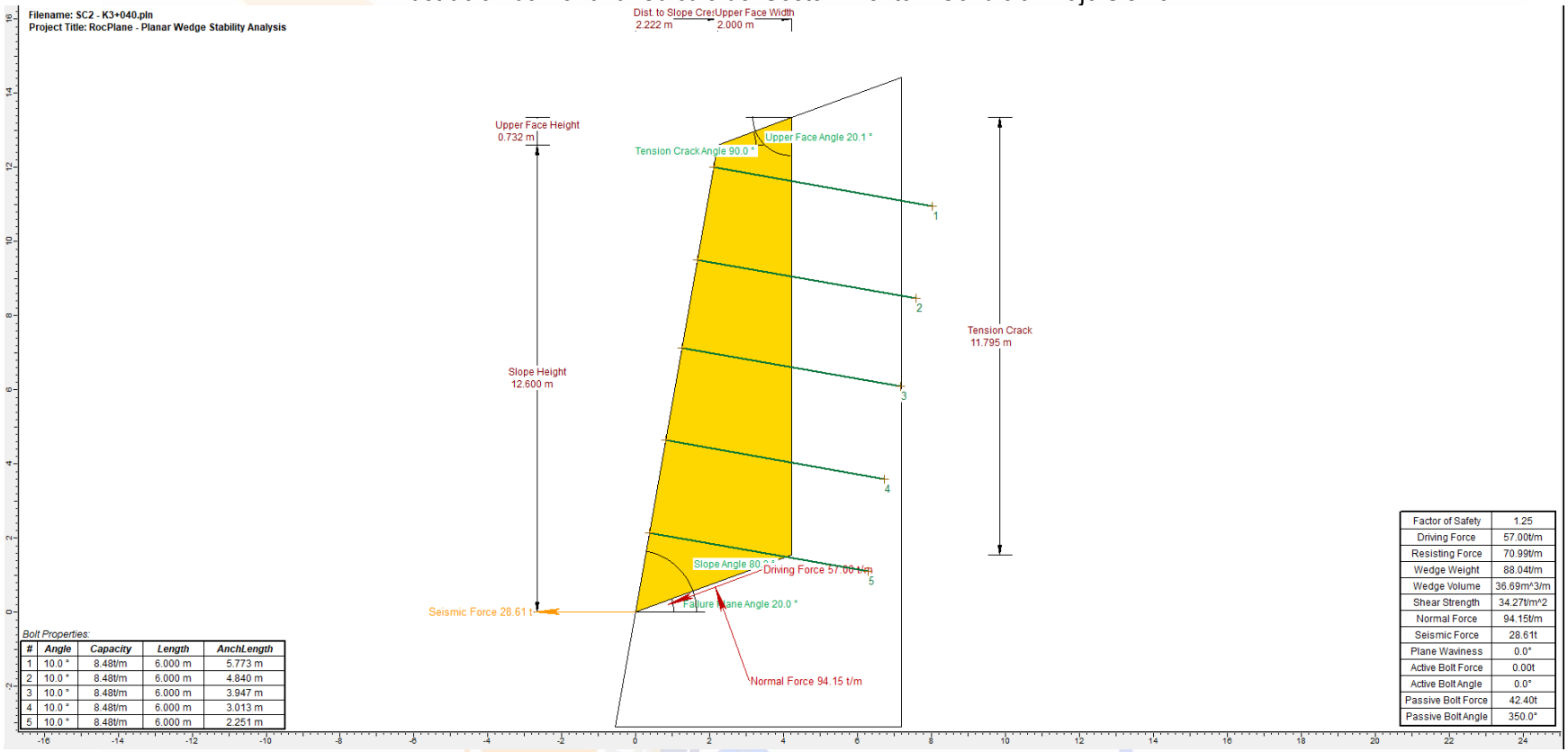


Bolt Properties:

#	Angle	Capacity	Length	AnchLength
1	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	5.773 m
2	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	4.840 m
3	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	3.947 m
4	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	3.013 m
5	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	2.251 m

Factor of Safety	2.48
Driving Force	30.11t/m
Resisting Force	74.55t/m
Wedge Weight	88.04t/m
Wedge Volume	36.69m^3/m
Shear Strength	37.83t/m^2
Normal Force	103.93t/m
Plane Waviness	0.0°
Active Bolt Force	0.00t
Active Bolt Angle	0.0°
Passive Bolt Force	42.40t
Passive Bolt Angle	350.0°

Ilustración 63 K3+040: Cálculo del Sostenimiento – Condición Bajo Sismo



Bolt Properties:

#	Angle	Capacity	Length	AnchLength
1	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	5.773 m
2	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	4.840 m
3	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	3.947 m
4	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	3.013 m
5	10.0 °	8.48t/m	6.000 m	2.251 m

Factor of Safety	1.25
Driving Force	57.00t/m
Resisting Force	70.99t/m
Wedge Weight	88.04t/m
Wedge Volume	36.69m^3/m
Shear Strength	34.27t/m^2
Normal Force	94.15t/m
Seismic Force	28.61t
Plane Waviness	0.0°
Active Bolt Force	0.00t
Active Bolt Angle	0.0°
Passive Bolt Force	42.40t
Passive Bolt Angle	350.0°

Las características de las obras de intervención en cada uno de estos sitios son las siguientes:

Tabla 34 Características de las obras de intervención en sitios cinemáticamente inestables

Sitio Crítico	Solución Propuesta
K1+300	**Movimiento de Tierras:** Retiro de Bloques Inestables **Sostenimiento** Pernos Pasivos D=1-1/4" – L=6.0 m – S_h=2.50 m – S_v=2.50m Malla Eslabonada 6x8 e=3.0 mm
K2+200	**Movimiento de Tierras:** Retiro de Bloques Inestables **Sostenimiento** Pernos Pasivos D=1" – L=6.0 m – S_h=2.50 m – S_v=2.50m Biomanto Permanente Malla Eslabonada 6x8 e=3.0 mm

Se requieren obras de drenaje complementarias en estos sitios.

9.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE OBRAS DE CONTENCIÓN

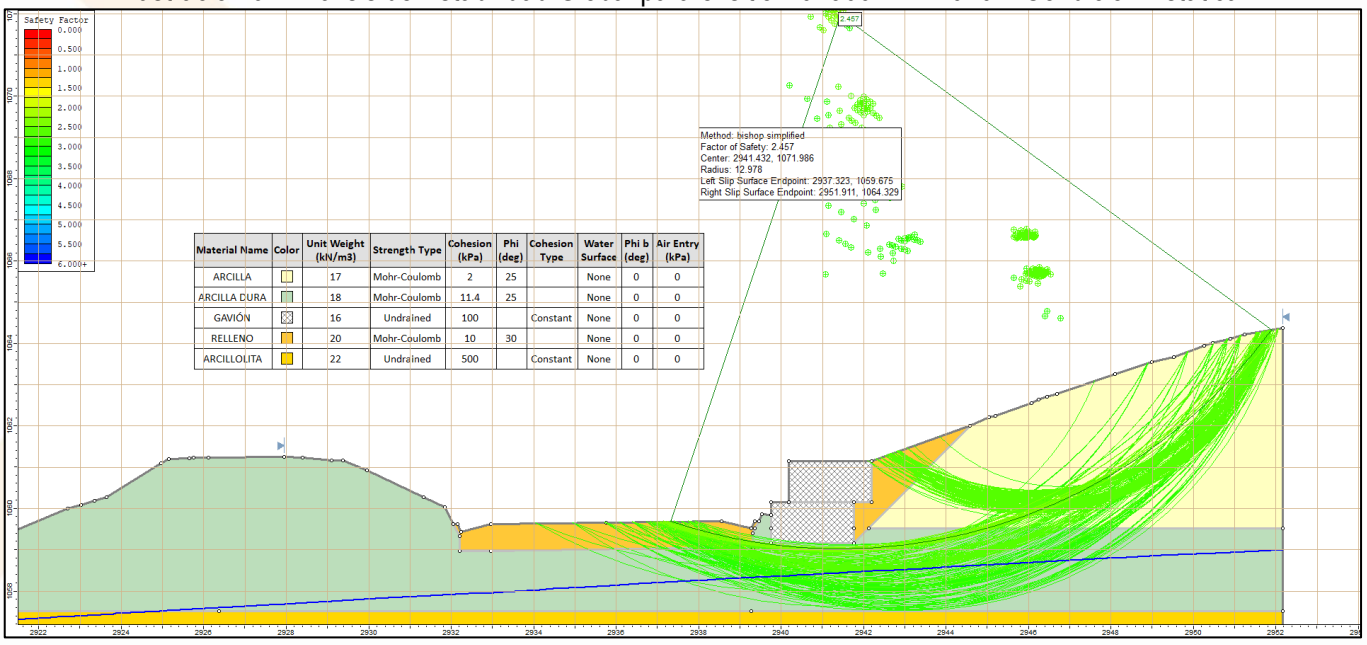
Para el caso del Sitio Crítico K0+900 – K1+010 se prevé la construcción de un muro de contención en gaviones; en este caso el análisis de estabilidad global se hizo con ayuda del programa Slide, con el que se obtuvieron los siguientes resultados en términos del factor de seguridad:

Tabla 35 Resultados de los análisis de estabilidad para la solución en el sitio K0+900 – K1+010

Condición	FS
Estática	2.457
Bajo Sismo	1.207

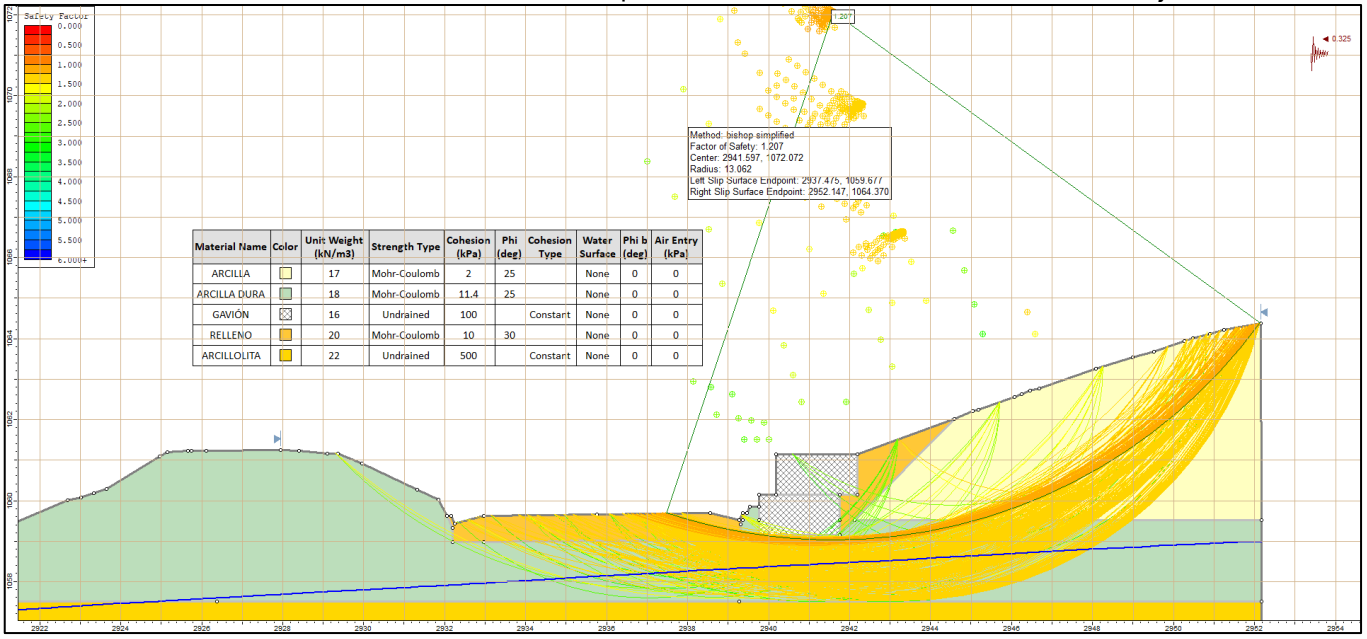
Las memorias arrojadas por Slide son las siguientes:

Ilustración 64 Análisis de Estabilidad Global para el sitio K0+900 – K1+010 – Condición Estática



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Cohesion Type	Water Surface	Phi b (deg)	Air Entry (kPa)
ARCILLA		17	Mohr-Coulomb	2	25		None	0	0
ARCILLA DURA		18	Mohr-Coulomb	11.4	25		None	0	0
GAVIÓN		16	Undrained	100		Constant	None	0	0
RELLENO		20	Mohr-Coulomb	10	30		None	0	0
ARCILLOLITA		22	Undrained	500		Constant	None	0	0

Ilustración 65 Análisis de Estabilidad Global para el sitio K0+900 – K1+010 – Condición Bajo Sismo



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Cohesion Type	Water Surface	Phi b (deg)	Air Entry (kPa)
ARCILLA		17	Mohr-Coulomb	2	25		None	0	0
ARCILLA DURA		18	Mohr-Coulomb	11.4	25		None	0	0
GAVIÓN		16	Undrained	100		Constant	None	0	0
RELLENO		20	Mohr-Coulomb	10	30		None	0	0
ARCILLOLITA		22	Undrained	500		Constant	None	0	0

10. POTENCIAL EXPANSIVO

Teniendo en cuenta los valores de los límites líquidos, los suelos del proyecto tienen potenciales de expansión variables entre medios y bajos, esto según la Tabla H.9.1-1 de la NSR-10.

Tabla 9 1. Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL , en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP , en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Fuente: NSR-10

Tabla 9 2. Determinación del potencial de suelos expansivos

Perforación		Profundidad (m)				Indices de Consistencia			NSR-10	NSR-10
No.	M #	Desde	Hasta	Media	USCS	LL %	LP %	IP %	Potencial de expansión (LL)	Potencial de expansión (IP)
CHOCONTÁ - PUENTES S1M5	M5	3	3.6	3.3	CL	37	16	21	BAJO	MEDIO
CHOCONTÁ - PUENTES S1M12	M12	8.5	9	8.75	SP				BAJO	BAJO
CHOCONTÁ - PUENTES S1M15	M15	12	12.5	12.25	SW - SM				BAJO	BAJO
CHOCONTÁ - PUENTES S1M19	M19	17.5	19	18.25	SM				BAJO	BAJO
CHOCONTÁ - S3M2	M2	1.05	1.5	1.275	CH	71	20	51	MUY ALTO	MUY ALTO
CHOCONTÁ - S3M3	M3	2.05	2.5	2.275	SC	43	15	28	MEDIO	MEDIO
CHOCONTÁ - S3M5	M5	4	5.5	4.75	CL	49	16	33	MEDIO	MEDIO
CHOCONTÁ - S1M3	M3	2.05	2.5	2.275	CH	50	21	29	ALTO	MEDIO
CHOCONTÁ - S2M1	M1	0	0.45	0.225	CL	41	18	23	MEDIO	MEDIO
CHOCONTÁ - S2M2	M2	1.05	1.5	1.275	CH	57	19	38	ALTO	ALTO
CHOCONTÁ - S2M3	M3	2.05	2.5	2.275	CH	62	20	42	ALTO	ALTO
CHOCONTÁ - S1M1	M1	0	0.45	0.225	CL	44	17	27	MEDIO	MEDIO
CHOCONTÁ - S1M2	M2	1.05	1.5	1.275	CH	58	25	33	ALTO	MEDIO
CHOCONTÁ - PUENTE S2M2	M2	1.05	1.5	1.275	CL	30	15	15	BAJO	BAJO
CHOCONTÁ - PUENTE S2M4	M4	3.2	3.65	3.425	CH	83	33	50	MUY ALTO	MUY ALTO
CHOCONTÁ - PUENTE S2M6	M6	5	5.45	5.225	GM				BAJO	BAJO
CHOCONTÁ - PUENTE S2M12	M12	10.05	10.5	10.275	SP				BAJO	BAJO
CHOCONTÁ - PUENTE S2M19	M19	20	22	21	SP				BAJO	BAJO

Perforación		Profundidad (m)				Indices de Consistencia			NSR-10	NSR-10
No.	M #	Desde	Hasta	Media	USCS	LL %	LP %	IP %	Potencial de expansión (LL)	Potencial de expansión (IP)
CHOCONTÁ - PUENTES S1M8	M8	4.8	5.25	5.025	SP-SC	19	15	4	BAJO	BAJO
CHOCONTÁ - PUENTES S1M2	M2	0.6	1.05	0.825	SC-SM	20	13	7	BAJO	BAJO

Fuente: Elaboración propia

Con base en los resultados obtenidos de los ensayos de límites de Atterberg e índices de plasticidad realizados sobre las muestras analizadas del proyecto CHOCONTÁ, se concluye que los materiales presentes en los diferentes sondeos y sectores evaluados presentan predominantemente un potencial de expansión bajo a medio, de acuerdo con los criterios establecidos por la NSR-10 tanto para el límite líquido (LL) como para el índice de plasticidad (IP). Esta condición se asocia principalmente a la presencia de materiales granulares y suelos finos de plasticidad baja a media, los cuales presentan un comportamiento relativamente favorable frente a cambios volumétricos inducidos por variaciones en el contenido de humedad.

De manera localizada, se identificaron estratos con potencial de expansión alto y muy alto, asociados principalmente a materiales cohesivos clasificados como CH y, en menor proporción, CL de alta plasticidad. Entre los sectores más representativos se encuentran los sondeos CHOCONTÁ - S3M2, CHOCONTÁ - S2M2, CHOCONTÁ - S2M3, CHOCONTÁ - S1M2 y CHOCONTÁ - PUENTE S2M4, donde se registran límites líquidos entre 57% y 83%, e índices de plasticidad de hasta 51%, evidenciando una alta susceptibilidad a procesos de expansión y contracción. Particularmente, la muestra CHOCONTÁ - S3M2 presentó un límite líquido de 71% y un índice de plasticidad de 51%, mientras que la muestra CHOCONTÁ - PUENTE S2M4 alcanzó un límite líquido de 83% y un índice de plasticidad de 50%, clasificándose ambas con potencial expansivo muy alto según los criterios de la NSR-10.

En contraste, los materiales granulares clasificados como SP, SW-SM, SC-SM, SP-SC, SM y GM presentan predominantemente potenciales expansivos bajos, debido a la ausencia o baja proporción de finos plásticos en su composición. Estos materiales evidencian una menor susceptibilidad a cambios volumétricos y, por tanto, un comportamiento más estable frente a variaciones de humedad. De igual manera, algunos materiales clasificados como SC y CL presentan potenciales de expansión medios, reflejando la influencia moderada de fracciones arcillosas en su comportamiento geotécnico.

En términos generales, el corredor evaluado puede considerarse conformado predominantemente por materiales de baja a media expansividad; sin embargo, en los sectores donde se identificaron arcillas de alta plasticidad deberán contemplarse medidas de manejo geotécnico orientadas al control de humedad, drenaje y confinamiento de los materiales, especialmente en zonas de corte y cimentación de estructuras, con el fin de mitigar posibles afectaciones asociadas a cambios volumétricos, pérdida de capacidad soporte y deterioro progresivo de los taludes y la banca vial.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El corredor vial Chocontá–Cucunubá se desarrolla sobre el flanco occidental de la Cordillera Oriental, en la región centro-norte del departamento de Cundinamarca, en la parte centro-oriental de la plancha 209-Zipaquirá. La secuencia geológica abarca desde depósitos aluviales cuaternarios del río Bogotá (Qal) hasta unidades del Cretáceo Superior y Terciario, incluyendo las formaciones Tilatá (N2t), Guaduas (KPgg), Labor y Tierna (Ksglt), Plaeners (Ksgpl) y Lidita Superior (Ksgd). El relieve es predominantemente de origen denudacional y estructural, con geoformas de laderas onduladas, lomos residuales, lomos de falla y sierras anticlinales. La amenaza por remoción en masa varía entre baja y media en el tramo de rehabilitación (0,6 km) y entre media y alta en el tramo de mejoramiento (3,4 km).
- Se identificaron puntos críticos asociados a procesos de inestabilidad y manejo hidráulico, para los cuales se plantean medidas específicas de intervención orientadas a garantizar la estabilidad de los taludes y la funcionalidad del corredor vial.
- Se ejecutaron 5 sondeos mecánicos distribuidos a lo largo del corredor: dos en el sector del Puente Chocontá (Puente S1 y Puente S2, con 30 m de profundidad cada uno) y tres en el corredor vial (S1, S2 y S3, con 10 m de profundidad). El nivel freático se registró en todos los sondeos, con profundidades entre 1,50 m y 5,00 m, lo que indica condiciones hidrogeológicas variables con presencia generalizada de agua subterránea somera. Esta condición es un factor crítico para el diseño de cimentaciones y la estabilidad de subrasantes
- Los materiales identificados presentan marcada variabilidad estratigráfica. En los sondeos del corredor vial (S1, S2 y S3) predominan limos arenosos y limos arcillosos de consistencia firme en los primeros metros, transitando en profundidad hacia arcillolitas meteorizadas y arcillolitas de menor grado de alteración de tonalidades grises y habanas. En el sondeo S3 se identificó un nivel coluvial conformado por bolos y gravas gruesas de arenisca embebidos en matriz limo-arenosa. En los sondeos del puente (Puente S1 y Puente S2) se observa una secuencia heterogénea con rellenos antrópicos, limos arenosos, arenas gruesas y medias de color gris oscuro y habano, con transición hacia limolitas de color gris verdoso a partir de los 19,0 m y 23,0 m respectivamente, donde se registraron condiciones de rechazo en los ensayos SPT.
- Con base en los ensayos SPT, y siguiendo los lineamientos del CCP-14, en todos los sondeos se obtuvo un Perfil de Suelo Tipo D; los resultados de las líneas sísmicas realizadas en el corredor mostraron Perfiles de Suelo Tipo C y D. Con esta información de asigna para diseño un Perfil de Suelos Tipo D para el Puente y para la totalidad del corredor; los parámetros sísmicos de diseño adoptados para el corredor son: PGA = 0,25; Ss = 0,70; S1 = 0,35; Fpga = 1,30; Fa = 1,24 y Fv = 1,70.
- La clasificación del subsuelo según el sistema SUCS evidencia una predominancia de materiales finos cohesivos (arcillas de baja plasticidad tipo CL, 38%), seguidos de arenas mal gradadas tipo SP (23%) y en menor proporción materiales mixtos (SP-SC, SM, SC, SC-SM, GM). La carta de plasticidad muestra una distribución amplia de materiales desde plasticidad baja hasta alta, con algunos estratos clasificados como CH de alta plasticidad. El subsuelo presenta en general una consistencia entre firme y muy firme, con humedad natural predominantemente entre 3% y 20%.
- Los materiales presentes en los taludes corresponden principalmente a depósitos de suelo residual y roca sedimentaria, destacándose afloramientos de cuarzoareniscas de color beige intercaladas con niveles de arcillolita meteorizada de color gris habano, cuyas características geomecánicas condicionan el comportamiento de los cortes proyectados.
- Los análisis efectuados permitieron identificar sectores con potencial de inestabilidad asociados a procesos de meteorización, drenaje superficial deficiente, erosión localizada y presencia de materiales de menor resistencia, especialmente en zonas donde afloran niveles arcillosos.

- Como criterio general de diseño se considera viable la conformación de taludes de corte con pendiente 0.5H:1V en los sectores evaluados, particularmente en aquellos desarrollados en macizos rocosos competentes, donde la geometría propuesta resulta compatible con la inclinación natural de las laderas existentes.
- Para el Sitio Crítico K1+020 – K1+070 se recomienda implementar los siguientes trabajos de protección contra la erosión:

Sitio Crítico	Solución Propuesta
K1+020 – K1+070	**Movimiento de Tierras:** Retiro de Bloques Inestables **Sostenimiento** Pernos Pasivos D=1" – L=6.0 m – S_h=3.00 m – S_v=3.00m Biomanto Permanente Malla Eslabonada 6x8 e=3.0 mm **Drenaje** Drenes Horizontales D=3" – L=10.0 m – Sh = 5.0 m

- Los análisis de estabilidad cinemática en los sitios críticos con control estructural en la roca arrojan la necesidad de implementar las siguientes obras de conformación y sostenimiento:

Tabla 36 Características de las obras de intervención en sitios cinemáticamente inestables

Sitio Crítico	Solución Propuesta
K1+300	**Movimiento de Tierras:** Retiro de Bloques Inestables **Sostenimiento** Pernos Pasivos D=1-1/4" – L=6.0 m – S_h=2.50 m – S_v=2.50m Malla Eslabonada 6x8 e=3.0 mm
K2+200	**Movimiento de Tierras:** Retiro de Bloques Inestables **Sostenimiento** Pernos Pasivos D=1" – L=6.0 m – S_h=2.50 m – S_v=2.50m Biomanto Permanente Malla Eslabonada 6x8 e=3.0 mm

Se requieren obras de drenaje complementarias en estos sitios.

- El potencial expansivo de los materiales evaluados varía predominantemente entre bajo y medio, conforme a la Tabla H.9.1-1 de la NSR-10. No obstante, se identificaron estratos con potencial de expansión alto y muy alto en muestras clasificadas como CH, con límites líquidos entre 57% y 83% e índices de plasticidad de hasta 51%, particularmente en los sondeos S1M2, S2M2, S2M3, S3M2 y Puente S2M4. En los sectores donde se presenten estos materiales de alta plasticidad deberán

implementarse medidas de control de humedad, drenaje y confinamiento para mitigar cambios volumétricos y pérdida de capacidad soporte.

11.1 RECOMENDACIONES DE DRENAJE

El objetivo principal del drenaje es mejorar la estabilidad de los taludes proyectados y prolongar la vida útil de las obras de estabilización, se recomienda implementar un sistema integral de drenaje superficial y subsuperficial que permita controlar las aguas de escorrentía y reducir la infiltración en el macizo.

Para los taludes donde se realizarán cortes, se recomienda construir cunetas de coronación con el propósito de interceptar las aguas provenientes de la parte alta de la ladera e impedir que estas circulen sobre la superficie del talud. Asimismo, deberán disponerse cunetas longitudinales en el pie de los taludes para recolectar y conducir las aguas de escorrentía hacia estructuras de evacuación.

En aquellos sectores donde la altura del talud lo requiera, se deberán implementar canales o bajantes revestidos que permitan transportar el agua desde la coronación hasta el pie del talud de manera controlada, evitando procesos de erosión superficial. Igualmente, las descargas deberán conectarse a alcantarillas, canales naturales o estructuras hidráulicas existentes, incorporando disipadores de energía cuando las pendientes sean elevadas.

En los sectores donde se evidencien filtraciones, presencia de nivel freático o saturación del terreno, se recomienda complementar el sistema mediante drenes horizontales profundos, zanjas drenantes o drenes franceses, utilizando materiales granulares y geotextiles que garanticen un adecuado funcionamiento del sistema de drenaje.

Finalmente, se recomienda implementar medidas de protección contra la erosión, tales como revegetación, hidrosiembra, geomantas o enrocados, dependiendo de las condiciones de cada sector.

12. LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones del presente informe están basadas en los resultados de la investigación del subsuelo y en las características de las estructuras a implantar en el proyecto; cabe anotar que los análisis serán contrastados y de ser del caso ajustados con la información que arrojen los resultados de laboratorio.

Si durante la construcción, se encuentran condiciones del subsuelo, diferentes a las consideradas en el presente estudio, o se introducen cambios al proyecto que afecten al sistema de cimentación, se deberá informar al Ingeniero de Suelos, para estudiar las modificaciones o adiciones que sean necesarias.

Es recomendable que el Ingeniero supervise las etapas de excavación y apruebe el nivel de cimentación.

13. REFERENCIAS TÉCNICAS

- INVIAS. (1996). Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras de dos carriles.
- AIS. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá: AIS.
- Instituto Nacional de Vías (INVIAS). (2014). Código Colombiano de Puentes (CCP-14). Bogotá, Colombia.
- Servicio Geológico Colombiano. (07 de junio de 2016). Zonas de Amenaza Sísmica NSR-10. Obtenido de http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Amenaza_Sismica/
- SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO. (2015). Mapa Geológico de Colombia 2015
- González, A. (1999). Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. Bogotá D.C: X JORNADAS GEOTECNICAS DE LA INGENIERÍA COLOMBIANA.
- ASTM International. (2021). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens (ASTM D2938-21) (Stroud, 1974)
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between soil liquefaction and in-situ penetration resistance
- Liao, S. S. C., & Whitman, R. V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. Journal of Geotechnical Engineering
- Bowles, J. E. (1988). Foundation analysis and design (4th ed.). New York, NY: McGraw-Hill.
- Vesic, A. S. (1961). Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering