Consorcio
CUNDINAMARCA JINT 17

INFORME DE ESTUDIO FUNDACIONES

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".

1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

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 FUNDACIONES** **1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN**

CONTROL DE CAMBIOS

Rev.	Fecha	Descripción
1	20/May/2026	Entrega inicial para revisión de la interventoría mediante comunicado CCJINT17-0783- 0661-26 del 20/May/2026
2	31/Ago/2026	Respuesta a comunicado T-003-2025-263-OFC, mediante comunicado CCJINT17-0783-1128-26 del 31/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.

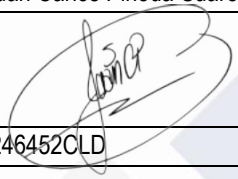
REVISIÓN Esp Geotecnia Interventoría	NOMBRE:	Ing. Gino Omar Villamizar Arévalo
	FIRMA	
	MAT:	54202-297489 NTS
VALIDACIÓN y APROBACIÓN Director Interventoría	NOMBRE:	Ing. Juan Carlos Pineda Suarez
	FIRMA	
	MAT:	1720246452CLD

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 ANCHOS DE VÍA 15
5.2 OBRAS DE DRENAJE 19
5.3 PUENTES Y/O PONTONES 27
5.4 OBRAS DE CONTENCIÓN 29
5.5 SITIOS CRÍTICOS 30
5.6 ESTADO DEL PAVIMENTO 35
5.7 CONCLUSIONES 38

6. GEOLOGÍA 39
6.1 GEOLOGÍA REGIONAL 39
6.1.1 ESTRATIGRAFÍA 40
6.1.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 47
6.2 GEOLOGÍA LOCAL 49
6.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL 54
6.3.1 GEORFORMAS DE ORIGEN FLUVIAL 55
6.3.2 GEORFORMAS DE ORIGEN DENUDACIONAL 56
6.3.3 GEOFORMAS DE ORIGEN ESTRUCTURAL 57
6.4 AMENAZA POR PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA 59

7. TRABAJOS DE CAMPO 60
7.1 EXPLORACIÓN DIRECTA DEL SUBSUELO 60
7.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA DEL SUBSUELO 63

8. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO 75
8.1 CORREDOR GEOTÉCNICO 75
8.2 DIAGNÓSTICO DEL CORREDOR 76
8.3 ENSAYOS DE CAMPO 83

8.4 NIVEL FREÁTICO 85
8.5 PERFIL ESTRATIGRÁFICO 86
8.6 RESULTADOS DE LABORATORIO 91
8.7 PARÁMETROS DE RESISTENCIA 105
8.8 PARÁMETROS DE DEFORMACIÓN 105
8.9 SECTORIZACIÓN 114
8.10 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 117

9. ANÁLISIS GEOTÉCNICO 118
9.1 SITIOS CRÍTICOS 118
9.1.1 SITIO CRITICO K0+200 - K0+260 118
9.1.2 SITIO CRITICO K0+250 - K0+275 118
9.1.3 SITIO CRITICO K0+290 - K0+370 119
9.1.4 SITIO CRITICO K0+400 - K0+450 119
9.1.5 SITIO CRITICO K0+650 - K0+700 119
9.1.6 SITIO CRITICO K1+450 - K1+500 119
9.1.7 SITIO CRITICO K1+850 - K1+900 119
9.1.8 SITIO CRITICO K3+430 - K3+460 120
9.1.9 SITIO CRITICO K17+410 - K17+480 120
9.2 PERFIL DEL SUELO 120
9.3 AMENAZA SÍSMICA 125
9.4 CIMENTACIONES PROFUNDAS 129
9.4.1 CAPACIDAD PORTANTE 131
9.4.2 ASENTAMIENTOS 134
9.4.3 EVALUACIÓN DE LA DISTORSIÓN ANGULAR 134
9.4.4 CAPACIDAD PORTANTE A TRACCIÓN DE CIMIENTOS PROFUNDOS 136
9.4.5 MÓDULOS DE REACCIÓN 137
9.5 CIMENTACIONES SUPERFICIALES 138
9.5.1 SUELOS GRANULARES 138
9.5.2 SUELOS COHESIVOS 138

10. POTENCIAL EXPANSIVO 145

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 147
11.1 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTOS SUPERFICIALES 149
11.2 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN DE PILOTES 149
11.3 RECOMENDACIONES DE DRENAJE 150
11.4 RECOMENDACIONES FILTROS ESPINA DE PESCADO 150
11.5 RECOMENDACIONES PARA LA INSTALACIÓN DE PERNOS 151
11.6 DRENAJES 152
11.7 MUROS EN SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO 153
11.8 RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PARA LAS TUBERIAS 153

12. LIMITACIONES 155

13. REFERENCIAS TÉCNICAS 156

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1. Localización de los tramos a ejecutar. 12
Ilustración 2. Tramo Lenguazaque a Villapinzón....13
Ilustración 3. Tramo desde el casco urbano de Lenguazaque al casco urbano de Villapinzón....14
Ilustración 4 Sección K20+920. Tramo Mejoramiento. 16
Ilustración 5 Sección K22+000. Tramo de Mejoramiento. 17
Ilustración 6 Sección K25+200. Tramo de Mejoramiento. 17
Ilustración 7 Sección K40+000. Tramo de Mejoramiento. 18
Ilustración 8 Sección K46+280. Tramo de rehabilitación. 18
Ilustración 9Obras de Drenaje - Tramo de Rehabilitación....23
Ilustración 10 Alcantarilla K20+990. Tramo mejoramiento. 25
Ilustración 11 Alcantarilla K24+400. Tramo de Mejoramiento. 25
Ilustración 12 Alcantarilla K29+000. Tramo de mejoramiento. 26
Ilustración 13 Alcantarilla K34+000. Tramo de Mejoramiento. 26
Ilustración 14 Alcantarilla K46+225. Tramo de rehabilitación. 27
Ilustración 15 Pontón K29+200. Tramo de Mejoramiento. 27
Ilustración 16 Pontón K29+200. Tramo de Mejoramiento. 28
Ilustración 17 Muro en Gaviones K21+220. Tramo de Mejoramiento. 29
Ilustración 18 Muro-Alcantarilla K22+200. Tramo de Mejoramiento. 30
Ilustración 19 Sitio Critico K23+680. Tramo de Mejoramiento. 31
Ilustración 20 Sitio Critico K26+500. Tramo de Mejoramiento. 32
Ilustración 21 Sitio Critico K27+100. Tramo de mejoramiento. 32
Ilustración 22 Sitio Critico K30+200. Tramo de mejoramiento. 33
Ilustración 23 Sitio Critico K30+600. Tramo de Mejoramiento. 33
Ilustración 24 Sitio Critico K38+750. Tramo de Mejoramiento. 34
Ilustración 25 Sitio Critico K39+500. Tramo de mejoramiento. 34
Ilustración 26 Sitio Critico K43+060. Tramo de rehabilitación. 35
Ilustración 27 Estado del Pavimento Tramo de rehabilitación. 36
Ilustración 28 Estado del Pavimento Tramo de rehabilitación. 36
Ilustración 29 Estado del Pavimento Tramo de Rehabilitación. 37
Ilustración 30 Estado del Pavimento Tramo de rehabilitación.. 37
Ilustración 31 Marco geológico regional del corredor vial lenguazaque - Vilapinzón....40
Ilustración 32 Columna estratigráfica de la Fm. Tilatá....42
Ilustración 33 Esquema tectónico de la plancha 209-Zipaquirá, señalando en círculo naranja la zona con los tramos viales Villapinzón-Lenguazaque 48
Ilustración 34 Geología tramo de mejoramiento K0+000 – K11+000 51
Ilustración 35 Geología tramo de mejoramiento K11+000 – K20+103 52
Ilustración 36 Geología tramo de rehabilitación K0+000-K3+096 53
Ilustración 37 Geomorfología regional corredor vial Villapinzón - Lenguazaque 54
Ilustración 38 Zonificación de amenaza por movimientos en masa en el corredor vial Villapinzón-Lenguazaque Se señalan en rojo los tramos viales en estudio 59
Ilustración 39 Localización de sondeos. 61
Ilustración 40 Ubicación líneas sísmicas. 64
Ilustración 41 Ubicación de TRS-01 65
Ilustración 42 Ubicación de TRS-02 66
Ilustración 43 Ubicación de TRS-03 67

Ilustración 44 Ubicación de TRS-04 Y TRS-05 68
Ilustración 45 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-01....69
Ilustración 46 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-02....70
Ilustración 47 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-03....71
Ilustración 48 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-04....72
Ilustración 49 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-05....73
Ilustración 50 Corredor Geotécnico para el tramo Villapinzón – Lenguazaque....75
Ilustración 51 Resultados de ensayos de SPT en los Sondeos S1 y S2....83
Ilustración 52 Resultados de ensayos de SPT en los Sondeos S3 y S4....83
Ilustración 53 Resultados de ensayos de SPT en los Sondeos S5 y S6....84
Ilustración 54 Resultados de ensayos de SPT en los Sondeos Puente-S1 y Puente-S2....84
Ilustración 55 Analisis resultados clasificacion del suelo....98
Ilustración 56 Analisis resultados de carta de plasticidad. 99
Ilustración 57 Analisis resultados consistencia del suelo. 100
Ilustración 58 Analisis resultados granulometrias 101
Ilustración 59 Analisis resultados pesos unitarios 102
Ilustración 60 Análisis resultados compression infonfinada. 104
Ilustración 61 Perfil de resistencia Sondeo 1. 106
Ilustración 62 Perfil de resistencia Sondeo 2. 107
Ilustración 63 Perfil de resistencia Sondeo 3. 108
Ilustración 64 Perfil de resistencia Sondeo 4. 109
Ilustración 65 Perfil de resistencia Sondeo 5. 110
Ilustración 66 Perfil de resistencia Sondeo 6. 111
Ilustración 67 Perfil de resistencia Puente Sondeo 1. 112
Ilustración 68 Perfil de resistencia Puente Sondeo 2. 113
Ilustración 69 Perfiles estratigráficos encontrados en la exploración geotécnica directa 114
Ilustración 70 Mapa valores PGA....125
Ilustración 71 Mapa valores Ss 126
Ilustración 72 Mapa valores S1 127
Ilustración 73 Perfil longitudinal promedio....130
Ilustración 74 Ubicación en planta del muro SME de las abscisas K0+250 a K0+275....139
Ilustración 75 Sección transversal típica del muro SME de las abscisas K0+250 a K0+275 139
Ilustración 76 Ubicación en planta del muro SME de las abscisas K0+425 a K0+435....140
Ilustración 77 Sección transversal típica del muro SME de las abscisas K0+425 a K0+435 140
Ilustración 78 Ubicación del Muro de gaviones K3+450 – K3+480 en planta....141
Ilustración 79 Ubicación muro K3+450 – K3+480 en sección transversal....142
Ilustración 80 Cálculo de capacidad portante admisible para el muro SME K0+250 – K0+275....142
Ilustración 81 Cálculo de capacidad portante admisible para el muro SME K0+425 – K0+435....143
Ilustración 82 Cálculo de capacidad portante admisible para el muro de gaviones K3+450 – K3+480....144
Ilustración 83. Detalle típico drenes horizontales....152

Índice de Tablas

Tabla 1 Anchos Promedio de Vía. 15
Tabla 2 Obras de Drenaje. Tramo de Mejoramiento. 19
Tabla 3 Muros existentes 29
Tabla 4 Sitios Críticos Tramo de Mejoramiento 30
Tabla 5 Sitios Críticos. Tramo de rehabilitación. 31
Tabla 6 Localización de sondeos 61
Tabla 7 Resultados nivel freático 85
Tabla 8 Perfil estratigráfico de campo Puente S1 86
Tabla 9 Perfil estratigráfico de campo Puente S2 87
Tabla 10 Perfil estratigráfico de campo Puente S1 87
Tabla 11 Perfil estratigráfico de campo Puente S2 88
Tabla 12 Perfil estratigráfico de campo Puente S3 88
Tabla 13 Perfil estratigráfico de campo Puente S4 89
Tabla 14 Perfil estratigráfico de campo Puente S5 89
Tabla 15 Perfil estratigráfico de campo Puente S6 90
Tabla 16 Resumen resultados de laboratorio 92
Tabla 17 Sectores definidos según la estratigrafía 115
Tabla 18 Tipo de terreno según la morfología encontrada 115
Tabla 19 Sectorización definitiva del corredor vial 115
Tabla 20 Parámetros Geotécnicos 117
Tabla 21 Perfil de Suelos Puente S1 120
Tabla 22 Perfil de Suelos Puente S2 121
Tabla 23 Perfil de Suelos S1 121
Tabla 24 Perfil de Suelos S2 122
Tabla 25 Perfil de Suelos S3 122
Tabla 26 Perfil de Suelos S4 123
Tabla 27 Perfil de Suelos S5 123
Tabla 28 Perfil de Suelos S6 124
Tabla 29 Perfil de Suelo en cada Línea Sísmica 124
Tabla 30 factor de sitio segun Tabla 3.10.3.2-2 128
Tabla 31 factor Fa segun Tabla 3.10.3.2-3 128
Tabla 32 factor Fv segun Tabla 3.10.3.2-3 129
Tabla 33 Resumen factores obtenidos 129
Tabla 34 verifiación de la capacidad portante. 131
Tabla 35 Factores de Resistencia para Pilotes Excavados (Fuente: CCP-14) 131

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.

El presente informe compila los resultados de la exploración geotécnica ejecutada en el corredor vial desde el casco urbano de Lenguazaque al casco urbano de Villapinzón, departamento de Cundinamarca, con el propósito de establecer los parámetros necesarios para el análisis y diseño de fundaciones asociadas al proyecto.

Se presentan los análisis correspondientes a la capacidad portante del suelo, estimación de asentamientos totales y diferenciales, verificación de estabilidad global cuando aplica, y la determinación del perfil sísmico del suelo conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10 y el Código Colombiano de Puentes CCP-14, según los requerimientos estructurales del proyecto.

Con base en los resultados obtenidos a partir de la exploración de campo, ensayos in situ y pruebas de laboratorio, así como en los criterios y análisis de ingeniería geotécnica desarrollados, se define el perfil estratigráfico del sector evaluado y se realiza la correspondiente caracterización geotécnica de los materiales presentes, proporcionando los parámetros de diseño requeridos para la adecuada definición del sistema de fundación.

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 la descripción de la exploración geotécnica efectuada, y con base en esta la caracterización de parámetros índice de los suelos a lo largo del corredor del proyecto, del polígono suministrado para la vía desde el casco urbano de Lenguazaque al casco urbano de Villapinzón, 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:

- 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.
- Evaluar el potencial de expansión de los suelos identificados.
- Determinar la caracterización geológica regional y local asociada al corredor vial objeto de estudio.
- Determinar las capacidades de cimentación de las obras de contención a implementar en el proyecto.
- Plantear las recomendaciones constructivas para las obras de intervención propuestas.

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

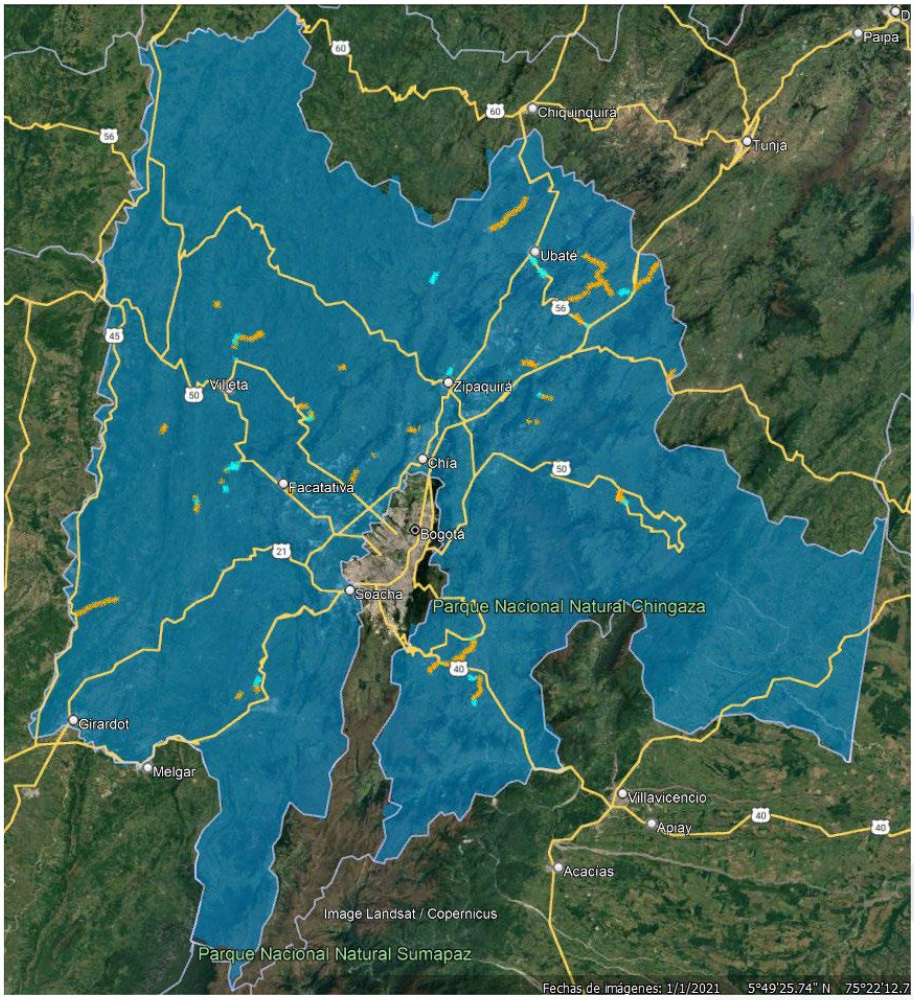
Realizar todos los estudios y diseños definitivos, Fase III, en las vías secundarias priorizadas existentes en el Departamento de Cundinamarca, utilizando metodologías y tecnologías de punta que le permitan al Departamento avanzar en el desarrollo de la infraestructura vial para la competitividad, en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

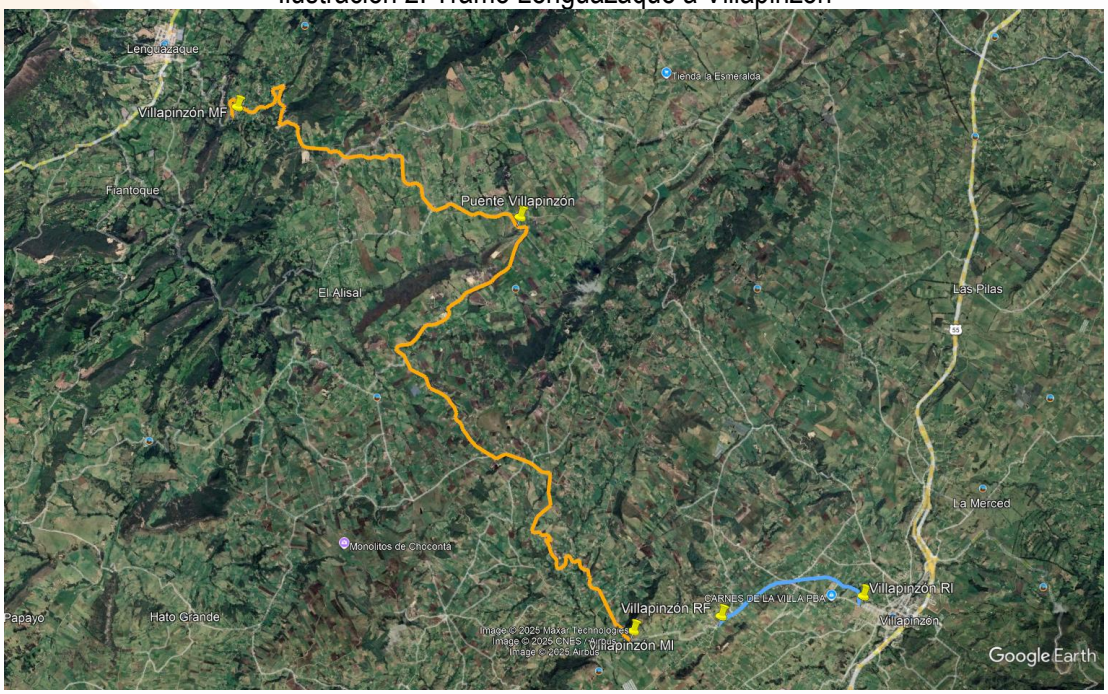
Los estudios y diseños se realizarán en diferentes corredores viales del Departamento. Los cuales se muestran en las siguientes ilustraciones.

Ilustración 1. Localización de los tramos a ejecutar.



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

Ilustración 2. Tramo Lenguazaque a Villapinzón



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 en la región nororiental del departamento de Cundinamarca. El tramo comprende la vía que desde el casco urbano del municipio de Lenguazaque conduce al casco urbano del municipio de Villapinzón, atravesando un territorio caracterizado por relieve ondulado a montañoso, con presencia de laderas y zonas de transición propias de la Cordillera Oriental.

El municipio de Lenguazaque hace parte de la provincia de Ubaté, mientras que el municipio de Villapinzón pertenece a la provincia de Almeidas, ambas ubicadas en el sector nororiental del departamento de Cundinamarca.

El corredor vial comprendido dentro del alcance del proyecto se desarrolla específicamente entre los cascos urbanos de los municipios de Lenguazaque y Villapinzón, constituyendo un eje de conexión relevante para la movilidad regional y el intercambio económico entre las provincias de Ubaté y Almeidas

Ilustración 3. Tramo desde el casco urbano de Lenguazaque al casco urbano de Villapinzón



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 Lenguazaque al Municipio de Villapinzón, 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 está amarrado a los postes de kilometraje existentes en el corredor. De acuerdo con la información recolectada en campo, se tiene lo siguiente:

5.1 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 Promedio de Vía.

TRAMO	ABSCISA	IZQUIERDA (Descripción)	Longitud (m)	ANCHO VÍA (m)	DERECHA (Descripción)	Longitud (m)	ANCHO SECCIÓN (m)
Lenguazaque–Villapinzón	K20+920	Cuneta	0,90	6,10	Cuneta	0,90	7,90
Lenguazaque–Villapinzón	K22+000	Talud	6,00		Talud		6,00
Lenguazaque–Villapinzón	K23+000	Talud	5,90		Talud		5,90
Lenguazaque–Villapinzón	K24+000	Talud	6,50		Cerca	1,00	7,50
Lenguazaque–Villapinzón	K25+200	Talud	5,30		Talud		5,30
Lenguazaque–Villapinzón	K26+000	Cerca	1,80	5,30	Cerca	0,50	7,60
Lenguazaque–Villapinzón	K27+000	Cerca	1,50	5,20	Cerca	0,60	7,30
Lenguazaque–Villapinzón	K29+000	Cerca	0,70	5,50	Cerca	1,40	7,60
Lenguazaque–Villapinzón	K31+000	Cerca	1,20	5,30	Talud	3,00	9,50
Lenguazaque–Villapinzón	K33+500	Cuneta	0,90	4,90	Cun-Cerca	1,10	6,90
Lenguazaque–Villapinzón	K34+000	Cuneta	0,90	4,00	Cun-Cerca	1,40	6,30
Lenguazaque–Villapinzón	K35+000			5,50	Cerca	3,00	8,50
Lenguazaque–Villapinzón	K36+350	Cerca	1,40	6,20	Cer. Colegio	0,90	8,50

TRAMO	ABSCISA	IZQUIERDA (Descripción)	Longitud (m)	ANCHO VÍA (m)	DERECHA (Descripción)	Longitud (m)	ANCHO SECCIÓN (m)
Lenguazaque–Villapinzón	K38+750	Talud	7,00		Talud		7,00
Lenguazaque–Villapinzón	K39+000	Talud	5,90		Cerca	0,60	6,50
Lenguazaque–Villapinzón	K40+000	Talud	6,20		Cerca	0,60	6,80
Lenguazaque–Villapinzón	K41+000	Cun-Cerca	1,00	5,10	Cun Cerca	2,00	8,10

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

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

Ilustración 4 Sección K20+920. Tramo Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 5 Sección K22+000. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 6 Sección K25+200. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 7 Sección K40+000. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 8 Sección K46+280. Tramo de rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

5.2 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 2 Obras de Drenaje. Tramo de Mejoramiento.

Nº	TRAMO	ABSCISA	TIPO	DIÁMETRO TUBERÍA	MATERIAL
1	Lenguazaque–Villapinzón	K20+990	Alcantarilla	36"	Concreto
2	Lenguazaque–Villapinzón	K21+130	Alcantarilla	36"	Concreto
3	Lenguazaque–Villapinzón	K21+220	Alcantarilla	36"	Concreto
4	Lenguazaque–Villapinzón	K21+276	Alcantarilla	36"	Concreto
5	Lenguazaque–Villapinzón	K21+390	Alcantarilla	36"	Concreto
6	Lenguazaque–Villapinzón	K21+550	Alcantarilla	36"	Concreto
7	Lenguazaque–Villapinzón	K21+720	Alcantarilla	36"	Concreto
8	Lenguazaque–Villapinzón	K21+945	Alcantarilla	36"	Concreto
9	Lenguazaque–Villapinzón	K22+080	Alcantarilla	36"	Concreto
10	Lenguazaque–Villapinzón	K22+200	Alcantarilla	36"	Concreto
11	Lenguazaque–Villapinzón	K22+350	Alcantarilla	36"	Concreto
12	Lenguazaque–Villapinzón	K22+550	Alcantarilla	36"	Concreto
13	Lenguazaque–Villapinzón	K22+900	Alcantarilla	36"	Concreto
14	Lenguazaque–Villapinzón	K23+150	Alcantarilla	36"	Concreto
15	Lenguazaque–Villapinzón	K23+250	Alcantarilla	Colmatada	—
16	Lenguazaque–Villapinzón	K23+290	Alcantarilla	36"	Concreto
17	Lenguazaque–Villapinzón	K23+400	Alcantarilla	36"	Concreto
18	Lenguazaque–Villapinzón	K23+700	Alcantarilla	36"	Concreto

Nº	TRAMO	ABSCISA	TIPO	DIÁMETRO TUBERÍA	MATERIAL
19	Lenguazaque–Villapinzón	K23+800	Alcantarilla	24"	Concreto
20	Lenguazaque–Villapinzón	K23+920	Alcantarilla	36"	Concreto
21	Lenguazaque–Villapinzón	K24+400	Alcantarilla	24"	Concreto
22	Lenguazaque–Villapinzón	K24+700	Alcantarilla	36"	Concreto
23	Lenguazaque–Villapinzón	K25+150	Alcantarilla	36"	Concreto
24	Lenguazaque–Villapinzón	K25+250	Alcantarilla	36"	Concreto
25	Lenguazaque–Villapinzón	K25+320	Alcantarilla	36"	Concreto
26	Lenguazaque–Villapinzón	K25+400	Alcantarilla	36"	Concreto
27	Lenguazaque–Villapinzón	K25+500	Alcantarilla	36"	Concreto
28	Lenguazaque–Villapinzón	K25+580	Alcantarilla	36"	Concreto
29	Lenguazaque–Villapinzón	K25+730	Alcantarilla	36"	Concreto
30	Lenguazaque–Villapinzón	K25+900	Alcantarilla	36"	Concreto
31	Lenguazaque–Villapinzón	K26+200	Alcantarilla	36"	Concreto
32	Lenguazaque–Villapinzón	K26+220	Alcantarilla	36"	Concreto
33	Lenguazaque–Villapinzón	K26+260	Alcantarilla	36"	Concreto
34	Lenguazaque–Villapinzón	K26+320	Alcantarilla	36"	Concreto
35	Lenguazaque–Villapinzón	K26+570	Alcantarilla	24"	Concreto
36	Lenguazaque–Villapinzón	K26+700	Alcantarilla	36"	Concreto
37	Lenguazaque–Villapinzón	K26+800	Alcantarilla	36"	Concreto
38	Lenguazaque–Villapinzón	K26+950	Alcantarilla	36"	Concreto

Nº	TRAMO	ABSCISA	TIPO	DIÁMETRO TUBERÍA	MATERIAL
39	Lenguazaque–Villapinzón	K27+700	Alcantarilla	36"	Concreto
40	Lenguazaque–Villapinzón	K27+800	Alcantarilla	24" Doble	Concreto
41	Lenguazaque–Villapinzón	K28+400	Alcantarilla	36"	Concreto
42	Lenguazaque–Villapinzón	K28+800	Alcantarilla	24" Doble	Concreto
43	Lenguazaque–Villapinzón	K29+000	Alcantarilla	36"	Concreto
44	Lenguazaque–Villapinzón	K29+300	Alcantarilla	24"	Concreto
45	Lenguazaque–Villapinzón	K29+400	Alcantarilla	24"	Concreto
46	Lenguazaque–Villapinzón	K29+480	Alcantarilla	24"	Concreto
47	Lenguazaque–Villapinzón	K29+670	Alcantarilla	36"	Concreto
48	Lenguazaque–Villapinzón	K30+400	Alcantarilla	Colmatada	—
49	Lenguazaque–Villapinzón	K30+820	Alcantarilla	36"	Concreto
50	Lenguazaque–Villapinzón	K31+250	Alcantarilla	36"	Concreto
51	Lenguazaque–Villapinzón	K31+500	Alcantarilla	24"	Concreto
52	Lenguazaque–Villapinzón	K31+600	Alcantarilla	24"	Concreto
53	Lenguazaque–Villapinzón	K31+700	Alcantarilla	36"	Concreto
54	Lenguazaque–Villapinzón	K32+150	Alcantarilla	24"	Concreto
55	Lenguazaque–Villapinzón	K32+250	Alcantarilla	24"	Concreto
56	Lenguazaque–Villapinzón	K32+350	Alcantarilla	24"	Concreto
57	Lenguazaque–Villapinzón	K32+500	Alcantarilla	24"	Concreto
58	Lenguazaque–Villapinzón	K32+800	Alcantarilla	36"	Concreto

Nº	TRAMO	ABSCISA	TIPO	DIÁMETRO TUBERÍA	MATERIAL
59	Lenguazaque–Villapinzón	K33+400	Alcantarilla	36"	Concreto
60	Lenguazaque–Villapinzón	K34+030	Alcantarilla	36"	Concreto
61	Lenguazaque–Villapinzón	K34+600	Alcantarilla	36"	Concreto
62	Lenguazaque–Villapinzón	K34+800	Alcantarilla	36"	Concreto
63	Lenguazaque–Villapinzón	K35+200	Alcantarilla	24"	Concreto
64	Lenguazaque–Villapinzón	K35+300	Alcantarilla	24"	Concreto
65	Lenguazaque–Villapinzón	K36+100	Alcantarilla	24"	Concreto
66	Lenguazaque–Villapinzón	K36+500	Alcantarilla	24"	Concreto
67	Lenguazaque–Villapinzón	K36+600	Box Culvert	3.0 m x 1.20 m	Concreto
68	Lenguazaque–Villapinzón	K37+600	Alcantarilla	36"	Concreto
69	Lenguazaque–Villapinzón	K37+800	Alcantarilla	36"	Concreto
70	Lenguazaque–Villapinzón	K38+000	Alcantarilla	24"	Concreto
71	Lenguazaque–Villapinzón	K38+150	Alcantarilla	24"	Concreto
72	Lenguazaque–Villapinzón	K38+350	Alcantarilla	24" Doble	Concreto
73	Lenguazaque–Villapinzón	K38+500	Alcantarilla	36"	Concreto
74	Lenguazaque–Villapinzón	K38+700	Alcantarilla	24"	Concreto
75	Lenguazaque–Villapinzón	K38+820	Alcantarilla	36"	Concreto
76	Lenguazaque–Villapinzón	K38+950	Alcantarilla	36"	Concreto
77	Lenguazaque–Villapinzón	K39+450	Alcantarilla	24"	Concreto
78	Lenguazaque–Villapinzón	K39+550	Alcantarilla	24"	Concreto

Nº	TRAMO	ABSCISA	TIPO	DIÁMETRO TUBERÍA	MATERIAL
79	Lenguazaque–Villapinzón	K39+700	Alcantarilla	24"	Concreto
80	Lenguazaque–Villapinzón	K40+025	Alcantarilla	24"	Concreto
81	Lenguazaque–Villapinzón	K40+150	Alcantarilla	24"	Concreto
82	Lenguazaque–Villapinzón	K40+300	Alcantarilla	24"	Concreto
83	Lenguazaque–Villapinzón	K40+800	Alcantarilla	36"	Concreto
84	Lenguazaque–Villapinzón	K40+920	Alcantarilla	36"	Concreto
85	Lenguazaque–Villapinzón	K40+950	Alcantarilla	36"	Concreto
86	Lenguazaque–Villapinzón	K41+020	Alcantarilla	36"	Concreto
87	Lenguazaque–Villapinzón	K41+070	Alcantarilla	36"	Concreto
88	Lenguazaque–Villapinzón	K41+120	Alcantarilla	36"	Concreto
89	Lenguazaque–Villapinzón	K41+180	Alcantarilla	36"	Concreto

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 9Obras de Drenaje - Tramo de Rehabilitación

Nº	TRAMO	ABSCISA	TIPO	DIÁMETRO TUBERÍA	MATERIAL TUBERÍA
1	Lenguazaque-Villapinzón	K43+460	Alcantarilla	24"	Concreto
2	Lenguazaque-Villapinzón	K43+570	Alcantarilla	24"	Concreto
3	Lenguazaque-Villapinzón	K43+660	Alcantarilla	24"	Concreto
4	Lenguazaque-Villapinzón	K43+775	Alcantarilla	Colmatada	-
5	Lenguazaque-Villapinzón	K43+880	Alcantarilla	24"	Concreto
6	Lenguazaque-Villapinzón	K43+995	Alcantarilla	24"	Concreto
7	Lenguazaque-Villapinzón	K44+170	Alcantarilla	24"	Concreto
8	Lenguazaque-Villapinzón	K44+230	Alcantarilla	24"	Concreto

Nº	TRAMO	ABSCISA	TIPO	DIÁMETRO TUBERÍA	MATERIAL TUBERÍA
9	Lenguazaque-Villapinzón	K44+290	Alcantarilla	24"	Concreto
10	Lenguazaque-Villapinzón	K44+390	Alcantarilla	24"	Concreto
11	Lenguazaque-Villapinzón	K44+490	Alcantarilla	24"	Concreto
12	Lenguazaque-Villapinzón	K44+670	Alcantarilla	24"	Concreto
13	Lenguazaque-Villapinzón	K44+780	Alcantarilla	24"	Concreto
14	Lenguazaque-Villapinzón	K44+920	Alcantarilla	24"	Concreto
15	Lenguazaque-Villapinzón	K45+150	Alcantarilla	24"	Concreto
16	Lenguazaque-Villapinzón	K45+330	Alcantarilla	Colmatada	-
17	Lenguazaque-Villapinzón	K45+480	Alcantarilla	36"	Concreto
18	Lenguazaque-Villapinzón	K45+530	Alcantarilla	36"	Concreto
19	Lenguazaque-Villapinzón	K45+625	Alcantarilla	24"	Concreto
20	Lenguazaque-Villapinzón	K45+725	Alcantarilla	24"	Concreto
21	Lenguazaque-Villapinzón	K45+780	Alcantarilla	24"	Concreto
22	Lenguazaque-Villapinzón	K45+885	Box Coulvert	1,40m x 2,00m	Concreto
23	Lenguazaque-Villapinzón	K45+950	Alcantarilla	24"	Concreto
24	Lenguazaque-Villapinzón	K46+105	Alcantarilla	24"	Concreto
25	Lenguazaque-Villapinzón	K46+225	Alcantarilla	24"	Concreto

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

alcantarillas de 36", (2) alcantarillas a las que no se les pudo determinar el diámetro de la tubería por encontrarse colmatadas y (1) Box Coulvert de 1.40m X 2.0m.

De igual forma en el tramo de mejoramiento se encontraron (24) alcantarillas de 24", (3) alcantarillas dobles de 24", (59) alcantarillas de 36", (2) alcantarillas a las que no se les pudo determinar el diámetro de la tubería por encontrarse colmatadas y (1) Box Coulvert de 3.00m X 1.2 m.

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

Ilustración 10 Alcantarilla K20+990. Tramo mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 11 Alcantarilla K24+400. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 12 Alcantarilla K29+000. Tramo de mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 13 Alcantarilla K34+000. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 14 Alcantarilla K46+225. Tramo de rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

5.3 PUENTES Y/O PONTONES

A lo largo de los 20.4 km que comprenden el tramo de mejoramiento, se encontró un Pontón, en la Abscisa K29+200, con una luz de 12.00 metros y un galibo aproximado de 5.00 metros.

A continuación, se presentan las fotografías de esta estructura:

Ilustración 15 Pontón K29+200. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 16 Pontón K29+200. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

5.4 OBRAS DE CONTENCIÓN

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

Tabla 3 Muros existentes

No de Obra	ABSCISA	LONGITUD (m)	ESPESOR (m)	ALTURA (m)	COSTADO	CLASE
1	K21+220	10,00	1.00	1,70	IZQUIERDO	MURO GAVION
2	K22+200	8,00	0,30	2,70	IZQUIERDO	MURO-ALCANTARILLA EN CONCRETO

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

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 de los muros más representativos en el corredor.

Ilustración 17 Muro en Gaviones K21+220. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 18 Muro-Alcantarilla K22+200. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

5.5 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 4 Sitios Críticos Tramo de Mejoramiento.

Nº	TRAMO	ABSCISAS	TIPO
1	Lenguazaque-Villapinzón	K23+680	Deslizamiento-Sitio Instable
2	Lenguazaque-Villapinzón	K26+500 - K26+540	Deslizamiento-Sitio Instable
3	Lenguazaque-Villapinzón	K27+100 - K27+200	Punto para manejo hidráulico
4	Lenguazaque-Villapinzón	K30+200 - K30+350	Punto para manejo hidráulico
5	Lenguazaque-Villapinzón	K30+600 - K30+800	Punto para manejo hidráulico
6	Lenguazaque-Villapinzón	K38+750	Deslizamiento-Sitio Instable
7	Lenguazaque-Villapinzón	K39+500 - K39+600	Deslizamiento-Sitio Instable

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Tabla 5 Sitios Críticos. Tramo de rehabilitación.

Nº	TRAMO	ABSCISAS	TIPO
1	Lenguazaque-Villapinzón	K43+060 - K43+090	Deslizamiento-Manejo hidráulico

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

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

Ilustración 19 Sitio Critico K23+680. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 20 Sitio Critico K26+500. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 21 Sitio Critico K27+100. Tramo de mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 22 Sitio Critico K30+200. Tramo de mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 23 Sitio Critico K30+600. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 24 Sitio Critico K38+750. Tramo de Mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 25 Sitio Critico K39+500. Tramo de mejoramiento.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 26 Sitio Critico K43+060. Tramo de rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

5.6 ESTADO DEL PAVIMENTO

En los 3.0 km que están dispuestos para rehabilitación, el pavimento se encuentra en un estado regular.
A continuación, se presentan fotografías del estado del pavimento con sus principales daños.

Ilustración 27 Estado del Pavimento Tramo de rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 28 Estado del Pavimento Tramo de rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 29 Estado del Pavimento Tramo de Rehabilitación.



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

Ilustración 30 Estado del Pavimento Tramo de rehabilitación..



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

5.7 CONCLUSIONES

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

- El ancho de la vía en promedio en el tramo de rehabilitación es de 5.75 m.
- El ancho de la vía en promedio en el tramo de mejoramiento es de 5.65 m.
- En el tramo de rehabilitación existen veintidós (22) alcantarillas de 24".
- En el tramo de rehabilitación existen dos (2) alcantarillas de 36".
- En el tramo de rehabilitación se encuentran dos (2) alcantarillas a las que no se les pudo determinar el diámetro de la tubería por encontrarse colmatadas.
- En el tramo de mejoramiento existen veinticuatro (24) alcantarillas de 24".
- En el tramo de mejoramiento existen tres (3) alcantarillas dobles de 24".
- En el tramo de mejoramiento existen cincuenta y nueve (59) alcantarillas de 36".
- En el tramo de mejoramiento se encuentran dos (2) alcantarillas a las que no se les pudo determinar el diámetro de la tubería por encontrarse colmatadas.
- Existe Un (1) Box Coulvert de 1.40m X 2.0m, en el tramo de rehabilitación.
- Existe Un (1) Box Coulvert de 3.00m X 1.2 m, en el tramo de mejoramiento.
- Existe Un (1) pontón de 12.00 m de luz en el tramo de mejoramiento
- Existe Un (1) muro en gaviones de 10.00 m de longitud y 1.70 m de altura en el tramo de mejoramiento.
- Existe Un (1) muro en concreto que hace parte del descole de una alcantarilla de 8.00 m de longitud y 2.70 m de altura en el tramo de mejoramiento.
- Existen Cuatro (4) puntos críticos de geotecnia en el tramo de mejoramiento.
- Existen Tres (3) puntos críticos de hidráulica en el tramo de mejoramiento.
- Existe Un (1) punto crítico de hidráulica en el tramo de rehabilitación.
- El estado del pavimento es regular-malo en el tramo de rehabilitación.
- Solamente se prevé implementar medidas geotécnicas en los sectores localizados entre las abscisas K0+200 – K0+450, K0+650 – K0+700, K1+450 – K1+500, K1+850 – K1+900, K3+430 – K3+460 y K17+410 – K17+480.

6. GEOLOGÍA

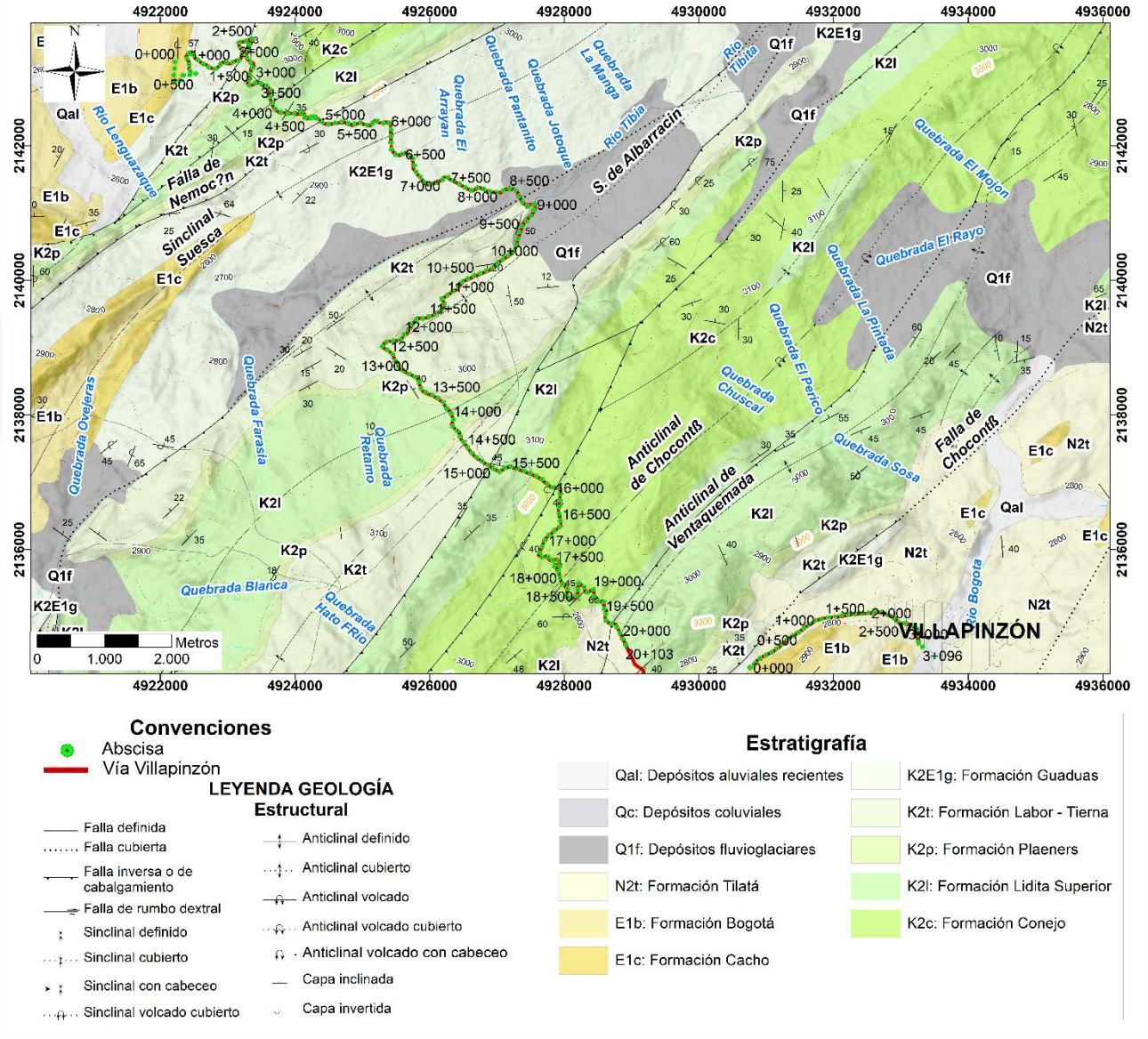
A partir del análisis de la información existente para el área de estudio, fundamentalmente la cartografía geológica y geomorfológica publicada por el SGC, se presenta la caracterización regional del corredor vial, incluidas en la plancha 209 – Zipaquirá.

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 nor-oriental de la plancha 209, conformada en esta parte por la secuencia replegada sedimentitas del Cretáceo superior-Terciario, entre sinclinales y anticlinales y fallas de de cabalgamiento, con rumbo al noroccidente (ver Ilustración 31). Se sobreponen en forma localizada depósitos aluviles y fluvioglaciares, estos últimos con extensión regional importante. Como estructuras importantes se ubican las fallas de Chocontá y Villapinzón por el oriente, Farasia en la parte central y Suesca y Nemocón por el occidente. Al oriente se observan los anticlinales de Ventaquemada y Chocontá y al occidente los sinclinales de Albarracín y Suesca.

Ilustración 31 Marco geológico regional del corredor vial lenguazaque - Vilapinzón



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

6.1.1 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 angosta al oriente del inicio del corredor de rehabilitación, siguiendo el curso sinuoso activo del río, que atraviesa en centro poblado de Villapinzón. 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).

- **Depósitos fluvioglaciares (Q1f)**

Estos depósitos están restringidos a cuencas pequeñas dispersas en la plancha 209, los de mayor extensión se observan en el sinclinal de Río Frío (parte norte), a lo largo de la Falla de Suesca (siguiendo el valle del río tibita o Lenguazaque). Estos depósitos presentan varias geoformas: superficie aplanada (en la zona de cruce del río Lenguazque con la vía), valles en U (al nordeste) y morrenas laterales como las observadas en el sinclinal de Río Frío, en donde recubren unidades paleógenas.

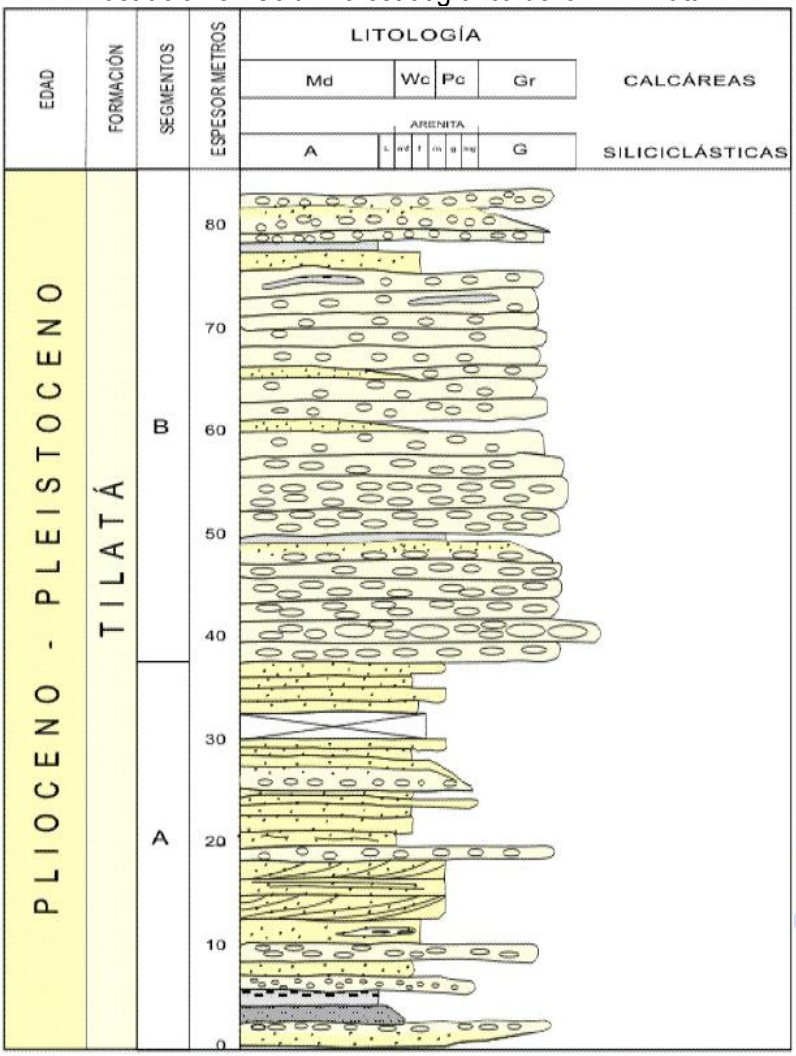
- **Formación Tilatá (N2t)**

Esta unidad, con relieve bajo, constituye las vertientes bajas de los valles de la quebrada Los Arrayanes, en el tramo de rehabilitación, y de la quebrada Negra (o río Ganguita), al extremo sur del corredor de 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 32)*, 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 32 Columna estratigráfica de la Fm. Tilatá



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

- **Formación Bogotá (E1b)**

Esta unidad aflora en la cercanía del corredor vial, hacia la parte media a final del tramo de mejoramiento, en los núcleos de los sinclinales de Suesca y Chequa. Se presenta a continuación apartes seleccionados con la descripción de esta unidad, de la memoria de la plancha 209 (INGEOMINAS, 2003).

"Hubach (1931), denominó Piso de Bogotá a la secuencia del Terciario medio que esta constituido por tres conjuntos, el inferior es arenoso y arcilloso en donde incluía en la base el Horizonte de Cacho; el conjunto medio conformado por arcillolitas abigarradas entre las cuales se intercalan algunos bancos gruesos de areniscas y areniscas arcillosas y el conjunto superior formado por bancos de areniscas gruesas y blandas que alternan con arcillas abigarradas."

"Julivert (1963), determina como localidad tipo de la Formación Bogotá la sección ubicada en la quebrada Zo Grande (flanco occidental del Sinclinal de Usme), la cual suprayace a la Formación Cacho e infrayace la Formación Regadera y esta constituida por intercalaciones de bancos de arcillolitas de colores variados y areniscas en capas muy gruesas."

"La Formación Bogotá en la plancha 209, aflora en los núcleos de los sinclinales de Río Frío (al sur de Neusa), Checua, Teusacá-Suesca, Sesquilé, Sisga y Sueva; en el sinclinal de Sisga suprayace a la Formación Cacho e infrayace a la Formación Regadera mientras que en las otras estructuras mencionadas no aflora el techo. La litología de esta formación genera una morfología suave de valles con esporádicas crestas formadas por areniscas."

Litología: *"La Formación Bogotá es una secuencia de lodolitas con intercalaciones esporádicas de intervalos arenosos que en ocasiones no son continuos. En el sinclinal de Checua, se midieron 575 m desde la base sin llegar al techo. En la columna levantada, los 241 m inferiores presentan buenos afloramientos y la parte superior está cubierta y los afloramientos son esporádicos de lodolitas y areniscas."*

Segmento A: "Con un espesor de 241 m, corresponde a la base de la unidad, la cual se marca con la aparición de areniscas friables con capas de lodolitas de variados colores, azul, rojizo y violeta, que se van intercalando con capas de areniscas de grano fino friables, de color blanco, amarillo y rojizo y es común observar concreciones ferruginosas."
"A medida que se sube en la secuencia se presentan bancos de lodolitas abigarradas, en parte cubiertos, con intercalaciones de intervalos arenosos con espesores de hasta 20 m, constituidos por areniscas rojizas y violetas, de grano fino, dispuestas en capas medias con estratificación ondulosa continua. Hacia la parte superior del segmento, las areniscas en general son de color blanco amarillento, muestran estratificación en artesa y forman capas muy gruesas."

Segmento B: "Con un espesor de 334 m, corresponde a la parte superior de la FormaciónBogotá, los cuales están cubiertos en un 80% y esporádicamente se presentan capas de lodolitas grises y areniscas friables blancas amarillentas; este segmento no se encontró aflorando en ninguna otra localidad dentro de la plancha, por lo cual no se presenta una mejor descripción, sin embargo la morfología deprimida indica un predominio de lodolitas."

Posición estratigráfica y edad: "La Formación Bogotá tiene un contacto basal transicional rápido y concordante con la Formación Cacho, pasa a areniscas friables de variados colores con lodolitas intercaladas y el contacto superior con la Formación Regadera a pesar de aflorar las dos unidades en el sinclinal de Sisga no se determinó debido a la incompetencia de las rocas."

- **Formación Cacho (E1c)**

Dentro del corredor vial la Fm. Cacho aflora an la parte final del tramo de mantenimiento, en el descenso sobre el flanco suroriental del sinclinal de Checua, como un escalón entre la Fm. Guaduas -más blanda- al SE, y la Fm. Bogotá, también más blanda, con geoforma deprimida, al NW. Se presenta a continuación la descripicón estratigráfica y litológica de la unidad, presente en la memoria de la plancha 209-Zipaquirá.

"Hubach (1931), denomina Horizonte del Cacho, al conjunto inferior que aflora en el Piso de Bogotá, él cual tiene una naturaleza "areniscoso-ripioso" y esta constituido por areniscas granulosas, tiernas, de colores amarillos hasta ocre o rosado, con algunos bancos de arcillas abigarradas."

"Julivert (1963), para el Horizonte del Cacho, utiliza el nombre de Formación Cacho, adoptada por la Colombian Society of Petroleum Geologists and Geophysicists (1961, en Julivert, 1963). McLaughlin & Arce (1972), en la cartografía del cuadrángulo K11 Zipaquirá, denominan Formación Cacho a la secuencia conformada por

areniscas conglomeráticas, areniscas de grano fino y medio con intercalaciones de arcillolitas y que es limitada por las Formaciones Guaduas y Bogotá."

"La Formación Cacho en el área de estudio aflora a lo largo de los sinclinales de Río Frío, Zipaquirá, Checua, Teusacá-Suesca, Sesquilé, Sisga y Sueva. Esta unidad forma un relieve pronunciado por lo cual es fácilmente cartografiable; es infrayacida por la Formación Guaduas y suprayacida por La Formación Bogotá. Se reconoce en ella una sola secuencia arenosa como es el caso del Sinclinal de Sueva (E12) o dos niveles arenosos separados por uno arcilloso (Lenguazaque)."

Litología: La columna levantada en la vereda Soatama de Machetá, cerca de 13 km al SE de Villapinzón, tiene 120 m, diferenciado tres segmentos:

- *Segmento A: "Con un espesor de 30 m, en los primeros 10 m, se presenta intercalaciones de capas de areniscas de grano fino y arcillolitas, las capas son tabulares con estratificación plana-ondulosa a paralela y crecientes en espesor; en la base son delgadas y en la parte superior gruesas. Al techo del segmento se presentan capas de areniscas de grano medio y grueso, con laminación paralela dada por color y estratificación cruzada y capas lenticulares de arcillolitas."*

- *Segmento B: "Tiene 20 m de espesor y está constituido por areniscas en capas gruesas, medias y delgadas, cuneiformes, con laminación ondulosa continua y estratificación cruzada a escala pequeña, intercaladas con capas medias lenticulares de arcillolitas. Las areniscas son de colores rojizos y amarillo, de grano fino, medio, localmente grueso y en ocasiones conglomeráticas."*

- *Segmento C: "Constituido por 70 m de areniscas; en los primeros 20 m son de grano medio, dispuestas en capas muy gruesas, separadas por capas delgadas lenticulares de arcillolitas; luego se presentan areniscas de grano grueso y medio en bancos (1,5 m) con laminación y estratificación cruzada a gran escala. Los 50 m superiores son areniscas friables, macizas de colores amarillo, rojizo, azul y violeta, dispuestas en bancos."*

Posición estratigráfica y edad: *"La Formación Cacho es suprayacida por la Formación Bogotá, en contacto neto y concordante, pasa de una capa muy gruesa de areniscas a un nivel de arcillolitas; el contacto inferior se discutió en la Formación Guaduas."*

"La edad de la Formación Cacho, según MacLaughlin y Arce (1972), es Paleoceno con base en paleoflora estudiada por Van der Hammen (1957); Sarmiento (1994 b) hace una mayor precisión al discutir el contacto de la Formación Guaduas con la Formación Cacho y le asigna a esta última una edad de Paleoceno superior."

- **Formación Guaduas (K2E1g)**

La cartografía de la plancha 209 señala el sector final del tramo 1 de rehabilitación y hacia la parte media a final del tramo de mejoramiento, en el núcleo del sinclinal Suesca, en la vertiente norte del río Subachoque, y en el descenso final a Lenguazaque. 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 (K2t)**

La Fm. Labor y Tierna en el corredor vial conforma el flanco oriental de la Falla de Chocontá, al norte del final e inicio de los tramos de rehabilitación y mejoramiento, y en la parte media del tramo de mejoramiento, como parte de estructuras sinclinales y anticlinales contiguas: sinclinales de Albarracín y Suesca, y entre estos el anticinal de Suesca. 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 (K2p)**

Esta unidad aflora en el corredor vial como franjas delgadas, en los flancos de estructuras anticlinales, en las partes inicial, media y final del tramo de mejoramiento. 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 (K2l)**

Esta unidad aflora en el eje de estructuras anticlinales, en la parte media del corredor del tramo de mejoramiento. 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"

- **Formación Conejo (K2c)**

Constituye la base de la secuencia cretácea aflorante en el corredor vial, constituyendo el núcleo de anticlinales como el de Chocontá, en la parte media del tramo de mejoramiento, y el de Guachaneca, al norte del sector final (hacia Lenguazaque), del tramo de mejoramiento. A continuación se presentan apartes seleccionados con la descripción estratigráfica y litológica de esta unidad, de la memoria de la plancha 209.

"El nombre de Formación Conejo fue propuesto por Renzoni (1967 y publicado en 1981), en la plancha 191 Tunja, para referirse a la unidad geológica que suprayace a la Formación San Rafael y que es suprayacida por la Formación Arenisca Dura o Formación Plaeners. La Formación Conejo esta constituida por tres paquetes: el inferior, es una caliza (80 cm), el medio es un intervalo de 7 m de shales gris y areniscas un poco silíceas; y el superior esta constituido por un paquete espeso (272 m) en donde se presentan intercalaciones de capas de shales oscuros con areniscas."

"Etayo-Serna (1968), utiliza esta nomenclatura y la separa en tres conjuntos: el inferior (80m), compuesto por shales negros e intercalaciones de bancos de limolitas o areniscas de grano fino; el segundo es llamado Miembro Cucaita (170 m) conformado por dos segmentos, el inferior (segmento A) calcáreo arenoso y con presencia de amonitas y el segmento superior, B, constituido por arcillolitas y con manifestaciones fosilíferas y el conjunto superior por areniscas y calizas con fósiles."

"En este informe se utiliza Formación Conejo para referirse al conjunto arcilloso y arenoso que aflora en la parte central de la Cordillera Oriental (occidente de la Falla Chocontá) y en el flanco occidental de la misma, que descansa sobre la Formación la Frontera y es suprayacida por la Formación Arenisca Dura y en otros sectores por La Lidita Superior."

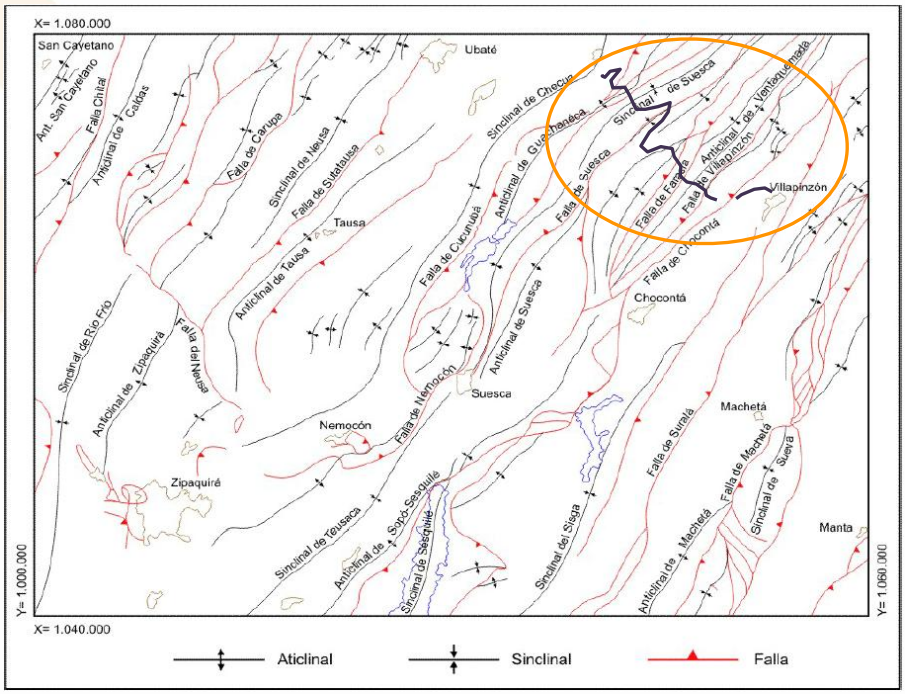
Litología: *"La Formación Conejo es una secuencia constituida por arcillolitas, calizas, limolitas silíceas y areniscas; se caracteriza por presentar intercalaciones de arcillolitas en bancos gruesos con capas medias a muy gruesas de areniscas que generan una morfología de valles y crestas."*

6.1.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

El tren estructural en el área del corredor vial sigue el rumbo sudoeste-nordeste, con fallas de cabalgamiento que separan plegamientos de variada magnitud. El sector oriental, por donde discurre el Tramo 1-Rehabilitación, está dispuesto como un gran monoclinal, con dominio de buzamiento al sudeste, en sedimentitas del Terciario superior-Neógeno (Formaciones Cacho, Bogotá y Tilatá), entre trazos de falla de cabalgamiento (Falla de Chocontá), con vergencia al oeste. El tramo 2-Mejoramiento, se desarrolla entre estructuras anticlinales y sinclinales y fallas de cabalgamiento, con vergencia tanto al oeste como al este, que pliegan y fallan la secuencia Cretáceo-Terciaria, que abarca desde la Formación Conejo, el Grupo Guadalupe y la Formación Guaduas (Ilustración 33).

La memoria de la plancha 209 diferencia, estructuralmente, el área del corredor vial en la zona central, entre la Falla de Sutatausa al occidente y la Falla de Suralá. "*Geográficamente corresponde al núcleo de la cordillera y se caracteriza por pliegues sinclinales amplios simétricos y anticlinales angostos, con flancos invertidos y controlados por las fallas longitudinales inversas, con dirección N40ºE, de vergencias tanto al oriente como al occidente y que presentan sinuosidad. Hacia el sur las estructuras sinclinales quedan fosilizadas dentro de depósitos cuaternarios y solo se observan los anticlinales."*

Ilustración 33 Esquema tectónico de la plancha 209-Zipaquirá, señalando en círculo naranja la zona con los tramos viales Villapinzón-Lenguazaque



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

6.2 GEOLOGÍA LOCAL

La geología del corredor geotécnico se complementa fundamentalmente con las coberturas cuaternarias, desde los hallazgos de campo y el análisis de imágenes. En el inicio del corredor de mejoramiento la vía se desarrolla en media ladera, con sección muy abrupta, desarrollada sobre una sierra elongada de sur a norte, en rocas de la Fm. Cacho, dispuestas favorablemente (buzamiento hacia el interior del talud: 87/23°, 89/27°). Aflora una secuencia de cuarzo-areniscas friables, intercaladas con arcillolitas grises. Son comunes depósitos de vertiente (Qdv) en este piedemonte, justamente donde se desarrolla la vía, detectados tanto en campo como en la fotointerpretación.

Al respaldo de esta sierra estructural se desarrolla sobre la Fm. Guaduas (K2E1g), dispuesta monoclinalmente, con buzamiento al oriente, como una vertiente amplia. Son comunes coberturas de depósitos de vertiente, y algunas franjas aluviales. Hacia la parte alta de la vertiente, ya sobre el cretáceo, definido sobre las formaciones Labor y Tierna (K2t), Plaeners (K2p) y Lidita Superior (K2l), se diferencia una franja de abanico fluvio-glaciar (Qafg), en el cruce de la Falla de Nemocón (K4), que marca el inicio del amplio sinclinal de Suesca, conformado totalmente sobre K2E1g. Esta zona corresponde a la margen norte del valle del río Lenguazaque, cruzado por la vía en el K8+800.

El río Lenguazaque corre de NE a SW, sobre un fondo amplio de depósitos fluvio-glaciares (Q1f), diferenciados en la cartografía regional, así como una franja más restringida de depósitos de terraza (Qt) y aluviales (Qal), acumulados por el mismo río y afluentes importantes. Desde la serranía que bordea la margen izquierda-sur del río, se diferencia la secuencia cretácea, comenzando con su base (K2t), entre sucesiones de pliegues anticlinales y sinclinales, afectados por fallas de cabalgamiento, principalmente con vergencia al occidente.

A partir de la divisoria de aguas del río Lenguazaque (K12+500), hacia el sur, las laderas comienzan a tener fuerte influencia de los ciclos glaciares cuaternarios, suavizado las pendientes y escarpes de niveles duros, y generando amplios depósitos de abanicos fluvio-glaciares (Qafg), que se sobreponen a la secuencia cretácea cartografiada por la geología regional, principalmente por los extensos afloramientos de la Fm. Conejo (K2c), base de la secuencia estratigráfica en el corredor, que constituyen el núcleo del anticlinal de Chocontá, entre el K16 al K19, aproximadamente. El fondo del valle de la Q. Guangüita, sobre cuya margen izquierda, nor-oriental, se desarrolla la vía, es cubierto por un extenso depósito de abanico fluvio-torrencial (Qaft), detectado en el análisis de imágenes.

El tramo de rehabilitación se desarrolla hacia el fondo de la quebrada Los Arrayanes, la cual nace prácticamente en el inicio del tramo. La vía sigue por la margen derecha-sur del valle, inicialmente sobre niveles residuales arcillosos sobre la Fm. Guaduas, continuado poco más adelante sobre la Formación Cacho, en una vertiente estructural asociada con un amplio sinclinorio al sur. En la ladera, a partir del análisis de imágenes, se aprecian depósitos de glacis (Qga) cubriendo la vertiente, entre K0+400 y K1+600. En el fondo del valle se diferencian, mediante el análisis de imágenes, un extenso depósito de abanico fluvio-torrencial (Qaft), que sigue el cauce de la Q. Los Arrayanes, sobre los que se ubica la calzada entre el K0+900 y K1+300 y K1+600 al K2+050.

El sector final de rehabilitación, entre el K2+100 y el K3+096, discurre entre la vertiente sur-margen derecha de la Q. Los Arrayanes, constituida por la Fm. Tilatá N2t, y cubierta por abanicos coluviales (Qac), determinados en los análisis de imágenes. El cauce de la quebrada muestra una franja estrecha de acumulación fluvial (Qal). La margen izquierda de la quebrada corresponde a una terraza alta (Qta), antigua.

En los últimos 120 m se ha configurado un depósito antrópico amplio (Qan), por la intervención de un área en la periferia del centro poblado de Villapinzón. En las Ilustración 34, Ilustración 35 e Ilustración 36 se presenta la cartografía local del corredor geotécnico definido.

Los sondeos exploratorios realizados en los estribos del puente sobre el río Lenguazaque, muestran inicialmente depósitos con granulometría fina: limos arenosos y arcillosos, que alcanzan profundidad de 6,5 m en el sondeo 1 (margen izquierda-lado de Villapinzón), y 4,6 m en sondeo 2 (margen derecha), los cuales se interpretan como depósitos aluviales recientes (Qal), que constituyen la planicie aluvial del río. Están infrayacidos por arenas de grano grueso, con niveles de gravas finas a medias, con arena, hasta alcanzar la profundidad total de 20 m en sondeo 1 y 19 m en sondeo 2, interpretados por los depósitos fluvio-glaciares

En el sondeo 1 (K17+450), en sondeo de 5 m, se observa una secuencia de lodolitas con niveles arenosos, meteorizada, correlacionable con la Formación Conejo (K2c).

En el sondeo 2 (K3+460), el cual alcanza 6 m, se aprecia inicialmente limos arcillosos que cambian rápidamente a limos arenosos, con gravas finas a gruesas, interpretados como el perfil de saprolito sobre la Fm. Lidita superior (K2l), con el nivel IIA-transición saprolito-roca, limo arcilloso con gravas finas a gruesas, al final del sondeo.

En el sondeo 3 (K0+430), secuencia de limos arcillosos en superficie, con cambio a arena limosa en 4 m, seguida de fragmentos de arenisca meteorizada en matriz limo-arcillosa, interpretados como los perfiles residuales de la Fm. Guaduas (K2E1g) en superficie, infrayacidos por la Fm. Cacho (E1c), por debajo de los 4 m.

Los sondeos 4, 5 y 6, ubicados entre el K0+200 y el K0+400, están constituidos por intercalación de capas de arcillolitas y areniscas meteorizadas, correlacionables con la Fm. Cacho (E1c).

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

Ilustración 34 Geología tramo de mejoramiento K0+000 – K11+000

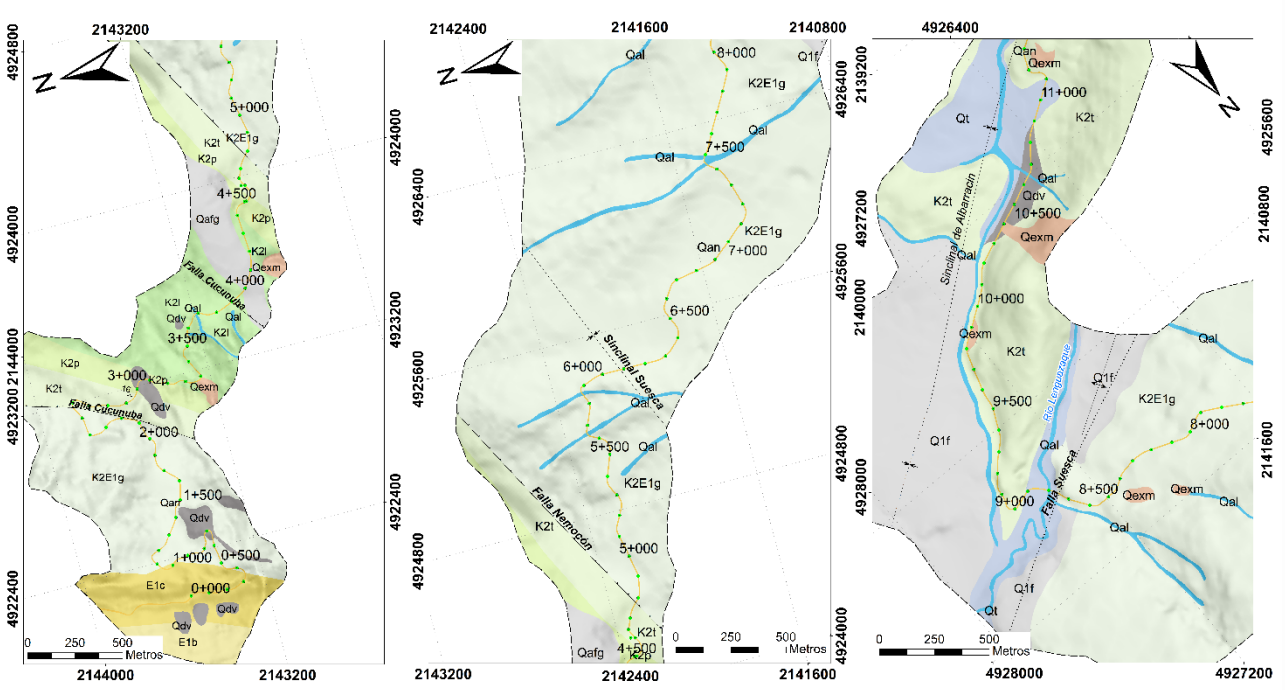


Ilustración 35 Geología tramo de mejoramiento K11+000 – K20+103

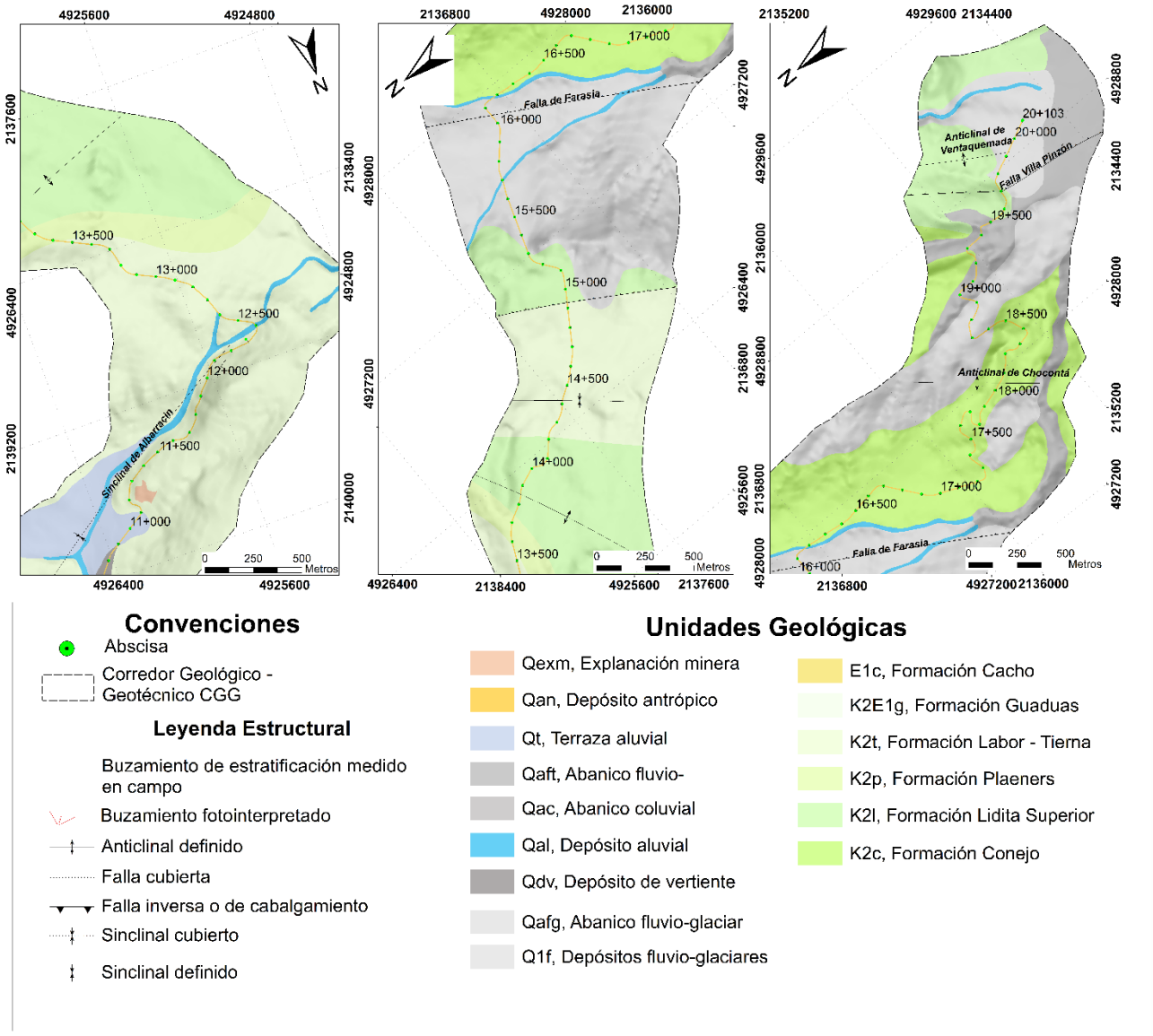
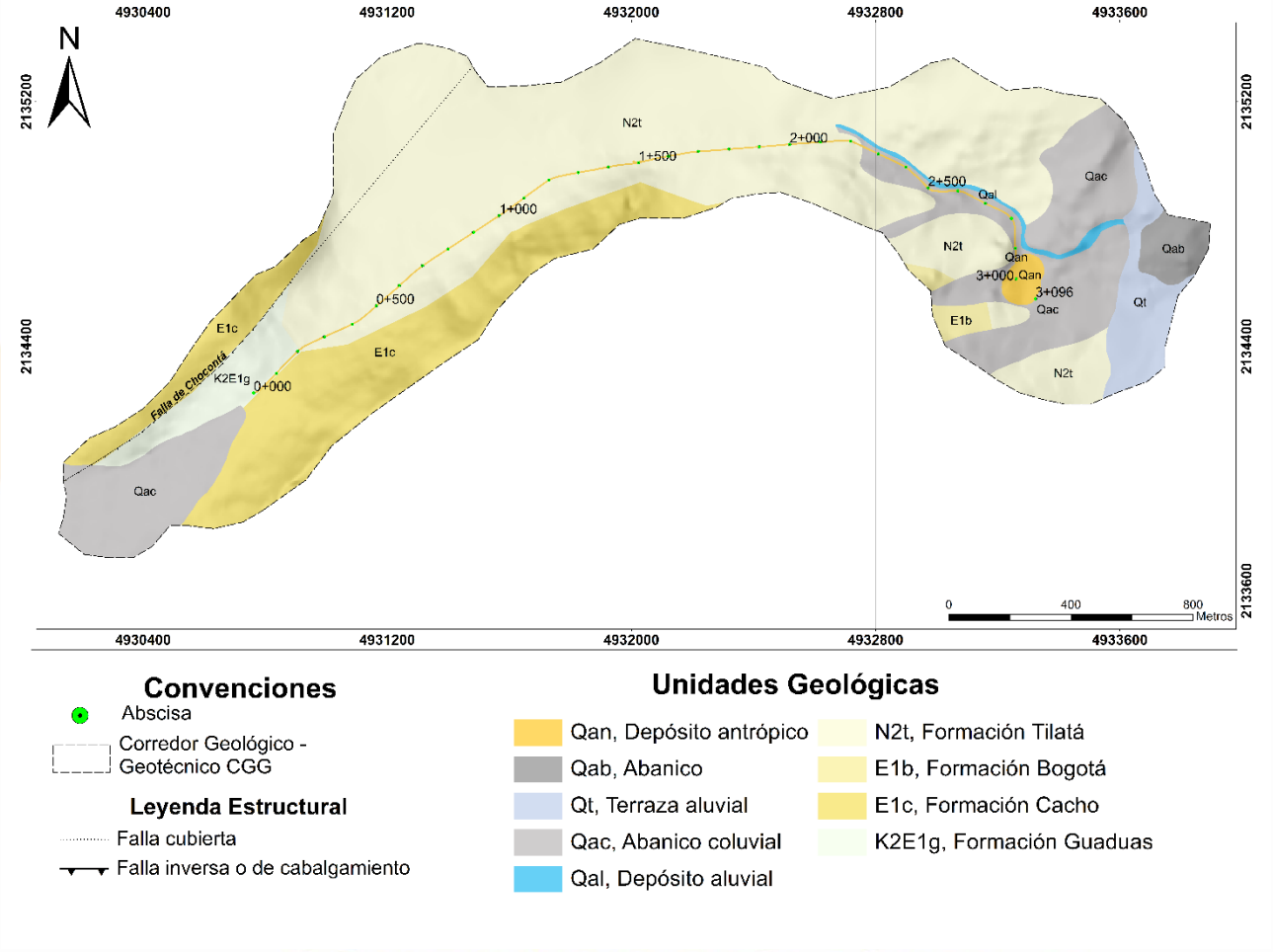


Ilustración 36 Geología tramo de rehabilitación K0+000-K3+096



Convenciones

- Abscisa
- Corredor Geológico - Geotécnico CGG

Leyenda Estructural

- Falla cubierta
- Falla inversa o de cabalgamiento

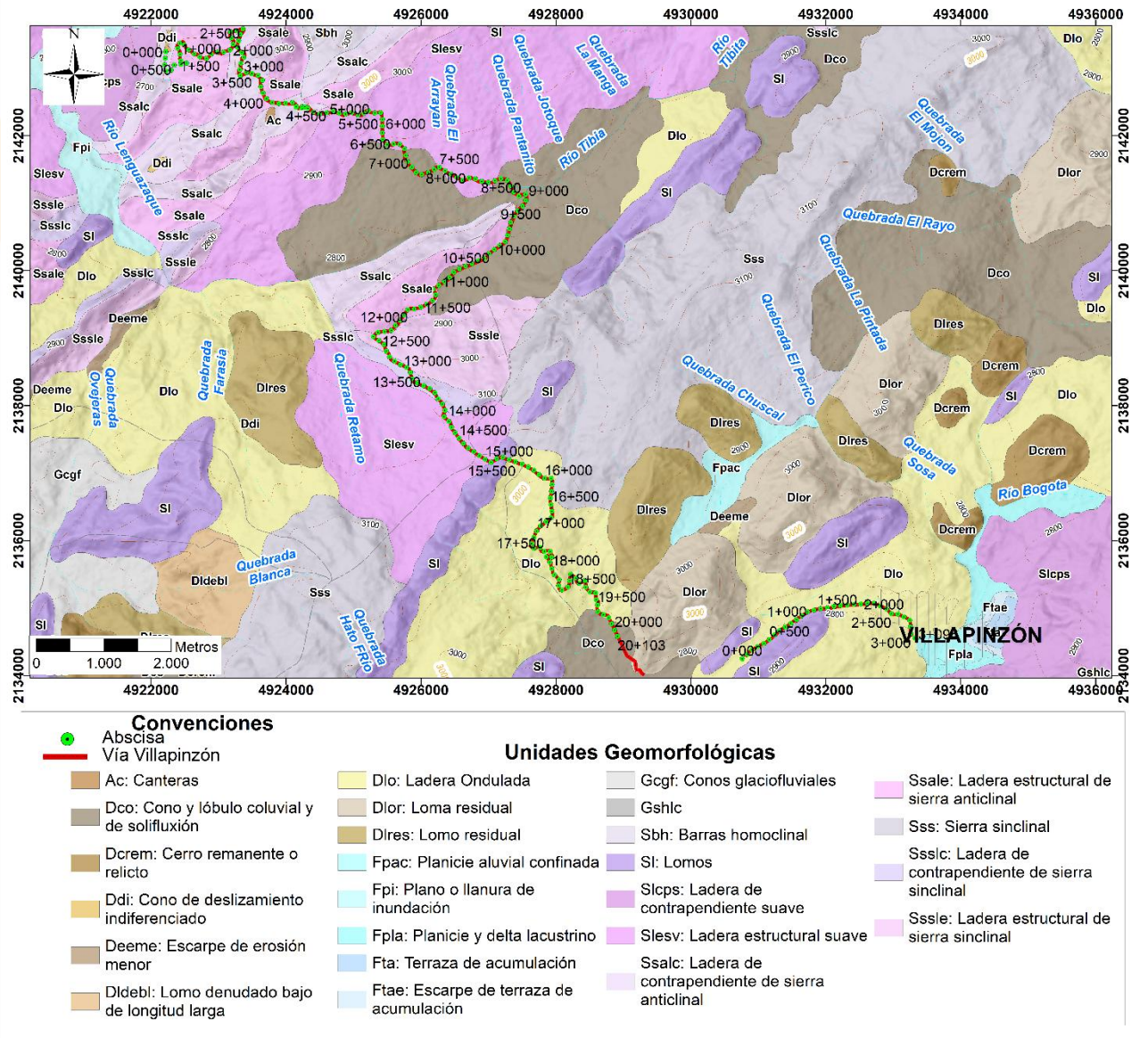
Unidades Geológicas

- Qan, Depósito antrópico
- Qab, Abanico
- Qt, Terraza aluvial
- Qac, Abanico coluvial
- Qal, Depósito aluvial
- N2t, Formación Tilatá
- E1b, Formación Bogotá
- E1c, Formación Cacho
- K2E1g, Formación Guaduas

6.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

La cartografía geomorfológica de la plancha 209-Zipaquirá (SGC-UPTC, 2018), como se aprecia en la Ilustración 37, muestra la intercalación y dominio de geoformas de origen estructural y denudacional, con sectores de ambiente fluvial.

Ilustración 37 Geomorfología regional corredor vial Villapinzón - Lenguazaque



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:

6.3.1 GEORFORMAS DE ORIGEN FLUVIAL

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

Corresponde a la planicie aluvial antigua del río Bogotá, inmediatamente al oriente del inicio del tramo 1-Rehabilitación. SGC-UPTC (2018), describe esta unidad 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."

- **Plano o llanura de inundación (Fpi)**

Asociada con el fondo aluvial del río Lenguazaque, al occidente de la finalización del tramo 2-Mejoramiento. Se describe como:
"Superficies de morfología plana, baja a ondulada, eventualmente inundable. Se origina por el desbordamiento y depositación de materiales acarreados por un cauce aluvial, sobre zonas adyacentes a los mismos, en este caso a los ríos Lenguazaque y otros en la zona, limitados localmente por escarpes de terraza. Incluye los planos fluviales menores en formas de "U" o "V". Se presentan como superficies estrechas, alargadas y profundas. Compuesta por materiales trasportados y acumla dos en sus costados conformando depósitos aluviales (Qal)."

- **Escarpe de terraza de acumulación (Ftae)**

Corresponde al escarpe que bordea por el occidente la terraza sobre la que se asienta el centro poblado de Villapinzón, al oriente del inicio del tramo 1-Rehabilitación.
"Se define una superficie vertical a subvertical, de forma recta, de longitud corta a muy corta, con pendiente abrupta. Su origen es relacionado a la incisión y profundización del cauce de los ríos Bogotá, Neusa y la Quebrada La Despensa, sobre los sedimentos aluviales que conforman a las terrazas, y que están constituidas por gravas, arenas, limos y arcillas. Unidad localizada en los municipios de Villapinzón, Cajicá, Chocontá, Tejar y Veracruz, Cogua, Sopó, Tocancipá y Zipaquirá. La unidad se ubica a una altura promedio de 2.594 m.s.n.m."

- **Planicie aluvial confinada (Fpac)**

Unidad morfológica cartografiada al norte del inicio del tramo 2 de Mejoramiento. Se describe en la memoria de la plancha 209 así:
"Franja de terreno de morfología plana, muy angosta eventualm ente inundable, en forma de "U", limitada por otras geoformas de morfología colinada, alomada o montañosa, que bordean los cauces fluviales, en los cuales se observa el estrangulamiento o estrechamiento del mismo. Esta geoforma tiene pendiente variable entre plana, suavemente inclinada a inclinada, y está constituida por materiales aluviales, entre ellos arenas, limos y arcillas, que son transportados y depositados por las corrientes."

6.3.2 GEORFORMAS DE ORIGEN DENUDACIONAL

- **Ladera ondulada (Dlo)**

Esta unidad conforma la mayor parte del relieve del tramo 1 en rehabilitación, y sobre un amplio sector luego del inicio del tramo 2. Se describe como:

"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."

- **Cono y lóbulo coluvial y de solifluxión (Dco)**

Constituye, junto con Dlor, el relieve en el incio del tramo 2 de mantenimiento. Esta descrito de la siguiente manera:
"Se presenta como conos o lóbulos con morfología alomada baja, con pendiente inclinada, con gran longitud. Se asocia a procesos de transporte y depositación de materiales sobre las laderas, por efecto de procesos hidrogravitacionales en suelos saturados y no saturados. Esta constituido por bloques y fragmentos heterométricos de rocas preexistentes, embebidos en una matriz generalmente arcillosa a areno limo arcillosa. Se localiza en los municipios de Cajicá, Carmen de Carupa , Chocontá, Cogua, Cucunubá, entre otros."

- **Loma residual (Dlor)**

Geoformas alineadas de sudoeste a nordeste al norte del inicio del tramo 2-Mantenimiento, desarrolladas sobre la Fm. Lidita Superior. Es descrita de la siguiente manera:

"Se presenta como una prominencia topográfica con morfología a lomada y elongada, con altura relativa menor de 200 metros, compuesta por laderas de longitud variable entre corta a moderadamente larga, con pendiente muy inclinada a inclinada y de forma convexa. Litológicamente se generó sobre rocas de las formaciones Bogotá (E1b), Ca cho (E1c), Churuvita (K2ch), Conejo (K2c), Guaduas (K2E1g), Labor y Tierna (K2t), Lidita Superior (K2l), entre otras. Se localiza en los municipios de Villapinzón, Chocontá, Suesca, Tocancipá, Ubaté, entre otros."

- **Cono de deslizamiento indiferenciado (Ddi)**

Unidad de relieve puntual, diferenciada en el descenso final del tramo 2-Mejoramiento, en la vertiente oriental del río Lenguazaque. Es descrita así:
"Estructura en forma de cono o lóbulos, los cuales tienen un índice de contraste del relieve muy bajo y longitud variada. Se producen sobre suelos cuando los materiales pertenecientes a una ladera se saturan o sobrecargan, reduciendo su resistencia al corte a tal punto de sobrepasar el equilibrio límite del material e iniciado su desplazamiento cuesta abajo, y sobre rocas cuando se tienen planos preferentes que contribuyen al movimiento de un bloque de roca; ejemplo estratificación, diaclasas entre otras. Se localiza en los municipios de Lenguazaque, San Cayetano y Suesca."

6.3.3 GEOFORMAS DE ORIGEN ESTRUCTURAL

- **Lomos (Sl)**

Geoformas que se intercalan en el corredor vial, flanqueando la parte media a final del tramo 1-Rehabilitación y cruzando la parte media del tramo 2, asociado con trazos de falla. Se describe así:
"Prominencias topográficas con índice de relieve bajo, cimas alargadas y subredondeadas, que siguen la tendencia estructural regional, de laderas cortas a moderadamente largas, cóncavas a rectas y pendientes inclinadas a abruptas. Se relaciona con la acción conjunta de procesos tectónicos moderados a intensos asociado a las fallas de Carupa, Sutatausa, Cucunubá, Suesca, Farasia, Chocontá, Suralá y Machetá. Esta compuesta por rocas de las formaciones Conejo (K2c), Lidita Superior (K2l), Guaduas (K2E1g), Bogotá (E1b), Tilatá (N2t), entre otras."

- **Ladera estructural suave (Slesv)**

Unidad con relieve suave, estructurado, en la pare media del tramo 2 de mejoramiento. Se describe de la siguiente manera:
"Superficie en declive, inclinada a muy inclinada, moderadamente larga aextremadamente larga. Definida por estratos paralelos al sentido de la inclinación del terreno, se caracterizan por ser una continuación de las laderas estructurales, pero con una menor pendiente asociada a cambios litológicos, desarrollándose sobre los flancos del anticlinal de Zipaquirá, y de los sinclinales de Checua, Sueva, Suesca y algunas estructuras homoclinales. Se desarrolla sobre rocas de las formaciones Chipaque (K2cp), Plaeners (K2p), Guaduas (K2E1g), Cacho (E1c), Bogotá (E1b)."

- **Ladera de contrapendiente de sierra sinclinal (Ssslc)**

Geoforma alargada y angosta que sigue un sector corto hacia la parte media del tramo 2. Esta descrita así:
"Superficie subvertical, de forma convexa a recta, con pendiente muy a brupta, con longitudes variables entre cortas a largas. Se generan por estratos dispuestos en contra de la pendiente del terreno. Desarrollada en la ladera estructural de los sinclinales de Río Frío, Neusa, Lenguazaque, Sueva, Checua y Sesquile. Desarrollada en rocas de las formaciones Chipaque (K2cp), Conejo (K2c), Lidita Superior (K2l), Arenisca Dura (K2d), Plaeners (K2p), Guaduas (K2E1g), entre otras. Se localiza en Carmen de Carupa, Chocontá, Cogua, Cucunubá, Machetá, entre otros."

- **Ladera estructural de sierra sinclinal (Sssle)**

Unidad morfológica en las vertientes de la parte media del tramo 2. Se describe como:
"Superficie inclinada, de forma cóncava convexa, con pendiente muy inclinada, de longitud moderadamente larga a muy larga. Definida por estratos dispuestos en el mismo sentido de la inclinación del terreno y relacionadas a los flancos de los sinclinales de Río Frío, Neusa, Lenguazaque, Sueva, Checua y Sesquile. Se desarrolla sobre rocas de las formaciones Chipaque (K2cp), Conejo (K2c), Lidita Superior (K2l), Arenisca Dura (K2d), Plaeners (K2p), entre otras. Se encuentran en los municipios de Carmen de Carupa, Chocontá, Cogua, Cucunubá, entre otros."

- **Ladera estructural de sierra anticlinal (Ssale)**

Unidad morfológica en las vertientes de la parte media del tramo 2. Se describe como:
"Superficie en declive, de forma cóncava – convexas, con pendiente muy abrupta a abrupta, con longitud moderadamente larga a larga. Definida por estratos dispuestos en el mismo sentido a la inclinación del terreno. Se relacionan a los anticlinales de Machetá, Tausa, Tábano, Guachaneca y San José. Se desarrolla sobre rocas de las formaciones Labor y Tierna (K2t), Une, Churuvita (K2ch), Simijaca (K2s), Arenisca Dura (K2d), Plaeners

(K2p), Guaduas (K2E1g), entre otras. Se localiza en Chocontá, Lenguazaque, Machetá, Pacho, San Cayetano, entre otros."

- **Ladera de contrapendiente de sierra anticlinal (Ssalc)**

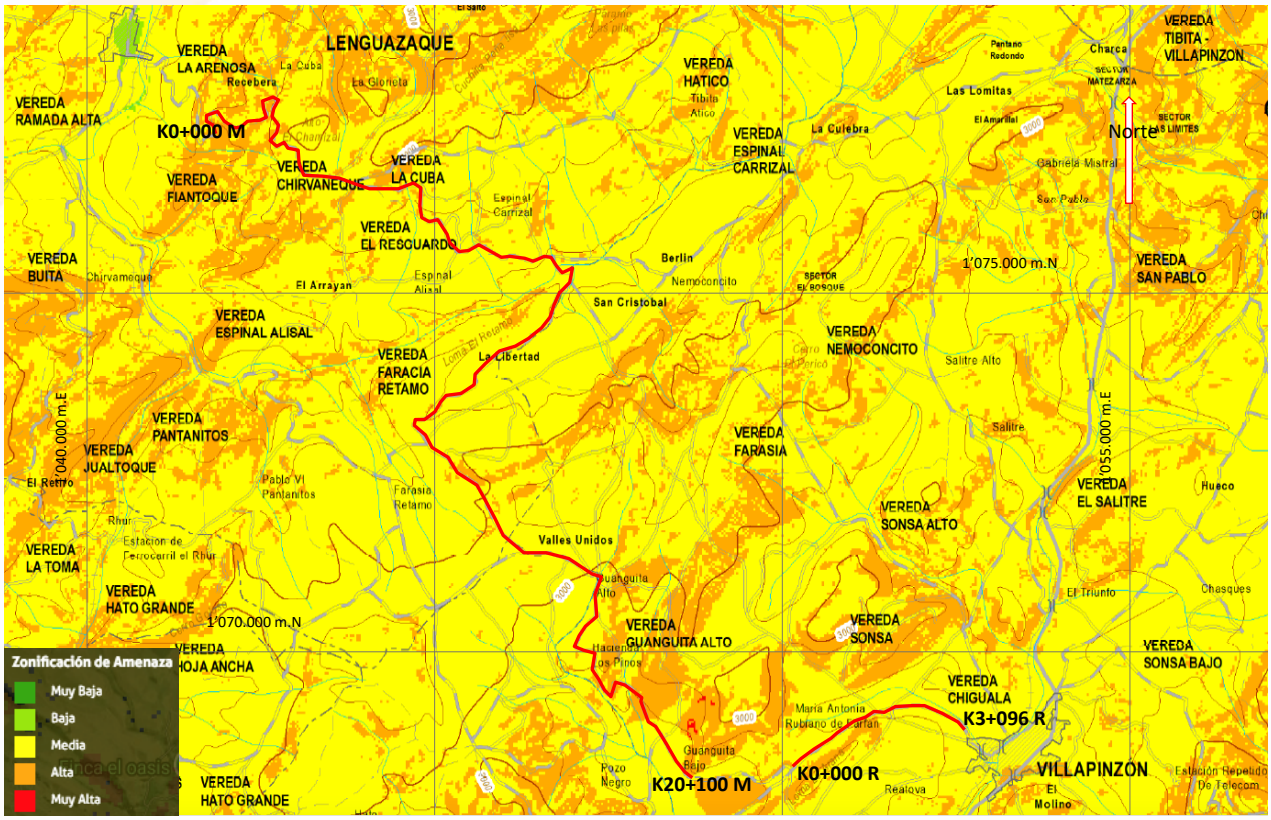
Geoforma alargada en la parte media del tramo 2-Mejoramiento. Su descripción es la siguiente:
"Superficie subvertical, con pendiente muy inclinada a muy abrupta, de longitudes kilométricas, de hasta 4,2 km, de forma cóncava a convexa, generada por estratos dispuestos en contra de la pendiente del terreno. Desarrollada en la ladera estructural de los anticlinales de Machetá, Tausa, Tabano, Guachaneca y San José, debido a la acción de procesos de erosión, meteorización o tectonismo que cortan y moldean la estructura original. Compuesta por rocas de las formaciones Labor y Tierna (K2t), Une (K1K2u), Churuvita (K2ch), Simijaca (K2s), Frontera (K2f), Arenisca Dura (K2d), entre otras."

6.4 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 38). En el catálogo de inventarios no se registran eventos de procesos de remoción en masa en el corredor vial.

Ilustración 38 Zonificación de amenaza por movimientos en masa en el corredor vial Villapinzón-Lenguazaque
Se señalan en rojo los tramos viales en estudio

Fuente: Elaboración propia sobre mapa de amenaza plancha 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 8 sondeos localizados a lo largo del corredor.

La profundidad de ejecución de estos varios desde los 6.0m a los 20.0m de profundidad. Se encontró nivel freático en 2 de los 8 sondeos.

En la Ilustración 39 Localización de sondeos, se presenta la localización de los sondeos ejecutados sobre el corredor:

Ilustración 39 Localización de sondeos.



Fuente: Elaboración propia a partir de Google Earth ©

En la Tabla 6 , se presenta la ubicación y coordenadas de los sondeos ejecutados en el corredor.

Tabla 6 Localización de sondeos

SONDEO	LATITUD	LONGITUD	ABSCISA	PROF PERFORACIÓN (m)	NIVEL FREÁTICO
Puente Villapinzón S1	-73° 39' 19.33"	5° 16' 37.01"	K8+885	20	5.00
Puente Villapinzón S2	-73° 39' 20.10"	5° 16' 37.59"	K8+855	20	7.00
Villapinzón S1	-73° 39' 6.99"	5° 13' 44.65"	K17+460	6	NR
Villapinzón S2	-73° 41' 27.07"	5° 17' 36.18"	K3+520	6	NR
Villapinzón S3	-73° 42' 5.01"	5° 17' 37.43"	K0+423	6	NR
Villapinzón S4	-73° 42' 7.10"	5° 17' 35.27"	K0+330	9	NR
Villapinzón S5	-73° 42' 8.80"	5° 17' 36.58"	K0+285	6	NR
Villapinzón S6	-73° 42' 9.28"	5° 17' 38.35"	K0+220	9	NR

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.

En el ANEXO 1 REGISTROS DE PERFORACIÓN, se presentan los perfiles de campo de la ejecución de sondeos ejecutada para el tramo.

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.

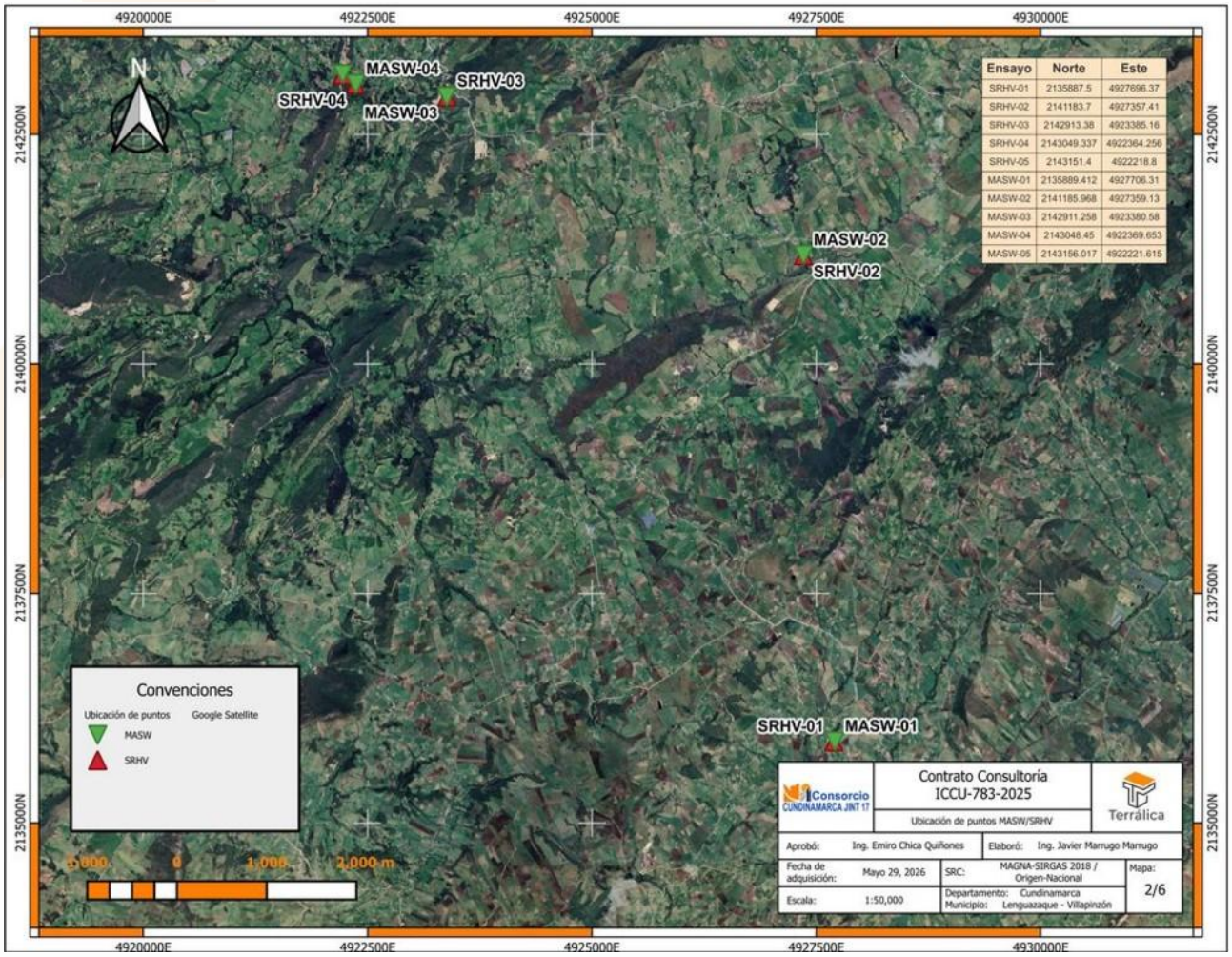
Para el presente estudio se emplearon los métodos de Tomografía de Refracción Sísmica (TRS) y Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW), técnicas ampliamente utilizadas en estudios geotécnicos por su capacidad para determinar la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno. La 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 5 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 40 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 40 Ubicación líneas sísmicas.



Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 41 Ubicación de TRS-01



Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 42 Ubicación de TRS-02



Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 43 Ubicación de TRS-03



Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 44 Ubicación de TRS-04 Y TRS-05



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 45 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-01

ódulos Geotécnicos | Contrato Consultoría ICCU-783-2025, Villapinzón, Cundinamarc — MASW-01

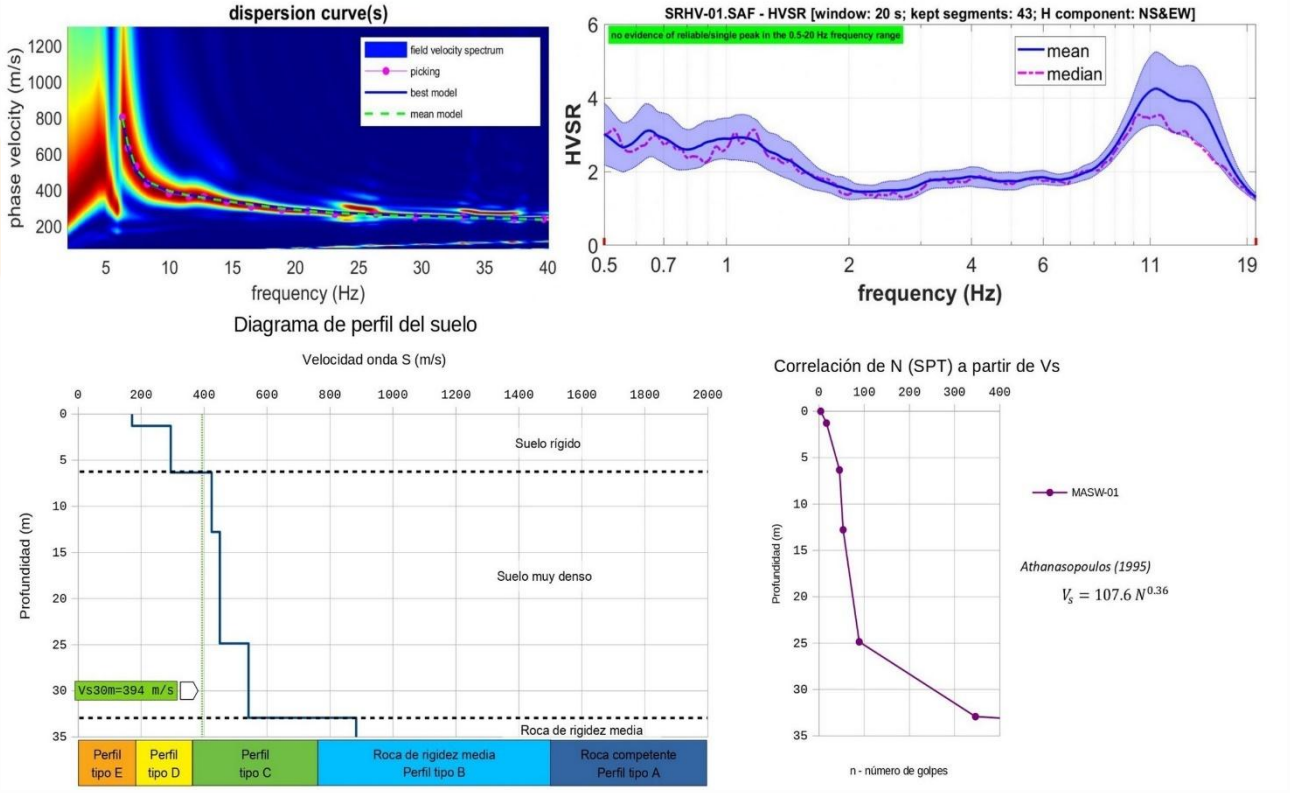
Elevación (msnm)	Profundidad (m)	Velocidad onda P (m/s)	Velocidad onda S (m/s)	Densidad (kg/m³)	N	Coeficiente Poisson	Módulo cortante (Mpa)	Módulo de Young (Mpa)	Módulo Bulk (Mpa)
0.0	0.0	336	171	1800	4	0.33	53	140	203
-1.3	1.3	541	294	1940	16	0.29	168	433	568
-6.3	6.3	1,094	424	2040	45	0.41	367	1,035	2,442
-12.8	12.8	1,048	450	2060	53	0.39	417	1,157	2,263
-24.9	24.9	1,327	541	2110	89	0.40	618	1,730	3,716
-32.9	32.9	1,417	883	2240	346	0.18	1,747	4,131	4,498
-43.9	43.9	4,091	2153	2490	4,117	0.31	11,542	30,205	41,673

Vs30m

Capa	Profundidad (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	1.3	1.3	171
2	6.3	5.1	294
3	12.8	6.5	424
4	24.9	12.1	450
5	30.0	5.1	541

Vs30m=394 m/s

Perfil suelo muy denso o roca blanda: tipo C



Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 46 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-02

ódulos Geotécnicos | Contrato Consultoría ICCU-783-2025, Villapinzón, Cundinamarc — MASW-02

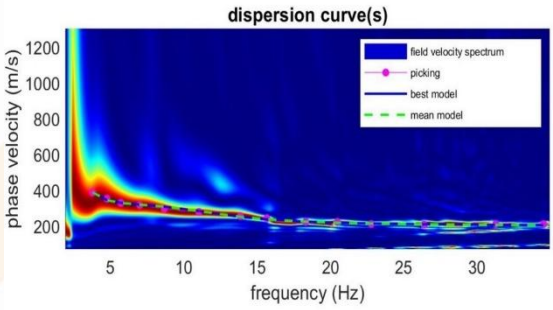
Elevación (msnm)	Profundidad (m)	Velocidad onda P (m/s)	Velocidad onda S (m/s)	Densidad (kg/m³)	N	Relación de Poisson	Módulo cortante (Mpa)	Módulo de Young (Mpa)	Módulo Bulk (Mpa)
0.0	0.0	415	208	1850	6	0.33	80	213	319
-2.5	2.5	548	232	1880	8	0.39	101	281	565
-7.5	7.5	914	342	1980	25	0.42	232	657	1,654
-15.9	15.9	682	406	2030	40	0.23	335	820	944
-21.2	21.2	736	353	1990	27	0.35	248	670	1,078
-45.3	45.3	1,282	663	2160	156	0.32	949	2,502	3,550
-53.4	53.4	1,320	664	2160	157	0.33	952	2,534	3,764
-63.4	63.4	1,320	664	2160	157	0.33	952	2,534	3,764

Vs30m

Capa	Profundidad (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	2.5	2.5	208
2	7.5	5.0	232
1	15.9	8.4	342
2	21.2	5.4	406
1	30.0	8.8	353

Vs30m=312 m/s

Perfil suelo rígido: tipo D



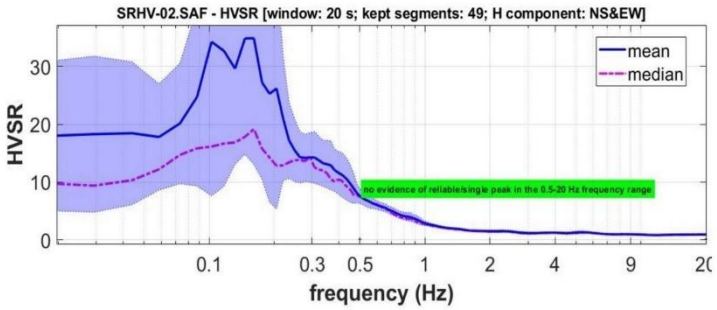
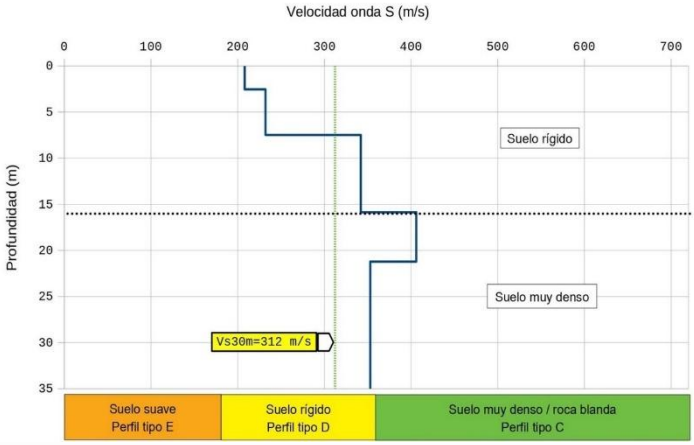
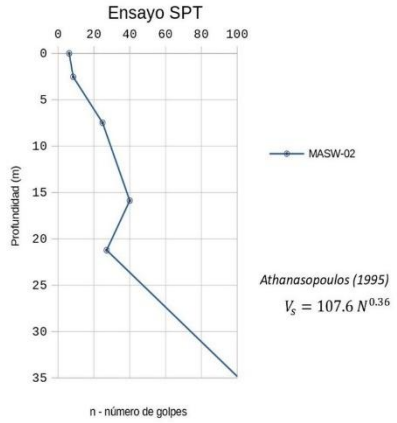


Diagrama de perfil del suelo





Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 47 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-03

ódulos Geotécnicos | Contrato Consultoría ICCU-783-2025, Villapinzón, Cundinamarc — MASW-03

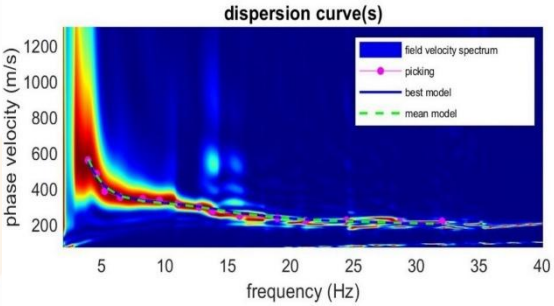
Elevación (msnm)	Profundidad (m)	Velocidad onda P (m/s)	Velocidad onda S (m/s)	Densidad (kg/m³)	N	Relación de Poisson	Módulo cortante (Mpa)	Módulo de Young (Mpa)	Módulo Bulk (Mpa)
0.0	0.0	383	190	1820	5	0.34	66	176	267
-2.7	2.7	496	256	1900	11	0.32	125	328	467
-7.4	7.4	870	424	2040	45	0.34	367	986	1,544
-12.6	12.6	829	377	2010	33	0.37	286	783	1,381
-29.0	29.0	1,199	538	2110	87	0.37	611	1,678	3,033
-48.2	48.2	1,571	704	2180	185	0.37	1,080	2,970	5,380
-96.5	96.5	2,734	1314	2350	1,044	0.35	4,058	10,954	17,566
-106.5	106.5	2,734	1314	2350	1,044	0.35	4,058	10,954	17,566

Vs30m

Capa	Profundidad (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	2.7	2.7	190
2	7.4	4.7	256
1	12.6	5.2	424
2	29.0	16.4	377
1	30.0	1.0	538

Vs30m=333 m/s

Perfil suelo rígido: tipo D



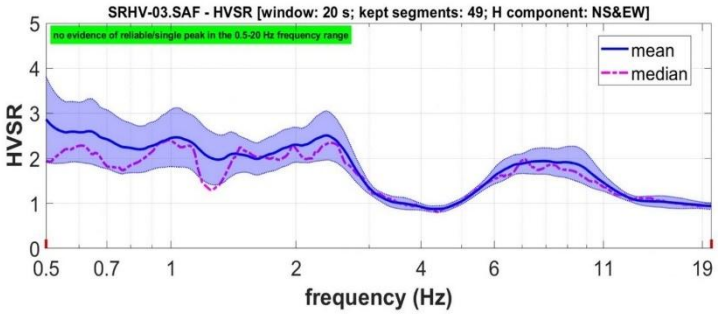
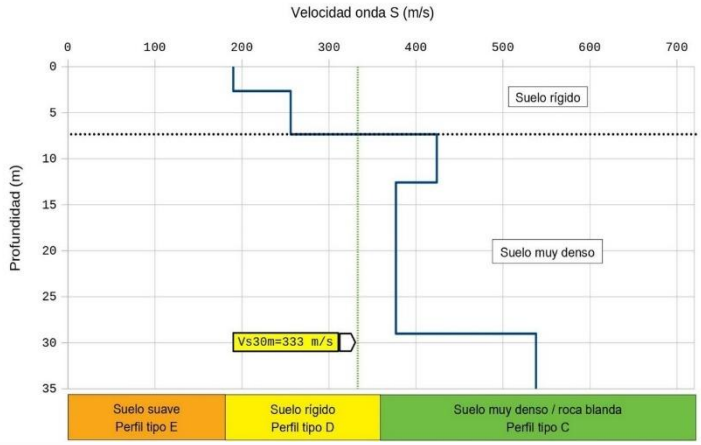
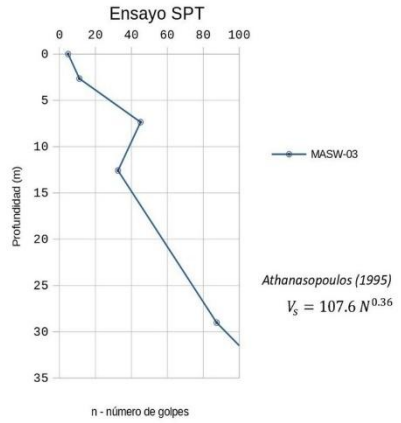


Diagrama de perfil del suelo





Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 48 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-04

ódulos Geotécnicos | Contrato Consultoría ICCU-783-2025, Villapinzón, Cundinamarc — MASW-04

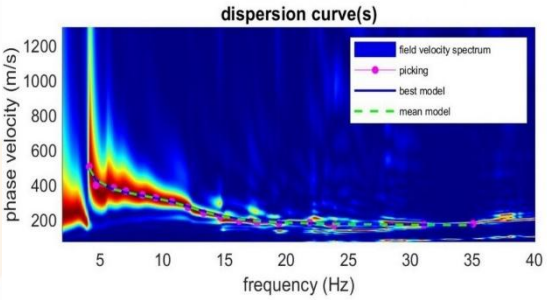
Elevación (msnm)	Profundidad (m)	Velocidad onda P (m/s)	Velocidad onda S (m/s)	Densidad (kg/m³)	N	Relación de Poisson	Módulo cortante (Mpa)	Módulo de Young (Mpa)	Módulo Bulk (Mpa)
0.0	0.0	263	143	1750	2	0.29	36	92	121
-0.8	0.8	427	189	1820	5	0.38	65	179	332
-5.9	5.9	1,158	349	1990	26	0.45	242	703	2,669
-14.6	14.6	747	412	2030	42	0.28	345	883	1,133
-28.1	28.1	1,261	439	2050	50	0.43	395	1,131	3,260
-46.8	46.8	1,072	569	2120	102	0.30	686	1,790	2,436
-58.8	58.8	1,878	1096	2300	631	0.24	2,763	6,861	8,112
-68.8	68.8	1,878	1096	2300	631	0.24	2,763	6,861	8,112

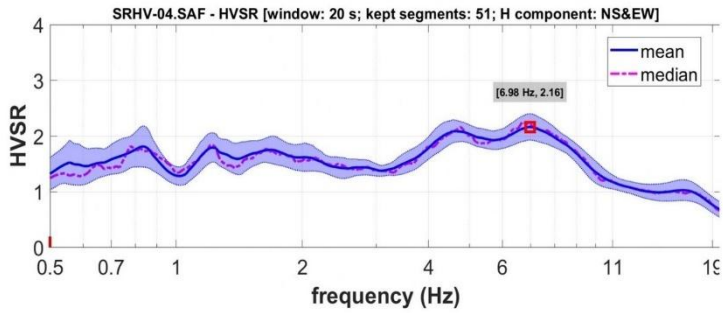
Vs30m

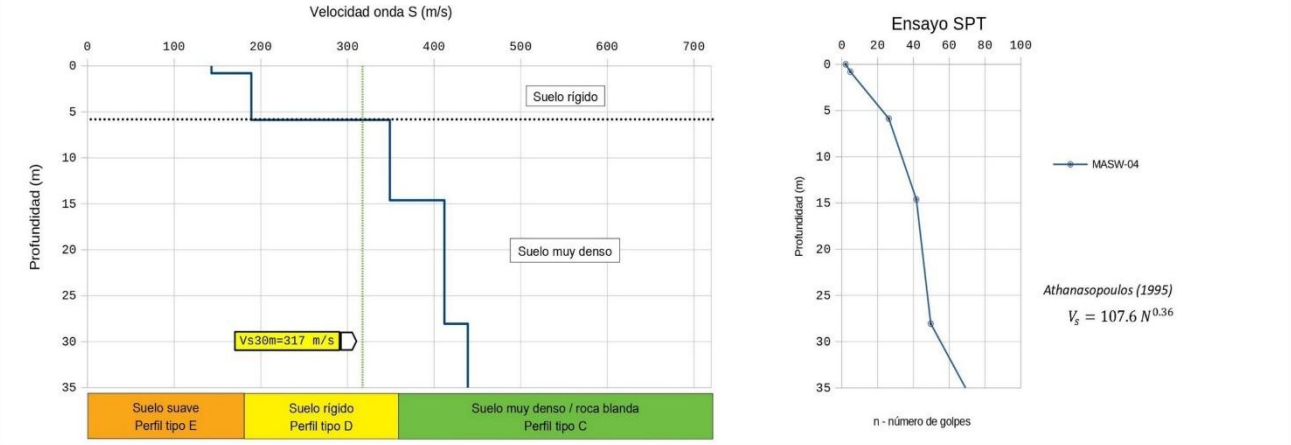
Capa	Profundidad (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	0.8	0.8	143
2	5.9	5.1	189
1	14.6	8.8	349
2	28.1	13.4	412
1	30.0	2.0	439

Vs30m=317 m/s

Perfil suelo rígido: tipo D







Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 49 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-05

ódulos Geotécnicos | Contrato Consultoría ICCU-783-2025, Villapinzón, Cundinamarc — MASW-05

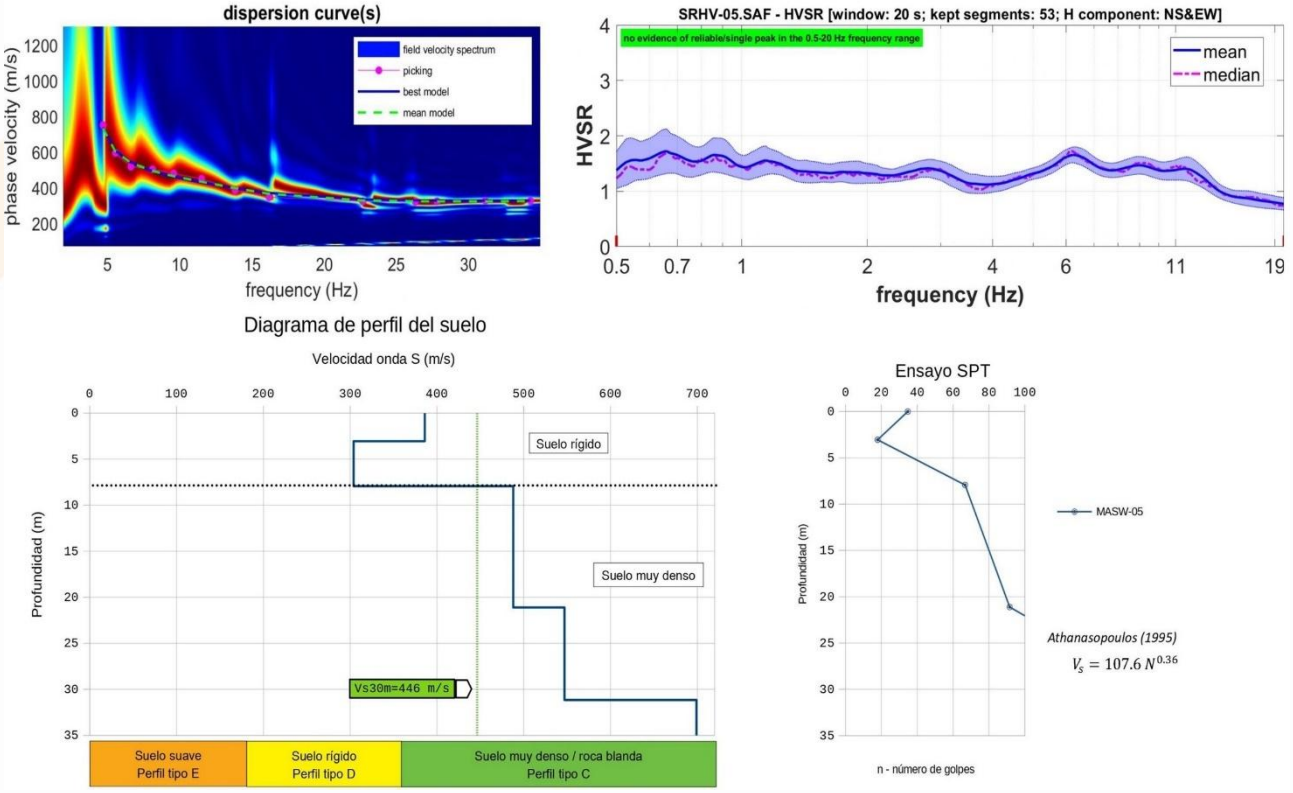
Elevación (msnm)	Profundidad (m)	Velocidad onda P (m/s)	Velocidad onda S (m/s)	Densidad (kg/m³)	N	Relación de Poisson	Módulo cortante (Mpa)	Módulo de Young (Mpa)	Módulo Bulk (Mpa)
0.0	0.0	990	386	2020	35	0.41	301	849	1,980
-3.1	3.1	628	304	1950	18	0.35	180	485	769
-7.9	7.9	954	488	2080	67	0.32	495	1,310	1,893
-21.1	21.1	965	547	2110	92	0.26	631	1,595	1,965
-31.2	31.2	1,670	699	2180	181	0.39	1,065	2,969	6,080
-63.9	63.9	2,012	1075	2300	598	0.30	2,658	6,912	9,311
-89.9	89.9	3,297	1974	2460	3,235	0.22	9,586	23,401	26,741
-99.9	99.9	3,297	1974	2460	3,235	0.22	9,586	23,401	26,741

Vs30m

Capa	Profundidad (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	3.1	3.1	386
2	7.9	4.9	304
1	21.1	13.2	488
2	30.0	8.9	547

Vs30m=446 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 394 m/s. Se recomienda clasificar el sitio como Perfil del Suelo Tipo C. La frecuencia fundamental del sitio es 1.10 Hz (T0 = 0.909 s).

De acuerdo con el modelo de velocidades obtenido, el valor de Vs30m en el sitio 2 es de 312 m/s. Se recomienda clasificar el sitio como Perfil del Suelo Tipo C. La frecuencia fundamental del sitio es 0.498 Hz (T0 = 2.01 s).

De acuerdo con el modelo de velocidades obtenido, el valor de Vs30m en el sitio 3 es de 333 m/s. Se recomienda clasificar el sitio como Perfil del Suelo Tipo D. La frecuencia fundamental del sitio es 2.34 Hz (T0 = 0.43 s).

De acuerdo con el modelo de velocidades obtenido, el valor de Vs30m en el sitio 4 es de 317 m/s. Se recomienda clasificar el sitio como Perfil del Suelo Tipo D. La frecuencia fundamental del sitio es 6.98 Hz (T0 = 0.14 s).

De acuerdo con el modelo de velocidades obtenido, el valor de Vs30m en el sitio 5 es de 446 m/s. Se recomienda clasificar el sitio como Perfil del Suelo Tipo C. La frecuencia fundamental del sitio es 2.37 Hz (T0 = 0.422 s).

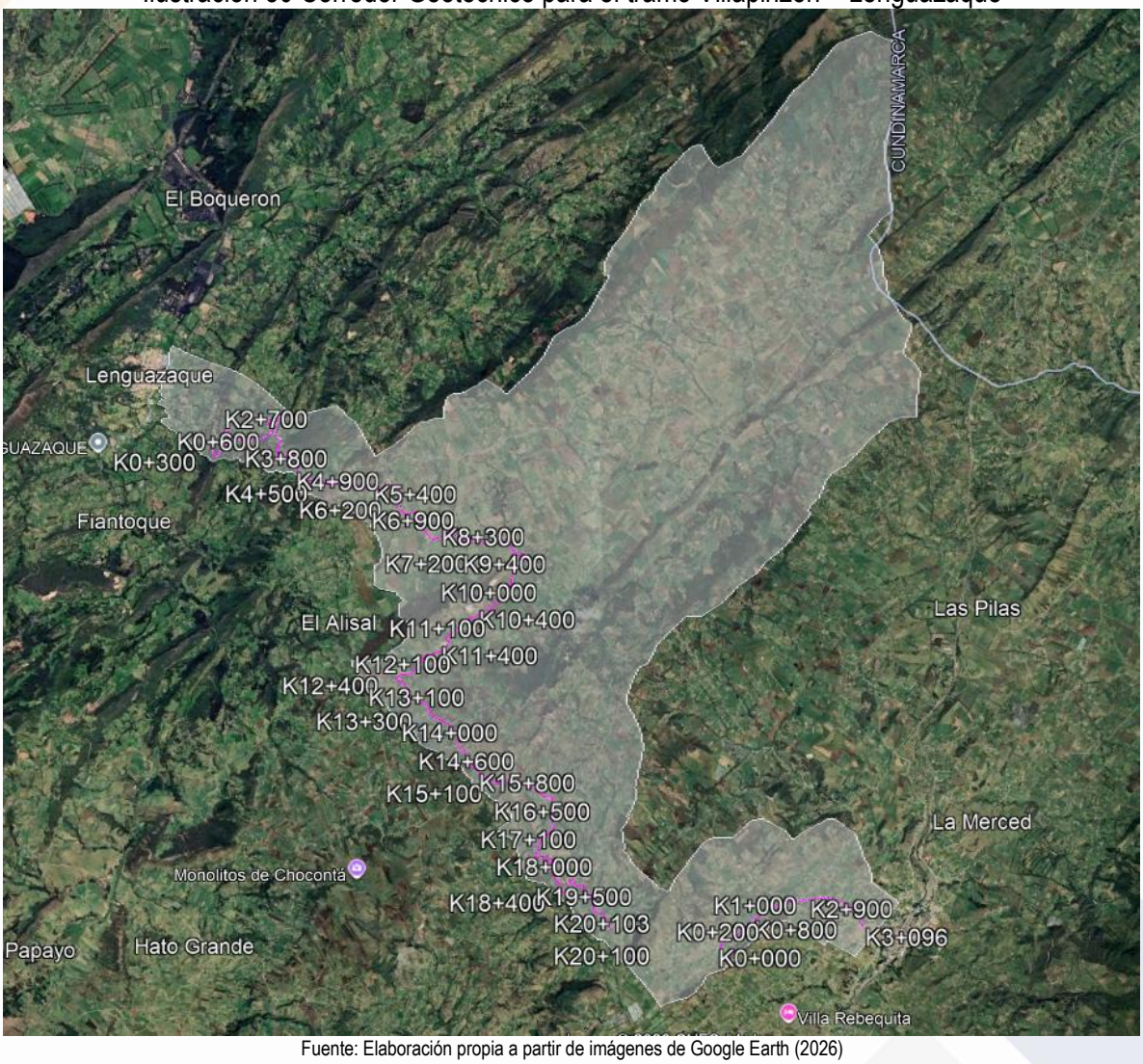
8. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO

8.1 CORREDOR GEOTÉCNICO

El Corredor Geotécnico para la vía Villapinzón - Lenguazaque 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 Villapinzón - Lenguazaque es el siguiente:

Ilustración 50 Corredor Geotécnico para el tramo Villapinzón – Lenguazaque



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

El área total del Corredor Geotécnico es de 84.3 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 LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN"**, 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+200 – K0+260	Talud Interno Problemas de erosión diferencial en el talud superior a la vía, en el costado izquierdo de la sección, afectando principalmente los estratos de arcillolita expuestos en el corte, y generando surcos erosivos. No hay obras de intercepción de aguas ni de control de escorrentía superficial.
S2		K0+260 – K0+290	Talud Externo Desplazamiento lateral de la berma de la vía, debido a la falta de confinamiento en el costado derecho de la sección; el material de relleno extendido en la corona del talud inferior está en remoción y expuesto a erosión.

SITIO CRÍTICO	IMAGEN	ABSCISA	DESCRIPCIÓN
			Al final del tramo se observan grietas de tracción paralelas al borde de vía.
S3	 	K0+290 – K0+370	Taludes Interno y Externo Se observa un problema de inestabilidad cinemática debido al volcamiento de bloques en el talud superior a la vía, en el costado izquierdo de la parte central del tramo. En la parte externa de la banca se encuentran daños incipientes en la berma ocasionados por la desecación impuesta por un árbol en la corona del talud inferior, en el costado derecho de la sección.

SITIO CRÍTICO	IMAGEN	ABSCISA	DESCRIPCIÓN
S4	 	K0+400 – K0+450	Taludes Interno y Externo Hundimiento de la banca de la vía por la desecación impuesta por los árboles del talud superior en el costado izquierdo de la sección. La berma de la vía en la corona del talud inferior se encuentra fracturada por la pérdida de confinamiento por reptación de la ladera y, en los casos en que están presentes los árboles, por una combinación de ese fenómeno con el crecimiento de las raíces en el costado derecho de la sección.

SITIO CRÍTICO	IMAGEN	ABSCISA	DESCRIPCIÓN
S1 Geología	 	K0+650 – K0+700	Taludes Interno y Externo El cruce de esta vaguada, que atraviesa dos veces la vía, en K0+700 y K0+650, frena el curso de sus aguas, como se aprecia en las fotografías. En la primera imagen puede apreciarse la vaguada aguas arriba del K+700, con alta saturación de la banca, mientras que en la parte superior se alcanza a ver la vía en K1+450. En la segunda fotografía se aprecia la condición de los dos cruces, desde el K0+650, con cauce poco definido y terreno aborregado, evidenciando reptación.

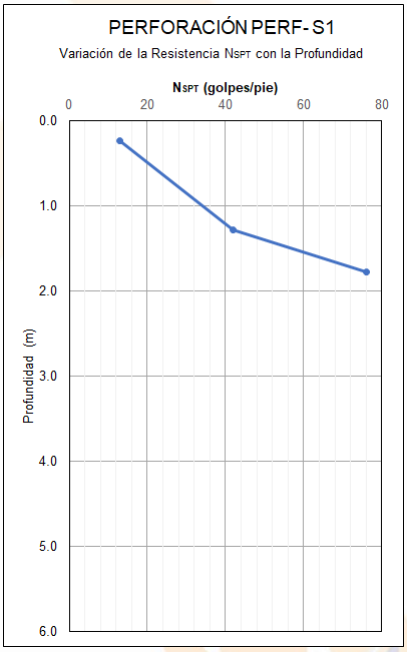
SITIO CRÍTICO	IMAGEN	ABSCISA	DESCRIPCIÓN
S2 Geología		K1+450 – K1+500	Talud Externo Huellas de hundimiento de la banca en borde externo, costado derecho, en una zona deprimida, asociada con una vaguada larga que atraviesa vía.
S3 Geología		K1+850 – K1+900	Talud Externo Se encuentra un proceso de erosión concentrada incipiente en borde externo de la banca en su costado izquierdo, por descole de aguas de bombeo de la banca, en zona que por su conformación morfológica tiende a concentrar la escorrentía.

SITIO CRÍTICO	IMAGEN	ABSCISA	DESCRIPCIÓN
S5		K3+430- K3+460	Talud Interno Deslizamiento de suelos residuales en un afloramiento de plaeners muy meteorizados en el talud superior, en el costado izquierdo de la sección. El movimiento dio lugar a la presencia de derrubios en la pata del talud, y a la aparición de un escarpe erosivo subvertical en la ladera.
S6		K17+410 – K17+480	Talud Interno Caída de detritos con tamaño máximo de 0.20 m que afecta una intercalación de areniscas duras y friables, y erosión en niveles arcillosos blandos en el costado izquierdo de la sección de 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 51 Resultados de ensayos de SPT en los Sondeos S1 y S2



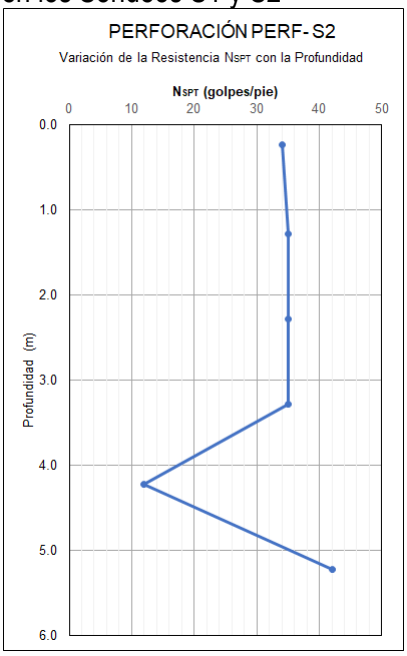
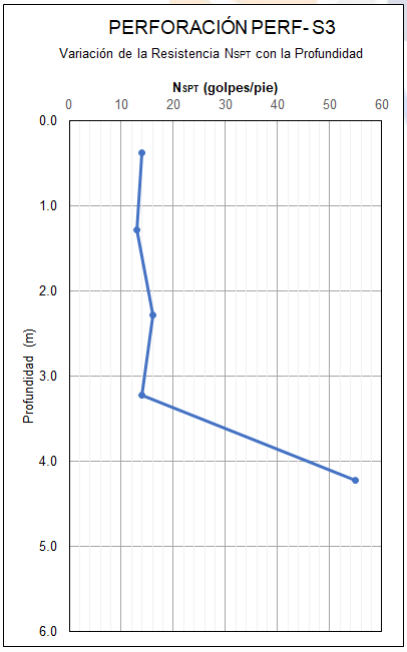


Ilustración 52 Resultados de ensayos de SPT en los Sondeos S3 y S4



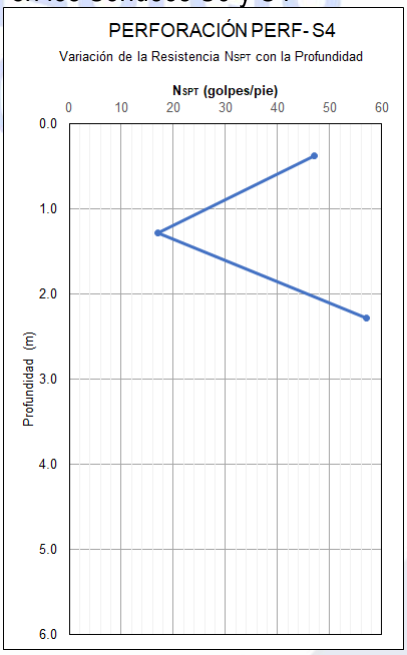
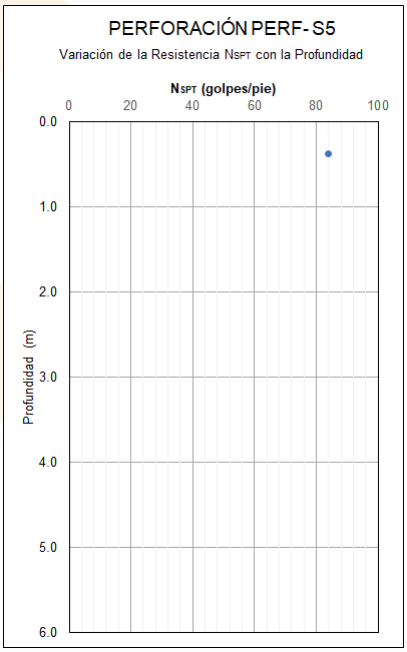


Ilustración 53 Resultados de ensayos de SPT en los Sondeos S5 y S6



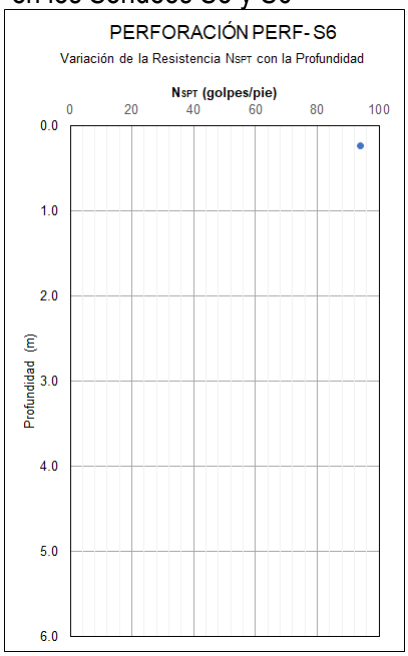
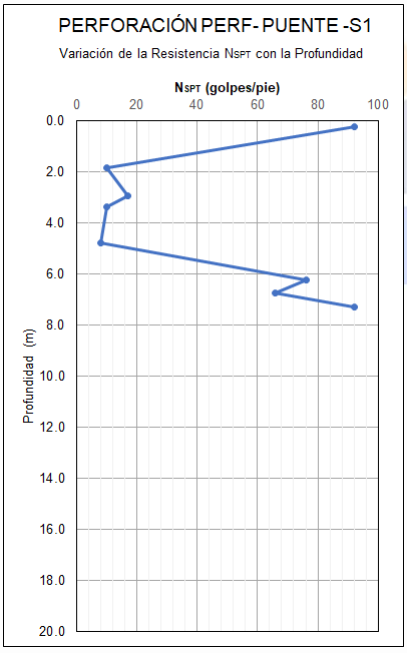
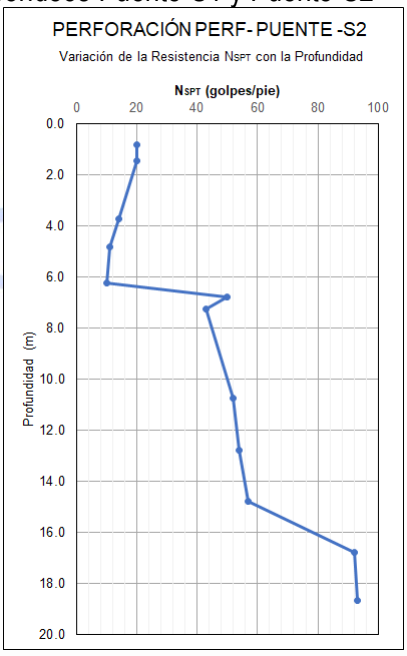


Ilustración 54 Resultados de ensayos de SPT en los Sondeos Puente-S1 y Puente-S2





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 7 Resultados nivel freático

SONDEO	ABSCISA	PROF PERFORACIÓN (m)	NIVEL FREÁTICO
Puente Villapinzón S1	K8+885	20	5.00
Puente Villapinzón S2	K8+855	20	7.00
Villapinzón S1	K17+460	6	NR
Villapinzón S2	K3+520	6	NR
Villapinzón S3	K0+423	6	NR
Villapinzón S4	K0+330	9	NR
Villapinzón S5	K0+285	6	NR
Villapinzón S6	K0+220	9	NR

Fuente: Elaboración propia

Con base en los resultados obtenidos durante la ejecución de los sondeos geotécnicos, se identificó presencia de nivel freático únicamente en los sondeos realizados en el sector del Puente Villapinzón, donde el agua subterránea fue interceptada a profundidades de 5.00 m y 7.00 m respecto a la superficie del terreno. En los demás puntos investigados no se registró nivel freático dentro de las profundidades exploradas, condición reportada como NR (No Registrado).

Lo anterior permite inferir que, a nivel general del corredor evaluado, las condiciones de humedad subterránea son relativamente bajas dentro de las profundidades de exploración ejecutadas, presentándose influencia hídrica localizada principalmente en el sector asociado al puente.

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 8 Perfil estratigráfico de campo Puente S1

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
PUENTE S1	M1	0	0.45	Material firme de relleno de gravas de medias a gruesos
PUENTE S1	M2	0.45	1.6	Recebo de color habano
PUENTE S1	M3	1.6	2.05	Recebo de color habano
PUENTE S1	M4	2.1	2.7	Arcilla limosa de color café
PUENTE S1	M5	2.7	3.15	Arcilla limosa de color café
PUENTE S1	M6	3.15	3.6	Arcilla limosa de color rojiza
PUENTE S1	M7	3.9	4.5	Limo arcilloso de color gris
PUENTE S1	M8	4.55	5	Limo arcilloso de color gris
PUENTE S1	M9	5	5.6	Limo arcilloso de color gris
PUENTE S1	M10	6	6.45	Arcilla arenosa de color gris
PUENTE S1	M-	6.45	7.05	No recobro
PUENTE S1	M11	7.05	7.5	Conglomerado de color gris oscuro
PUENTE S1	M12	7.55	8	Conglomerado de color gris oscuro
PUENTE S1	M13	8	10	Limo arenoso de color café oscuro con gravas
PUENTE S1	M14	10	11.5	Arena de grano grueso gris oscuro
PUENTE S1	M-	11.5	11.5	Se toma SPT no recobra
PUENTE S1	M15	11.5	13	Arena friable de color habana con gravas y matriz de arcilla
PUENTE S1	M16	13	14.5	Muestra por lavado, arena friable de color habano con gravas y matriz de arcilla
PUENTE S1	M-	14.5	14.5	Se toma SPT no recobra
PUENTE S1	M17	14.5	16	Arenisca friable de color gris claro y gravas gruesas
PUENTE S1	M18	16	17.5	Arenisca friable de color habana con gravas gruesas
PUENTE S1	M19	17.5	19	Arena friable de color habano con gravas gruesas
PUENTE S1	M20	19	20	Arena friable de color habana con gravas gruesas

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9 Perfil estratigráfico de campo Puente S2

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
PUENTE S2	M1	0	0.6	Materia de recebo de color café claro
PUENTE S2	M2	0.6	1.05	Limo arenoso de color marrón
PUENTE S2	M3	1.2	1.65	Limo arenoso de color marrón
PUENTE S2	M4	1.8	2.25	Arena de grano fino de color café claro
PUENTE S2	M5	2.25	2.7	Limo arenoso de color marrón
PUENTE S2	M6	3.05	3.5	Limo arenoso de color marrón
PUENTE S2	M7	3.5	3.95	Limo arcilloso de color marrón
PUENTE S2	M8	4	4.6	Limo de color marrón
PUENTE S2	M9	4.6	5.05	Conglomerado de color gris claro
PUENTE S2	M10	5.05	5.5	Conglomerado de color gris claro con gravas medianas
PUENTE S2	M11	5.55	6	Conglomerado de color gris claro
PUENTE S2	M12	6	6.45	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M13	6.55	7	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M14	7	7.45	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M15	7.45	9	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M16	9	10.5	Muestra por lavado, arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M17	10.5	10.95	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M18	11	12.5	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M19	12.55	13	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M20	13	14.5	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M21	14.55	15.00	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M22	15.00	16.50	Arena de grano grueso de color gris claro
PUENTE S2	M23	16.55	17.00	Arena de grano fino de color gris claro
PUENTE S2	M24	17.00	18.50	Arena de grano fino de color gris claro con gravas gruesas
PUENTE S2	M25	18.50	18.80	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10 Perfil estratigráfico de campo Puente S1

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
S1	M1	0	0.45	Limo arenoso de color café oscuro con gravas finas a medias, humedad y plasticidad, consistencia firme
S1	ML	0.45	1.05	Lavado ídem
S1	M2	1.05	1.5	Cambia a un limo arenoso de color habano claro con gravas finas a medias, poca humedad, con plasticidad, consistencia firme
S1	ML	1.5	2.05	Lavado ídem
S1	M3	2.05	2.5	Cambia a una arcillolita meteorizada de color café claro rojizo con vetas grises y claras, sin humedad y poca plasticidad de consistencia muy firme
S1	M4	2.5	4	Arcillolita ,meteorizada de color habana oscura con trazas de oxidación con matriz de limo arcilloso
S1	M5	4	5	Gravas medianas y limo arcilloso de color negro

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11 Perfil estratigráfico de campo Puente S2

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
S2	M1	0	0.45	Limo arenoso de color café claro con gravas finas a gruesas angulares, humedad y plasticidad de consistencia firme
S2	ML	0.45	1.05	Lavado ídem
S2	M2	1.05	1.5	Suelo compuesto por limo arenisca de color negro con gravas finas a medias, humedad y plasticidad, consistencia firme
S2	ML	1.5	2.05	Lavado ídem
S2	M3	2.05	2.5	Cambia a los 2,00m a un limo algo arcilloso de color café claro con trazos de oxidación, gravas finas a medias, humedad y plasticidad de consistencia firme
S2	ML	2.5	3.05	Lavado ídem
S2	M4	3.05	3.5	Suelo ídem
S2	M-	3.5	4	No recobro
S2	M5	4	4.45	Suelo compuesto por limo arenoso de color habano oscuro con gravas finos a gruesos angulares, humedad y plasticidad de consistencia firme
S2	ML	4.45	5	Lavado ídem
S2	M6	5	5.45	Suelo ídem
S2	ML	5.45	5.55	Lavado ídem
S2	M7	5.55	6	Suelo compuesto por un limo algo arcilloso de color habano oscuro con trazos de oxidación, gravas finas a gruesas de arcillolita con humedad y plasticidad de consistencia firme

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12 Perfil estratigráfico de campo Puente S3

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
S3	M-	0	0.15	Placa de asfalto
S3	M1	0.15	0.6	Relleno compuesto por limo arenosos con gravas finas a medias. Cambia a los 0.30 a un limo algo arenosos de color café claro con gravas finas a media, humedad y plasticidad, consistencia firme
S3	ML	0.6	1.05	Lavado ídem
S3	M2	1.05	1.5	Suelo ídem, limo arenoso de color café claro
S3	ML	1.5	2.05	Lavado ídem
S3	M3	2.05	2.5	Cambia a un limo algo arcilloso de color café oscuro con trazos de oxidación, humedad y plasticidad de consistencia firme
S3	ML	2.5	3	Lavado ídem
S3	M4	3	3.45	Suelo ídem
S3	ML	3.45	4	Lavado ídem
S3	M5	4	4.45	Cambia a los 4.00m a una arena limosas de color café oscura con humedad y plasticidad de consistencia muy firme
S3	M6	4.45	5.5	Coluvión gravas gruesas a finas angulares con matriz de limo arcilloso de color café claro
S3	MNR	5.5	5.5	No penetro

S3	M7	5.5	7	Coluvión gravas gruesas a finas angulares con matriz de limo arcilloso de color café claro

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13 Perfil estratigráfico de campo Puente S4

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
S4	M-	0	0.15	Placa de asfalto
S4	M1	0.15	0.6	Limo arenoso de color café claro con gravas finos a gruesos angulares, poca humedad y plasticidad de consistencia firme
S4	ML	0.6	1.05	Lavado ídem
S4	M2	1.05	1.5	ídem limo arenoso
S4	ML	1.5	2.05	Lavado ídem
S4	M3	2.05	2.5	Ídem y cambia a los 2,40m a una arenisca de color café oscura grano medio, poca humedad y plasticidad de consistencia firme
S4	M4	2.5	4	Coluvión bolos de arenisca gravas finas de color café, soportado en una matriz de limo arenoso de color café claro
S4	M5	4	5	Arenisca fiable de color café habano claro
S4	M6	5	6	Ídem arenisca fiable y cambia a una arcillolita de color habana clara

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14 Perfil estratigráfico de campo Puente S5

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
S5	M-	0	0.15	Placa de asfalto
S5	M1	0.15	0.6	Coluvión gravas finas a gruesas angulares con matriz de limo arenoso de color café claro con humedad y algo de plasticidad de consistencia firme
S5	M2	0.6	1.5	Coluvión gravas finas a gruesas con matriz de limo algo arcilloso de color café claro
S5	M-	1.5	1.5	No penetro
S5	M3	1.5	2.5	ídem coluvión
S5	M-	2.5	2.5	No penetro
S5	M4	2.5	4	Coluvión ídem
S5	M5	4	5	Cambia a una arcillolita de color café habano claro con trazos de oxidación
S5	M6	5	6	Cambia a un coluvión bolos de arenisca grano fino con matriz de limo arenoso de color café claro

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15 Perfil estratigráfico de campo Puente S6

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
S6	M1	0	0.45	Relleno compuesto por limo arenoso de color café oscuro con gravas finas a gruesas angulares y cambia a los 0,30m a un loluvión gravas gruesas a finas angulares con matriz de limo arenosode color habano claro, humedad y plasticidad de consistencia muy firme
S6	M2	0.45	1.5	Cambia a un coluvión, bolos de arenisca, grano fino de color café oscuro con matriz de limo arenoso de colos café claro
S6	M3	1.5	2.5	ídem coluvión
S6	M4	2.5	4	Arenisca grano medio de color café claro fracturada
S6	M5	4	5	Arenisca grano medio de color café claro fracturada
S6	M6	5	6	Ídem arenisca

Fuente: Elaboración propia

A partir de la información obtenida en los sondeos geotécnicos ejecutados a lo largo del corredor vial y en los sectores asociados a las estructuras de puente, se identificó una marcada variabilidad litológica y geomecánica en los materiales presentes en el subsuelo. En términos generales, predominan depósitos conformados por limos arenosos, limos arcillosos, coluviones y gravas con matriz fina, intercalados localmente con niveles de arenas gruesas, conglomerados y horizontes de arenisca meteorizada o fracturada.

En los sondeos correspondientes al corredor vial (S1 a S6), los estratos superficiales se encuentran constituidos principalmente por materiales finos de consistencia firme a muy firme, asociados a limos arenosos y limos arcillosos con presencia variable de gravas. En algunos sectores se evidenció transición hacia materiales coluviales compuestos por gravas y bloques de arenisca dentro de matrices limo-arcillosas, así como la aparición de areniscas meteorizadas y fracturadas a mayores profundidades, lo cual indica una importante influencia del macizo rocoso subyacente y de procesos de meteorización.

En el sector de los puentes se observan condiciones estratigráficas diferenciadas. El sondeo PUENTE S1 presenta una secuencia heterogénea compuesta por rellenos, arcillas limosas, limos arcillosos, conglomerados y arenas friables con presencia de gravas, evidenciando cambios litológicos importantes en profundidad. Por su parte, el sondeo PUENTE S2 muestra predominio de arenas gruesas y conglomerados a partir de profundidades medias, indicando materiales granulares de mayor permeabilidad y capacidad drenante.

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 carga puntual en muestras de roca.
- Ensayo de compresión simple en roca para la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial.
- 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 16 Resumen resultados de laboratorio

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γ_d (KN/m3)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γ_t (KN/m3)	CARGA PUNTUAL	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN ROCA	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
N_O	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %						Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
LENGUAZAQUE - SONDEO 1	M1	Limo arenoso de color café oscuro con gravas finas a medias, humedad y plasticidad, consistencia firme	0.00 - 0.45	A-7-6	CL	22,0	46	46	25	0	4	96										
LENGUAZAQUE - SONDEO 1	M2	Cambia a un limo arenoso de color habano claro con gravas finas a medias, poca humedad, con plasticidad, consistencia firme	1.05 - 1.50	A-7-6	CH	16,0	72	72	27	0	0	100										
LENGUAZAQUE - SONDEO 1	M3	Cambia a una arcillolita meteorizada de color café claro rojizo con vetas grises y claras, sin humedad y poca plasticidad de consistencia muy firme	2.05 - 2.50	A-7-6	CH								19.99	22.51									
LENGUAZAQUE - SONDEO 1	M4	Arcillolita ,meteorizada de color habana oscura con trazas de oxidación con matriz de limo arcilloso	2.50 - 4.00	A-7-5	MH	21,0	50	50	21	0	2	98	17.21	20.98									
LENGUAZAQUE - SONDEO 1	M5	Gravas medianas y limo arcilloso de color negro	4.00 - 5.00	A-7-6	CL												7.1						
LENGUAZAQUE - SONDEO 2	M2	Suelo compuesto por limo arenisca de color negro con gravas finas a medias, humedad y plasticidad, consistencia firme	1.05 - 1.50	A-7-6	CL	42,0	61	61	36	0	13	87										
LENGUAZAQUE - SONDEO 2	M3	Cambia a los 2,00m a un limo algo arcilloso de color café claro con trazos de oxidación, gravas finas a medias, humedad y plasticidad de consistencia firme	2.05 - 2.50	A-2-6	SC											153						
LENGUAZAQUE - SONDEO 2	M4	Suelo ídem	3.05 - 3.50	A-6	CL	28,0	47	47	26	0	7	93										
LENGUAZAQUE - SONDEO 2	M5	Suelo compuesto por limo arenoso de color habano oscuro con gravas finos a gruesos angulares, humedad y plasticidad de consistencia firme	4.00 - 4.45	A-4	CL								17.24	20.69									

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m3)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	CARGA PUNTUAL	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN ROCA	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %						Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
LENGUAZAQUE - SONDEO 2	M6	Suelo ídem	5.00 - 5.45	A-2-4	GP-GC	21,0	48	48	25	1	15	84										
LENGUAZAQUE - SONDEO 2	M7	Suelo compuesto por un limo algo arcilloso de color habano oscuro con trazos de oxidación, gravas finas a gruesas de arcillolita con humedad y plasticidad de consistencia firme	5.55 - 6.00	A-2-4	GC-CM								17.54	20.87								
LENGUAZAQUE - SONDEO 3	M2	Suelo ídem, limo arenoso de color café claro	1.05 - 1.50	A-2-4	SC-SM	14,0	38	38	19	24	46	30	17.12	19.52								
LENGUAZAQUE - SONDEO 3	M3	Cambia a un limo algo arcilloso de color café oscuro con trazos de oxidación, humedad y plasticidad de consistencia firme	2.05 - 2.50	A-1-b	GM	26,0	40	40	21	3	23	74										
LENGUAZAQUE - SONDEO 3	M4	Suelo ídem	3.00 - 3.45	A-7-6	CL											165.89						
LENGUAZAQUE - SONDEO 3	M5	Cambia a los 4.00m a una arena limosas de color café oscura con humedad y plasticidad de consistencia muy firme	4.00 - 4.45	A-2-4	SC-SM	21,0	23	23	14	0	46	54										
LENGUAZAQUE - SONDEO 3	M7	Coluvión gravas gruesas a finas angulares con matriz de limo arcilloso de color café claro	5.50 - 7.00	A-2-7	GC								21.04	22.82								
LENGUAZAQUE - SONDEO 4	M1	Limo arenoso de color café claro con gravas finos a gruesos angulares, poca humedad y plasticidad de consistencia firme	0.15 - 0.60	A-7-6	CH	5,0	27	27	17	51	39	10										
LENGUAZAQUE - SONDEO 4	M2	ídem limo arenoso	1.05 - 1.50	A-2-4	SC	8,0	25	25	18	49	34	17										
LENGUAZAQUE - SONDEO 4	M3	Ídem y cambia a los 2,40m a una arenisca de color café oscura grano medio, poca humedad y plasticidad de consistencia firme	2.05 - 2.50	A-2-6	SC								20.42	21.96								

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m3)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	CARGA PUNTUAL	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN ROCA	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %						Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
LENGUAZAQUE - SONDEO 4	M4	Coluvión bolos de arenisca gravas finas de color café, soportado en una matriz de limo arenoso de color café claro	2.50 - 4.00	A-6	CL	3,0	NL	0	NP	91	3	6										
LENGUAZAQUE - SONDEO 4	M5	Arenisca fiable de color café habano claro	4.00 - 5.00	A-6	CL								23.62	23.75								
LENGUAZAQUE - SONDEO 5	M1	Coluvión gravas finas a gruesas angulares con matriz de limo arenoso de color café claro con humedad y algo de plasticidad de consistencia firme	0.15 - 0.60	A-4	SM	6,0	25	25	18	35	51	14										
LENGUAZAQUE - SONDEO 5	M3	ídem coluvión	1.50 - 2.50	A-2-4	SC-SM								18.16	18.41								
LENGUAZAQUE - SONDEO 5	M4	Coluvión ídem	2.50 - 4.00	A-1-a	GC-GM	2,0	NL	0	NP	70	11	19										
LENGUAZAQUE - SONDEO 5	M5	Cambia a una arcillolita de color café habano claro con trazos de oxidación	4.00 - 5.00	A-7-6	CL								17.97	20.85								
LENGUAZAQUE - SONDEO 5	M6	Cambia a un coluvión bolos de arenisca grano fino con matriz de limo arenoso de color café claro	5.00 - 6.00	A-7-6	CH	3,0	46	46	18	15	12	73										
LENGUAZAQUE - SONDEO 6	M1	Relleno compuesto por limo arenoso de color café oscuro con gravas finas a gruesas angulares y cambia a los 0,30m a un loluvión gravas gruesas a finas angulares con matriz de limo arenosode color habano claro, humedad y plasticidad de consistencia muy firme	0.00 - 0.45	A-7-6	CH	9,0	25	25	18	33	49	18										
LENGUAZAQUE - SONDEO 6	M2	Cambia a un coluvión, bolos de arenisca, grano fino de color café oscuro con matriz de limo arenoso de colos café claro	0.45 - 1.50	A-7-5	MH								22.27	22.35								

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m3)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	CARGA PUNTUAL	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN ROCA	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %						Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
LENGUAZAQUE - SONDEO 6	M3	ídem coluvión	1.50 - 2.50	A-7-6	CL								23.02	23.09								
LENGUAZAQUE - SONDEO 6	M4	Arenisca grano medio de color café claro fracturada	2.50 - 4.00	A-7-6	CL								21.94	21.98	1.57		229.4					
LENGUAZAQUE - SONDEO 6	M5	Arenisca grano medio de color café claro fracturada	4.00 - 5.00	A-2-6	SC												232.5					
LENGUAZAQUE - SONDEO 6	M6	Ídem arenisca	5.00 - 6.00	A-6	CL												272.3					
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M3	Recebo de color habano	1.60 - 2.05	A-4	CL	13,0	42	42	20	66	8	26										
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M4	Arcilla limosa de color café	2.10 - 2.70	A-2-4	GP-GC											221.64		18.34	46.06	250	0.2	0.034
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M6	Arcilla limosa de color rojiza	3.15 - 3.60	A-2-4	GC-CM	33,0	55	55	22	0	2	98										
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M7	Limo arcilloso de color gris	3.90 - 4.50	A-2-4	SC-SM											22.58						
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M8	Limo arcilloso de color gris	4.55 - 5.00	A-1-b	GM	23,0	24	24	15	18	48	34										
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M9	Limo arcilloso de color gris	5.00 - 5.60	A-7-6	CL													10.26	5.65	310	1030	0.043
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M11	Conglomerado de color gris oscuro	7.05 - 7.50	A-2-4	SC-SM	15,0	31	31	17	36	45	19										

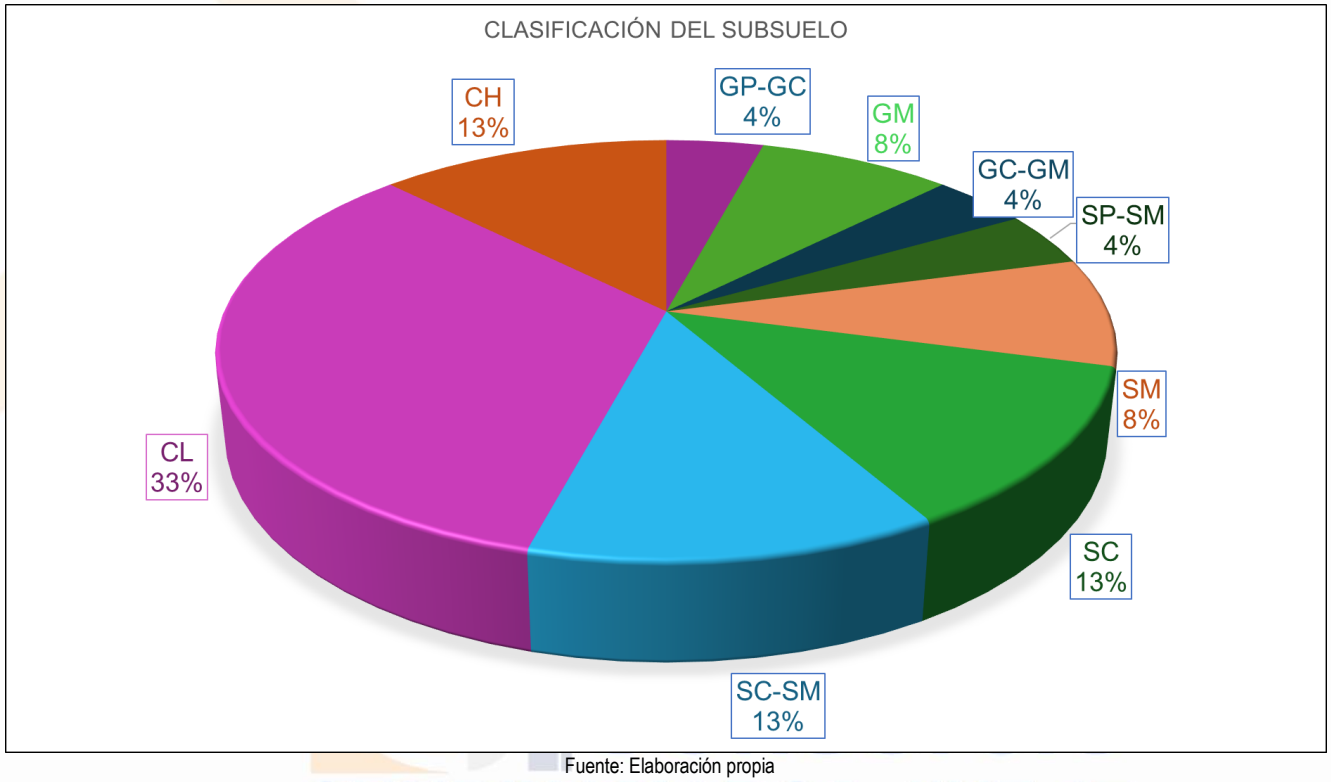
PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m3)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	CARGA PUNTUAL	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN ROCA	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %						Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M13	Limo arenoso de color café oscuro con gravas	8.00 - 10.00	A-2-7	GC	27,0	38	38	17	6	18	76										
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M18	Arenisca friable de color habana con gravas gruesas	16.00 - 17.50	A-7-6	CH	20,0	NL	0	NP	20	45	35										
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M2	Limo arenoso de color marrón	0.60 - 1.05	A-2-4	SC	17,0	36	36	21	0	34	66										
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M3	Limo arenoso de color marrón	1.20 - 1.65	A-2-6	SC								17.21	19.84								
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M4	Arena de grano fino de color café claro	1.80 - 2.25	A-6	CL								15.27	18.4								
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M5	Limo arenoso de color marrón	2.25 - 2.70	A-6	CL	24,0	27	27	22	10	41	49										
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M6	Limo arenoso de color marrón	3.05 - 3.50	A-4	SM											105.76						
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M8	Limo de color marrón	4.00 - 4.60	A-2-4	SC-SM													22.05	12.65	370	0.466	0.017
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M9	Conglomerado de color gris claro	4.60 - 5.05	A-1-a	GC-GM	12,0	24	24	17	39	43	18										
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M10	Conglomerado de color gris claro con gravas medianas	5.05 - 5.50	A-7-6	CL								19.59	21.79								
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M11	Conglomerado de color gris claro	5.55 - 6.00	A-7-6	CH	13,0	21	21	17	49	37	14										

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γ_d (KN/m3)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γ_t (KN/m3)	CARGA PUNTUAL	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN ROCA	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %						Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M16	Muestra por lavado, arena de grano grueso de color gris claro	9.00 - 10.50	A-7-6	CH	11,0	NL	0	NP	0	94	6										
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M25	-	18.50 - 18.80	A-7-5	MH	27,0	NL	0	NP	0	75	25										

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 55 Analisis resultados clasificacion del suelo

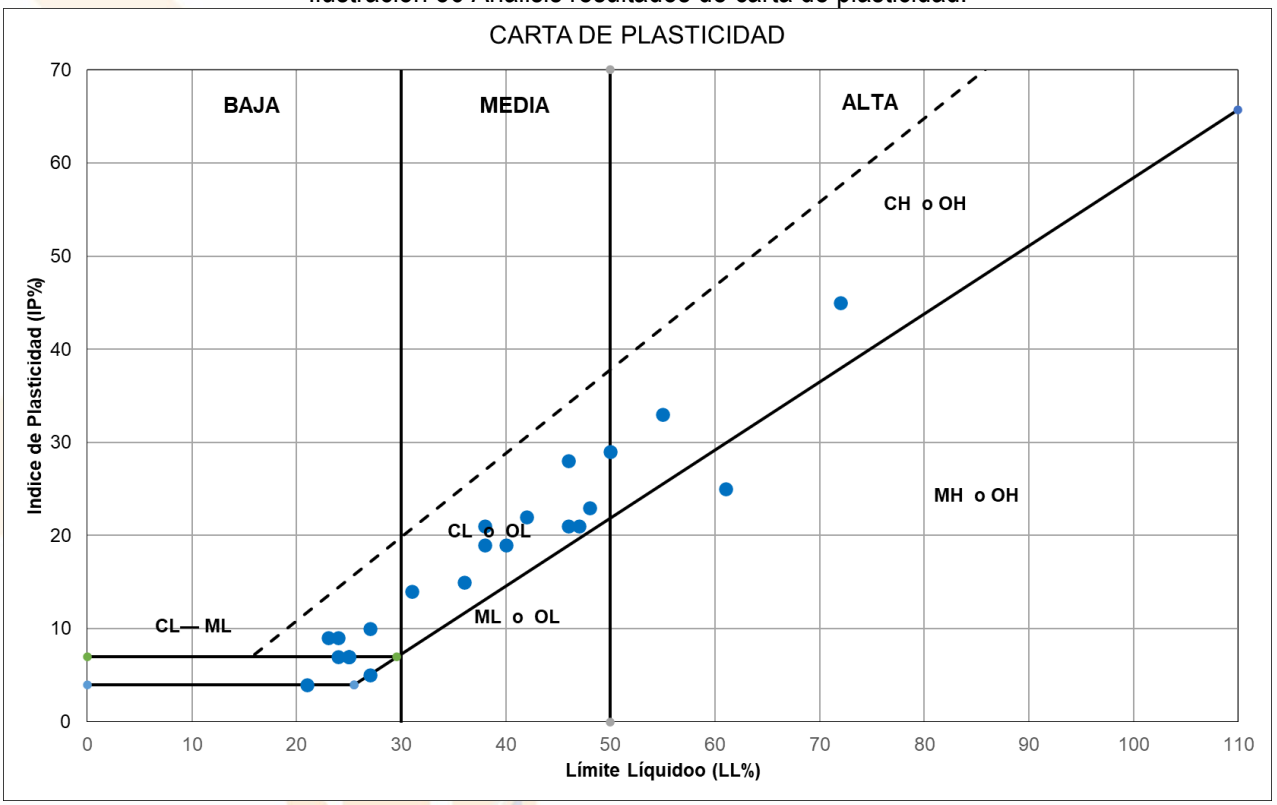


Fuente: Elaboración propia

La distribución de la clasificación del subsuelo evidencia una predominancia de suelos finos cohesivos y materiales granulares con matrices plásticas, representados principalmente por arcillas de baja plasticidad tipo CL (33%), seguidos en proporciones iguales por arcillas de alta plasticidad CH (13%), arenas arcillosas SC (13%) y arenas limo-arcillosas SC-SM (13%). Esta tendencia indica que el subsuelo está compuesto mayoritariamente por fracciones finas susceptibles a la retención de agua y cambios volumétricos, lo cual sugiere condiciones de compresibilidad considerable y una resistencia al corte que puede variar significativamente y de manera desfavorable con los incrementos en el contenido de humedad.

En menor proporción se identifican suelos granulares predominantemente limosos y mezclas de gravas y arenas con finos, tales como SM (8%), GM (8%), GP-GC (4%), GC-GM (4%) y SP-SM (4%), lo que evidencia cierta heterogeneidad en el perfil estratigráfico, constituyendo posibles estratos o lentes de transición, aunque sin dominar el comportamiento geomecánico general, el cual seguirá estando gobernado por la fracción cohesiva del terreno.

Ilustración 56 Analisis resultados de carta de plasticidad.

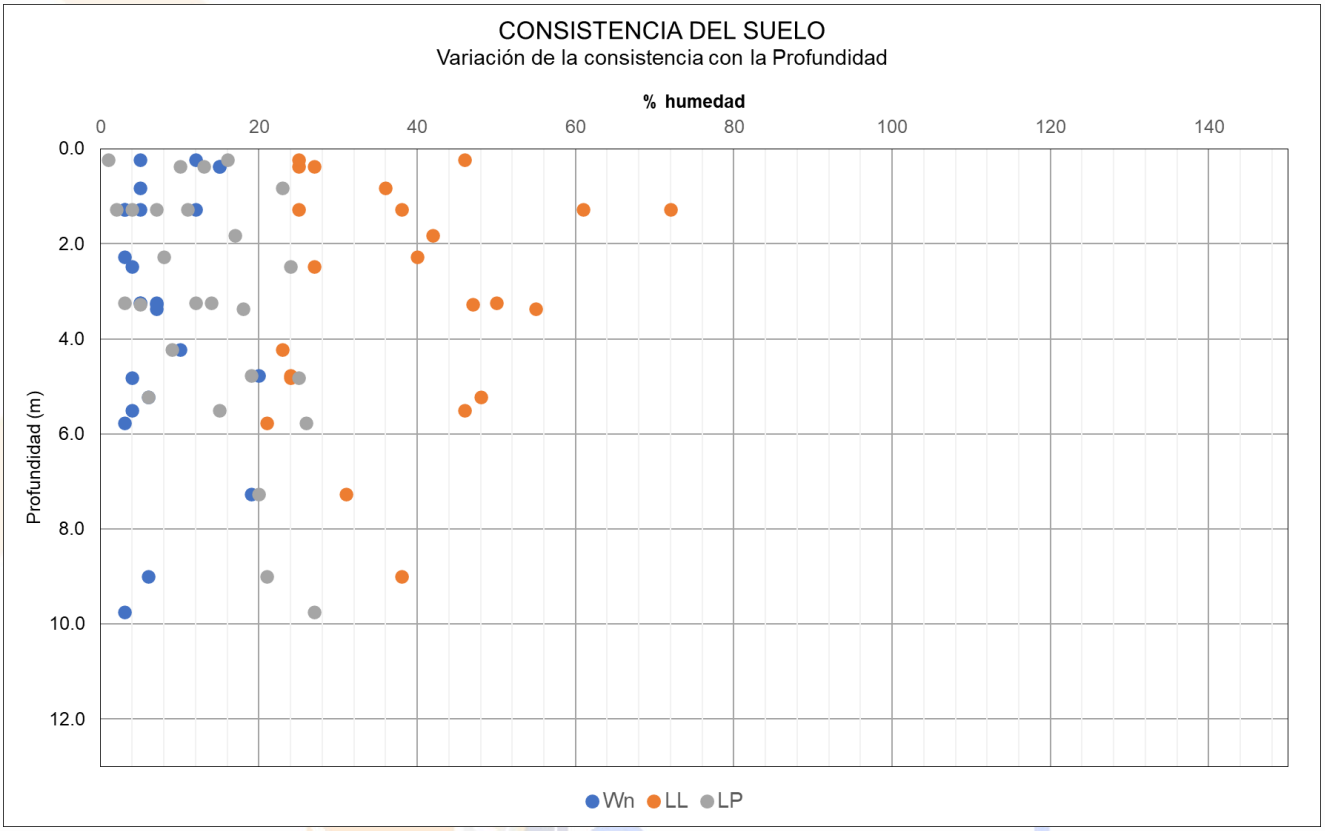


Fuente: Elaboración propia

La distribución de los resultados en la carta de plasticidad evidencia una concentración principal en las zonas de baja y media plasticidad, con la gran mayoría de los puntos ubicados por encima de la Línea A y presentando un Límite Líquido inferior al 50%. Esta tendencia indica que la fracción fina del subsuelo está compuesta predominantemente por arcillas inorgánicas de baja a mediana compresibilidad (CL), lo cual sugiere un terreno con potencial moderado de expansión.

En menor proporción, se identifican muestras agrupadas en la región inferior izquierda correspondientes a limos y arcillas limosas de muy baja plasticidad (CL-ML y ML). Adicionalmente, se observan datos aislados que se extienden hacia la zona de alta plasticidad (Límite Líquido superior al 50%), ubicados tanto por encima como por debajo de la Línea A. Esto confirma la existencia de estratos específicos de arcillas de alta compresibilidad (CH) y limos altamente plásticos (MH u OH), lo que evidencia cierta heterogeneidad y señala la presencia de lentes puntuales con un comportamiento geomecánico más deficiente y mayor riesgo de deformación.

Ilustración 57 Analisis resultados consistencia del suelo.

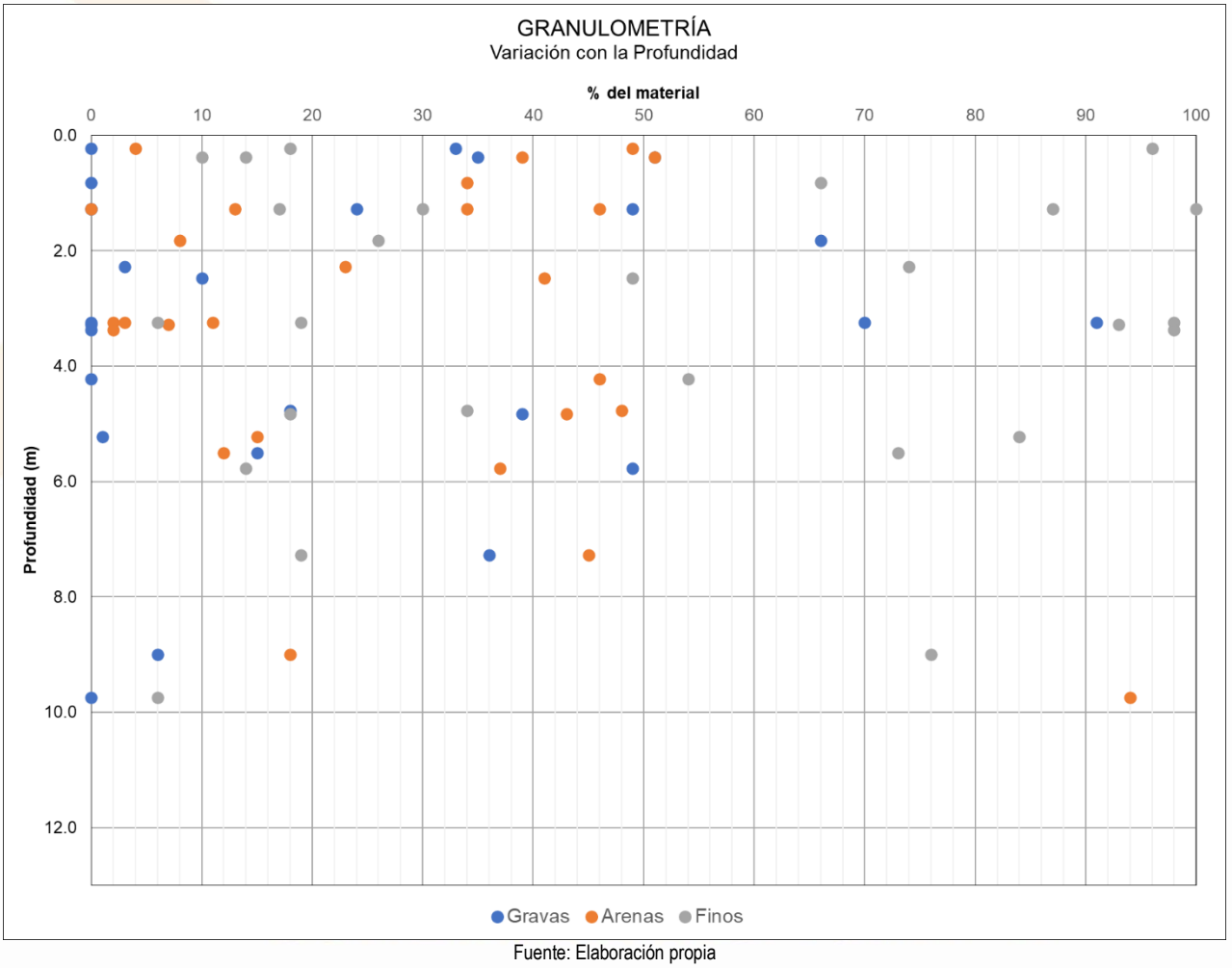


Fuente: Elaboración propia

El gráfico de variación de la consistencia con la profundidad ilustra la relación entre la humedad natural (Wn) y los límites de Atterberg (Límite Líquido, LL, y Límite Plástico, LP) a lo largo del perfil estratigráfico analizado, con datos registrados hasta los 10 metros de profundidad. Se observa que, de manera general, la humedad natural del terreno se mantiene en rangos relativamente bajos a lo largo de toda la perforación, oscilando predominantemente entre el 5% y el 25%.

El aspecto geotécnico más relevante que revela la gráfica es que, para la inmensa mayoría de las muestras, la humedad natural (Wn) se encuentra consistentemente por debajo del Límite Plástico (LP) o en valores muy cercanos a este. Este comportamiento indica que el suelo cohesivo in situ se encuentra en un estado semisólido a sólido, presentando un Índice de Liquidez negativo. Esta condición sugiere que, bajo su contenido de humedad actual, los estratos finos poseen una consistencia de firme a dura (baja compresibilidad inmediata).

Ilustración 58 Analisis resultados granulometrias



Fuente: Elaboración propia

El gráfico de variación granulométrica con la profundidad evidencia un perfil estratigráfico marcadamente heterogéneo a lo largo de los metros explorados, caracterizado por una alta variabilidad en la composición de las partículas y la ausencia de una estratificación uniforme o masiva de un solo material.

Se observa que la fracción de finos (puntos grises) presenta una dispersión considerable, pero actúa como el componente dominante en múltiples horizontes del subsuelo. En varias profundidades (especialmente en los primeros 4 metros y nuevamente hacia los 9 metros), los finos superan el 70% e incluso se acercan al 100% del material. Esto ratifica la predominancia de matrices limosas y arcillosas discutida en la clasificación general.

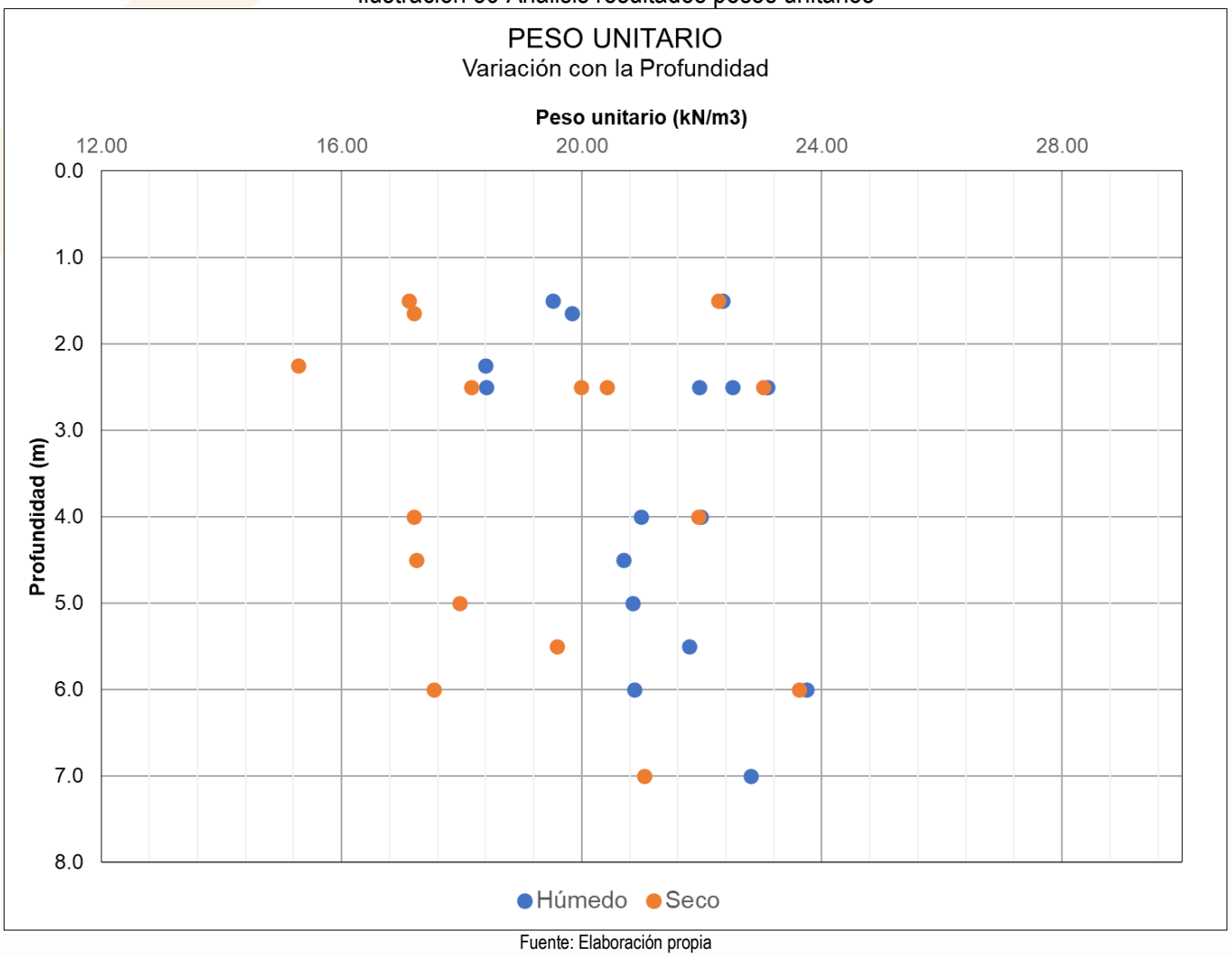
Por su parte, la fracción de arenas (puntos naranjas) muestra una distribución sumamente errática a lo largo de todo el perfil, oscilando mayoritariamente entre el 10% y el 50%. Este comportamiento indica que la arena se encuentra principalmente

intercalada o mezclada como material secundario dentro de la matriz fina, con picos muy aislados que sugieren la existencia de lentes arenosos puntuales.

Finalmente, el contenido de gravas (puntos azules) se mantiene, por regla general, en proporciones bajas. La gran mayoría de los registros se agrupan por debajo del 20% en todo el perfil, con algunas excepciones específicas entre los 2 y 4 metros de profundidad donde logran alcanzar valores entre el 40% y el 70%.

En conjunto, esta distribución granulométrica confirma la presencia de un depósito, conformado en su mayor parte por suelos finos cohesivos que albergan inclusiones, intercalaciones y lentes irregulares de materiales granulares (arenas y gravas).

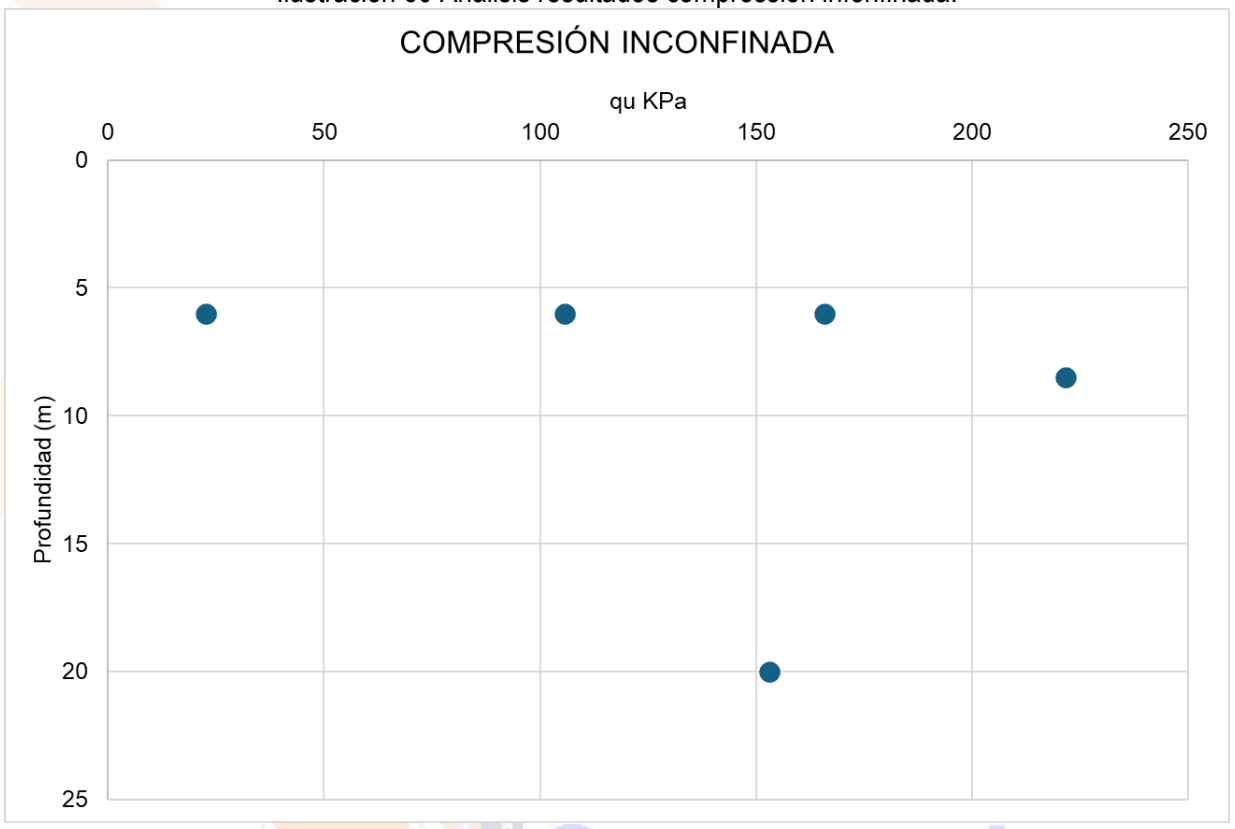
Ilustración 59 Analisis resultados pesos unitarios



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 21.0 kN/m³, registrando algunos valores mínimos aislados cerca de los 15.5 kN/m³ (que sugieren zonas de mayor porosidad o material menos consolidado) y picos que alcanzan hasta los 23.5 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 23.0 kN/m³.

Ilustración 60 Análisis resultados compression infonfinada.



Fuente: Elaboración propia

Al integrar los Pesos Unitarios con los resultados de Compresión Inconfinada (qu), se ratifica la existencia de un perfil estratigráfico altamente heterogéneo con una competencia mecánica que varía drásticamente desde blanda hasta muy firme o dura. Los valores de resistencia a la compresión simple, que oscilan mayoritariamente entre 25 y 225 kPa, son consistentes con la fuerte dispersión registrada en los pesos unitarios secos (que varían entre 15.5 y 23.5 kN/m³), lo que indica la alternancia de estratos con distintos grados de compacidad, índice de vacíos y consolidación in situ.

La notable dispersión observada en los primeros 10 metros en ambas gráficas refleja la irregularidad de las matrices arcillosas y las constantes intercalaciones de lentes granulares descritas en las perforaciones.

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:

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

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:

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

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.

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 61 Perfil de resistencia Sondeo 1.

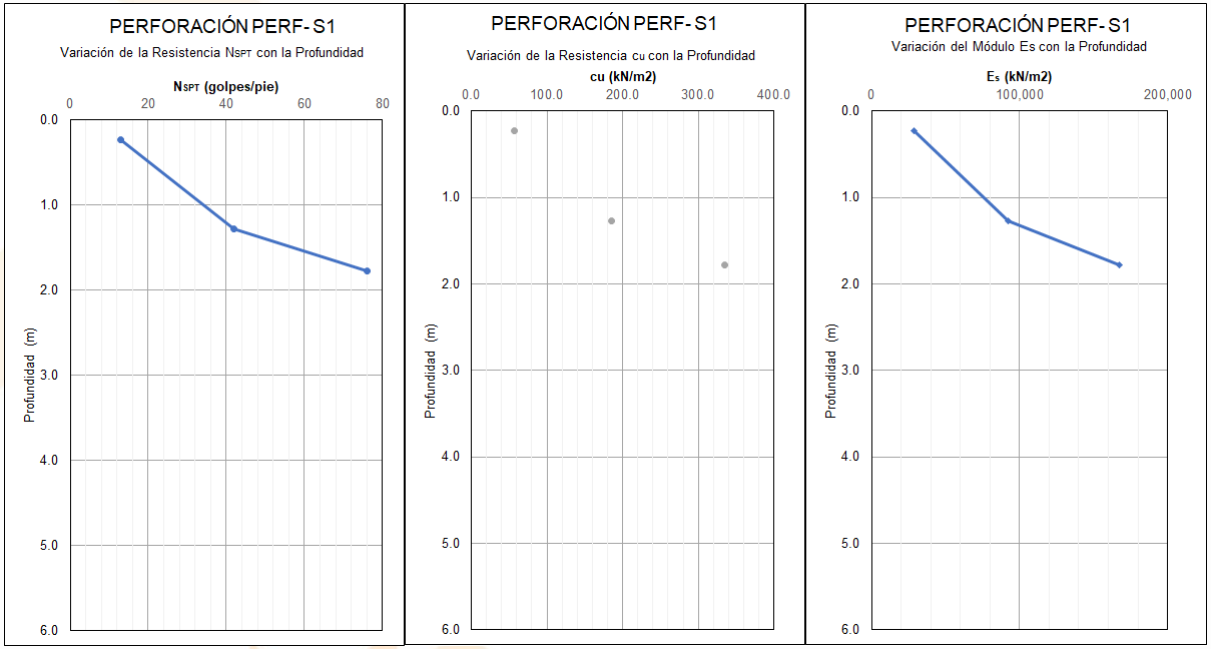


Ilustración 62 Perfil de resistencia Sondeo 2.

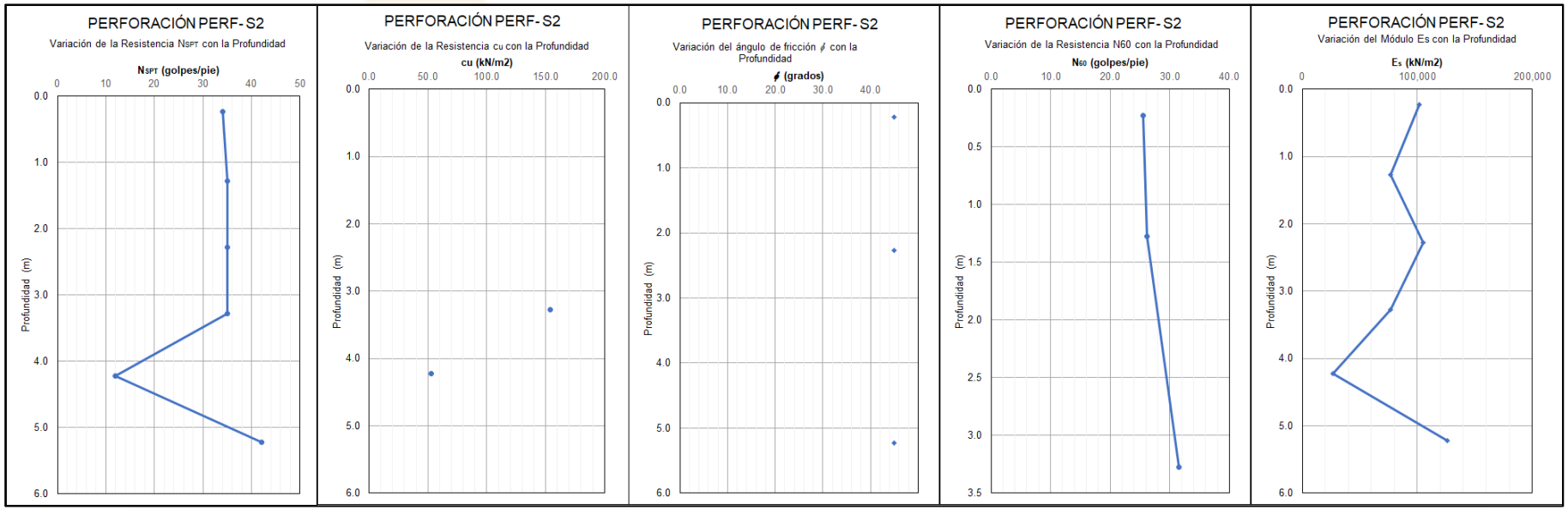


Ilustración 63 Perfil de resistencia Sondeo 3.

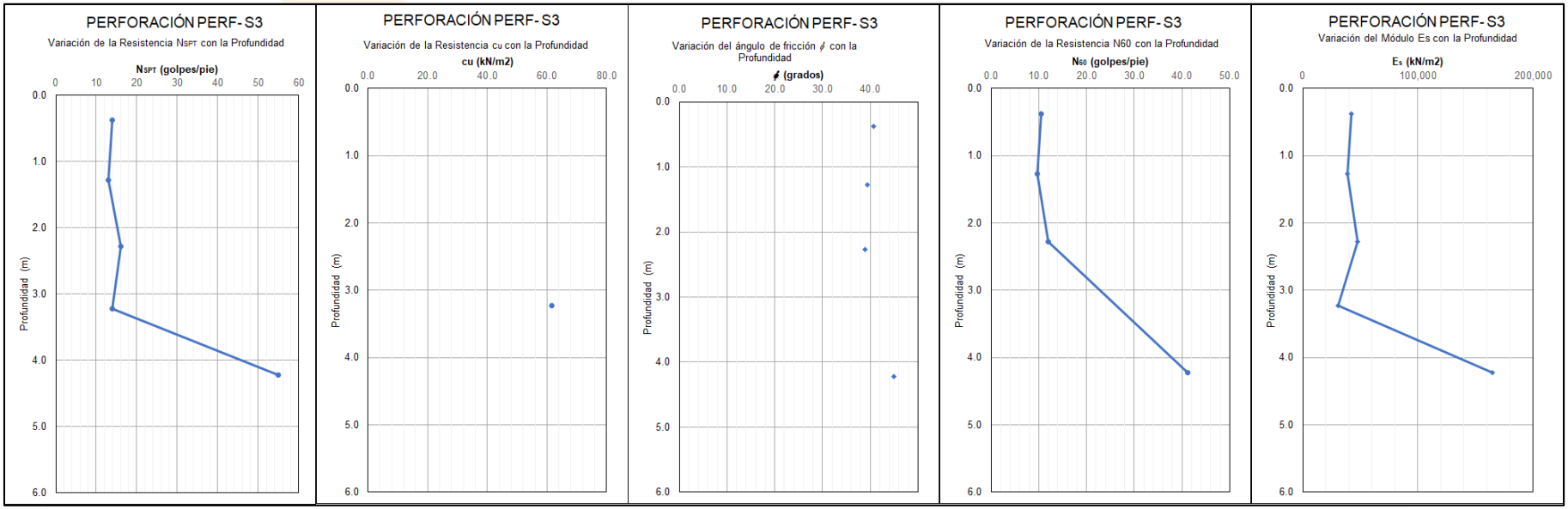


Ilustración 64 Perfil de resistencia Sondeo 4.

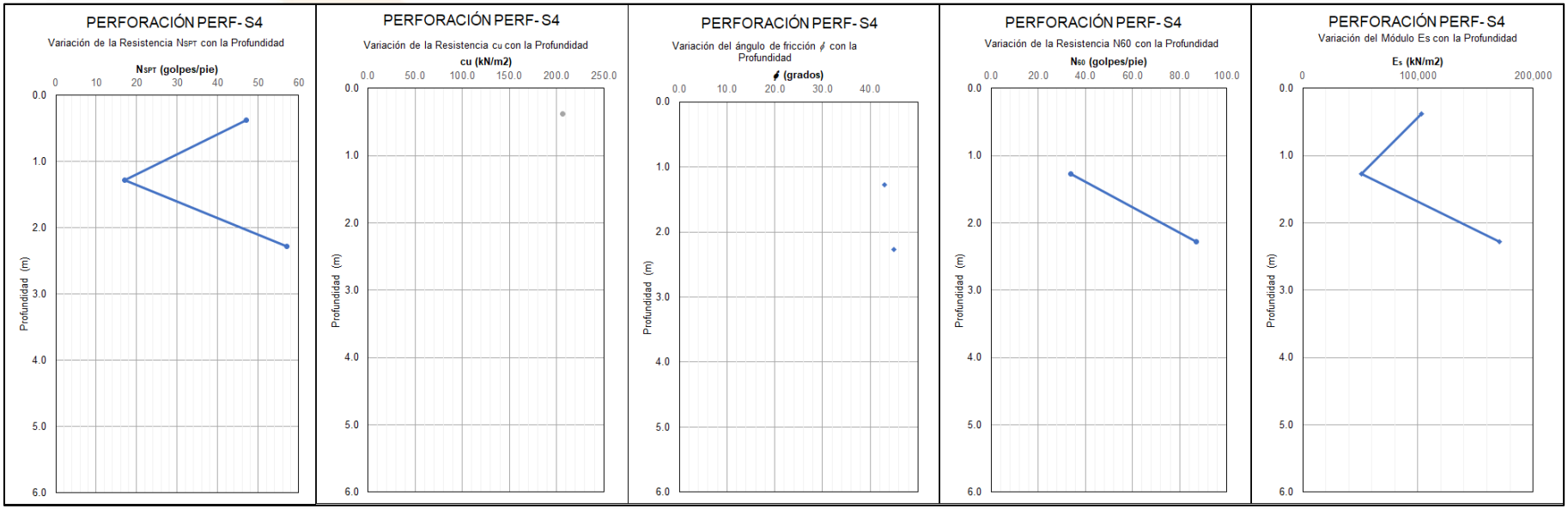


Ilustración 65 Perfil de resistencia Sondeo 5.

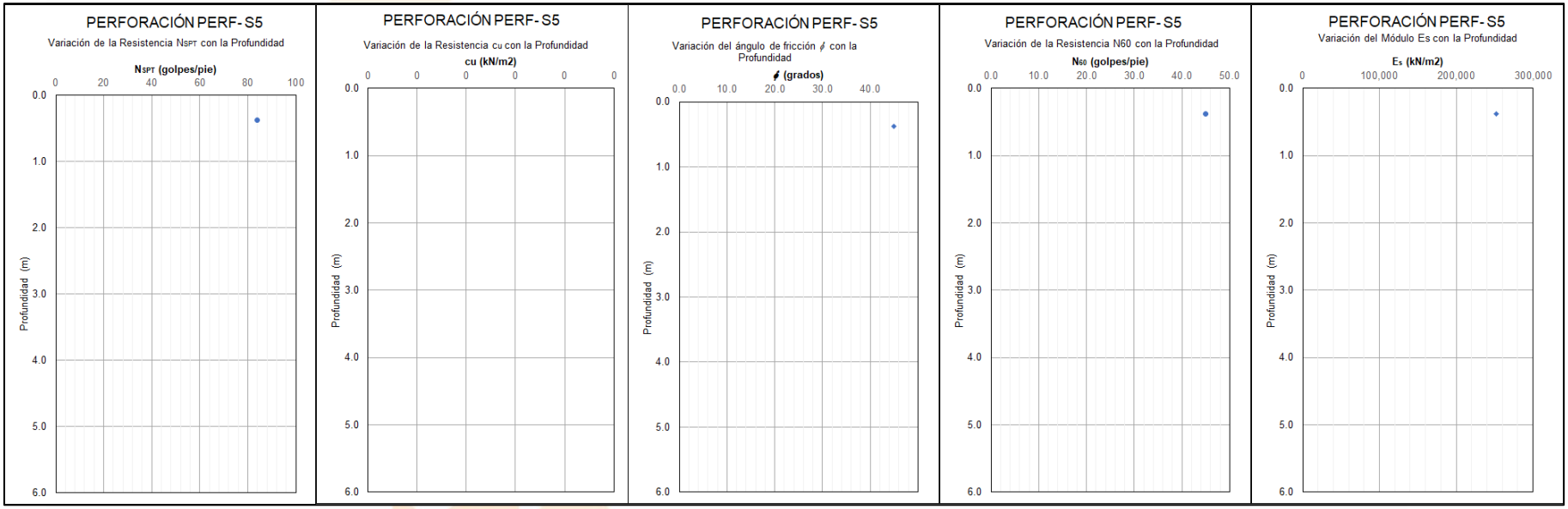


Ilustración 66 Perfil de resistencia Sondeo 6.

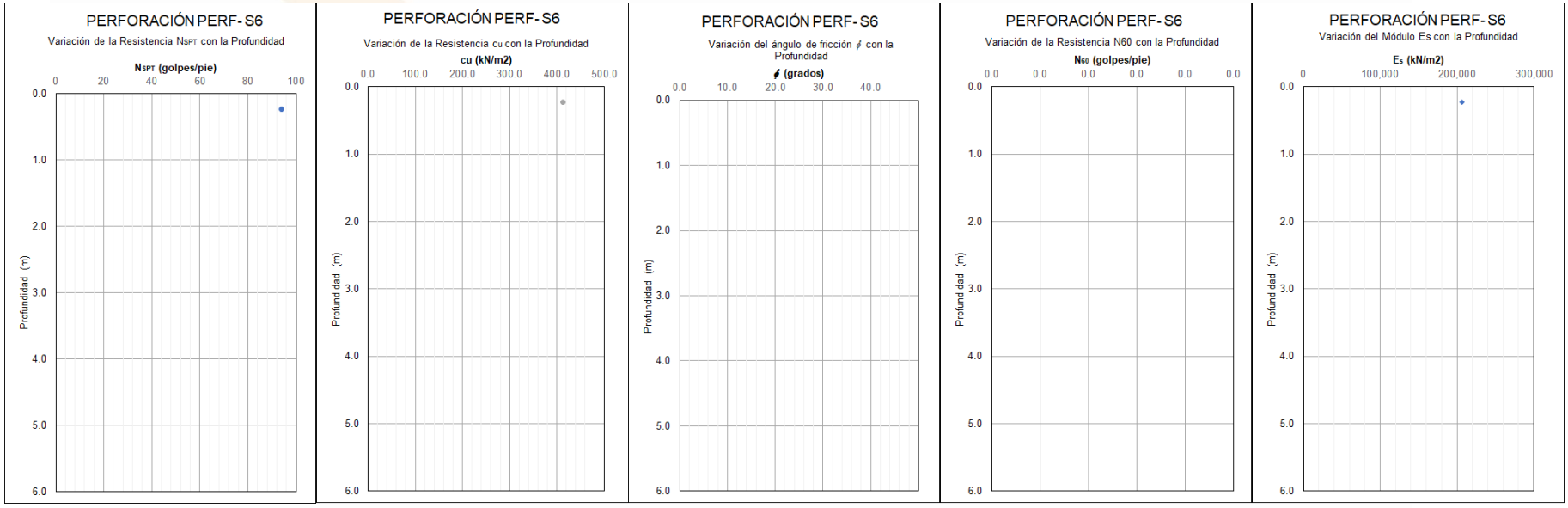


Ilustración 67 Perfil de resistencia Puente Sondeo 1.

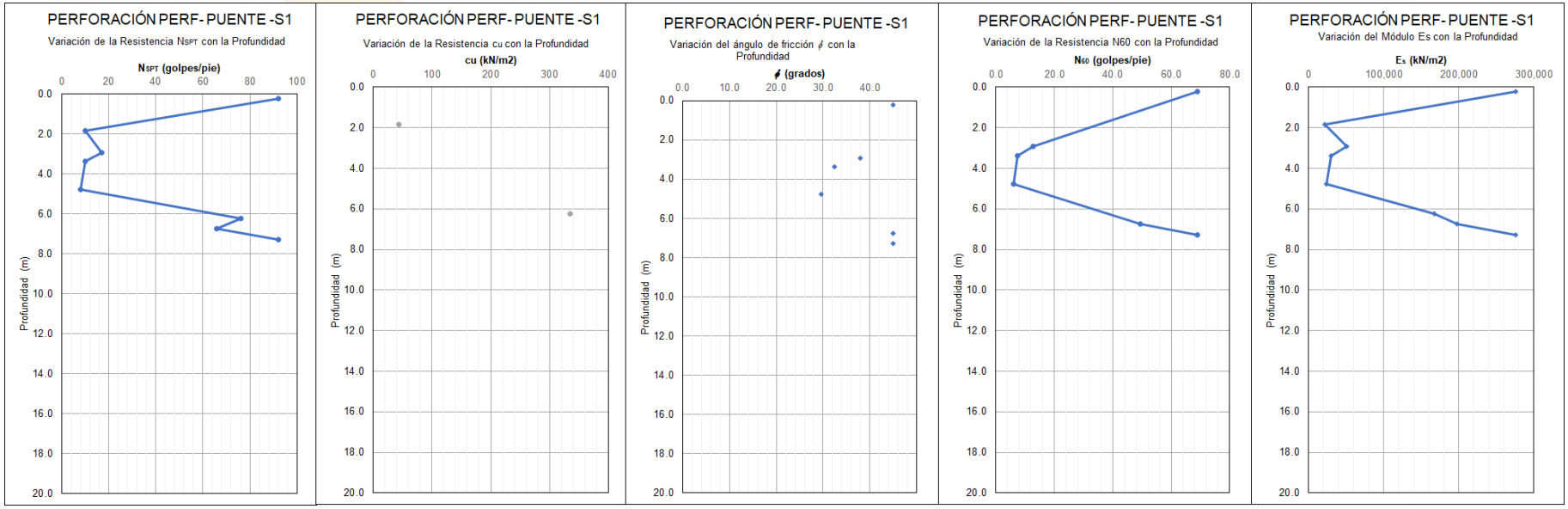
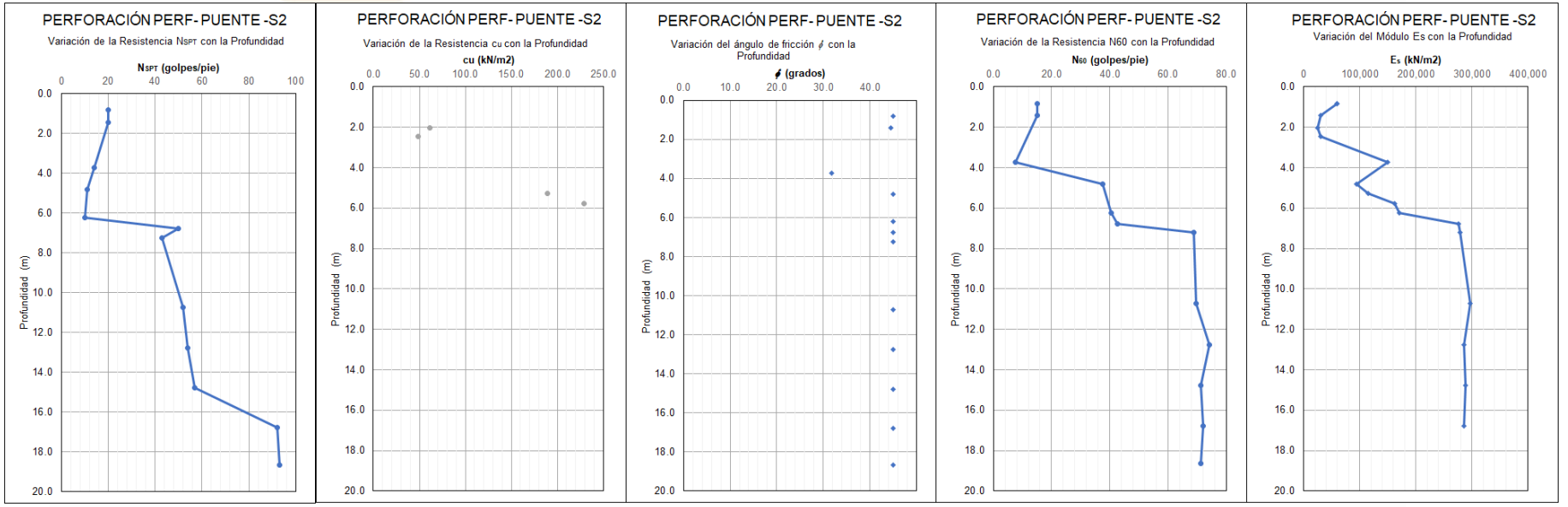


Ilustración 68 Perfil de resistencia Puente Sondeo 2.

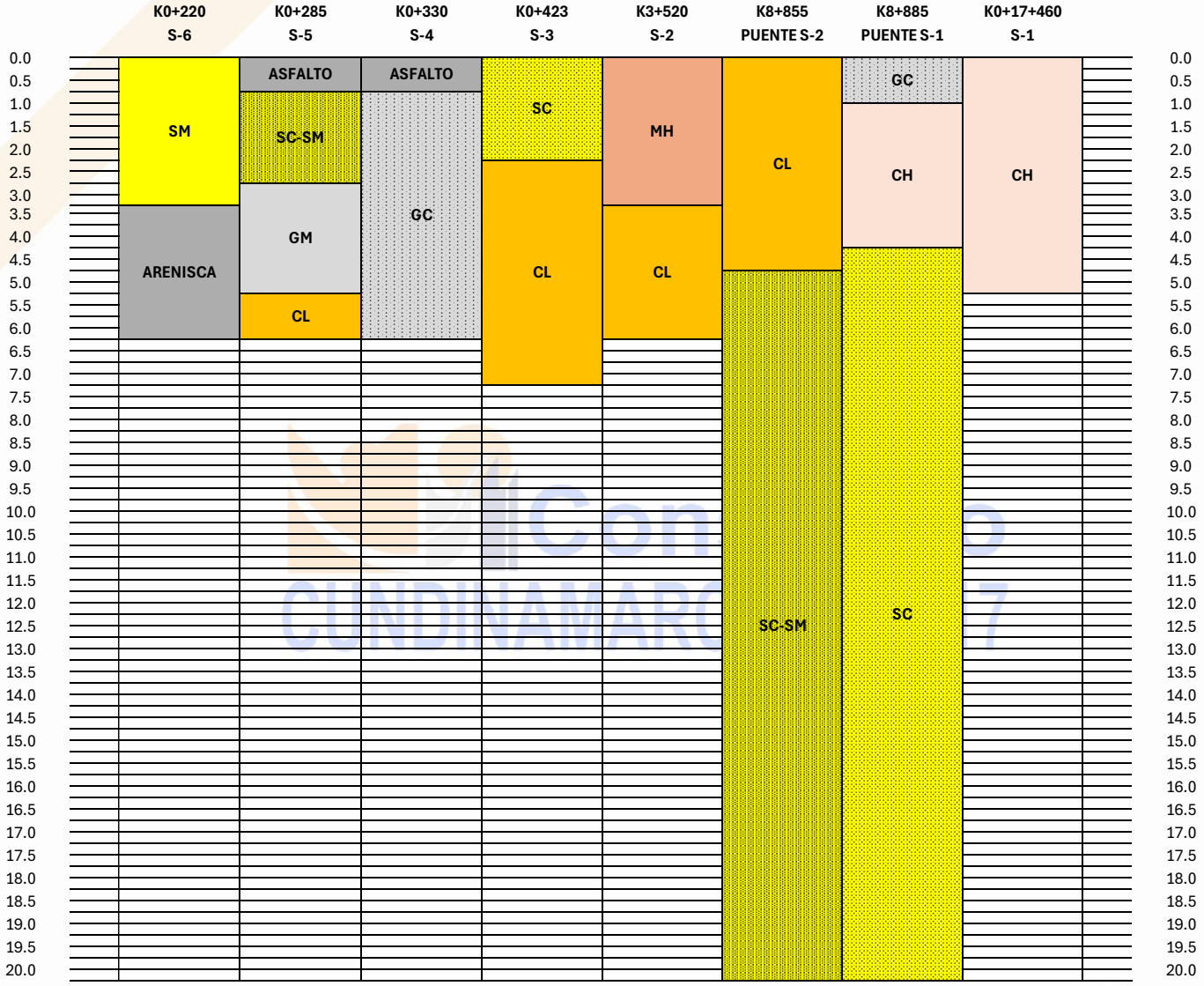


8.9 SECTORIZACIÓN

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 69 Perfiles estratigráficos encontrados en la exploración geotécnica directa



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

Tabla 17 Sectores definidos según la estratigrafía

Sector	Abscisas
1	K0+000 a K3+520
2	K8+855 a K8+885

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

Tabla 18 Tipo de terreno según la morfología encontrada

Sector	Tipo de Terreno
K0+000 – K4+580	Motañoso
K4+580 a K8-643	Ondulado / Montañoso
K8-643 a K14-523	Motanñoso
K14-523 a K20+103	Ondulado

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

Tabla 19 Sectorización definitiva del corredor vial

SECTOR	Abscisa Inicial	Abscisa Final	Morfología (Tipo de Terreno)
1	K0+000	K4+580	Motañoso
2	K4+580	K8-643	Ondulado / Montañoso
3	K8-643	K14-523	Montañoso
4	K14-523	K20+103	Ondulado

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

- Los contenidos de humedad de los suelos residuales son bajos e indican que estos estratos no son susceptibles a la percolación, esto en virtud de los contenidos altos de finos que muestran y que determinan la presencia de bajas permeabilidades.

- Los contenidos naturales de humedad son, en términos generales, bajos a moderados, lo que indica que durante la exploración los materiales se encontraban por debajo de su estado de saturación y conservaban condiciones favorables de resistencia.

- Los valores de peso unitario seco obtenidos (del orden de 17.1 a 17.2 kN/m³) corresponden a materiales relativamente densos, por lo que no se evidencian condiciones de suelos colapsables en estado natural.

- El comportamiento del corredor estará gobernado principalmente por los suelos cohesivos de alta fracción fina, cuya resistencia y deformabilidad dependerán en gran medida de las condiciones de humedad y del adecuado manejo de las aguas superficiales y subterráneas.

- Los materiales residuales presentan una alta uniformidad mineralógica, reflejada en el predominio de suelos limosos y arcillosos derivados de la meteorización de las rocas sedimentarias presentes en el corredor.

- Los materiales clasificados como SC, SC-SM y GM presentan una respuesta mecánica superior respecto a los suelos cohesivos, aunque su comportamiento depende del confinamiento proporcionado por la matriz fina.

- La exploración evidencia un perfil de meteorización avanzado, donde la transición roca-suelo ocurre de forma gradual, sin un contacto claramente definido.

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). 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 20 Parámetros Geotécnicos

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 S1	0.00 - 1.00	GC	50	0	39		37.5		150,000
	1.00 - 4.00	CH	10	4.4	25	44			22,000
	4.00 - 20.00	SC	50	0	39		37.5		150,000
PUENTE S2	0.00 - 5.00	CL	14	12.65	22.05	52.88			26,440
	5.00 - 20.00	SC	50	0	39		37.5		150,000
SONDEO 1	0.00 - 6.00	CH	15	6.6	25	66			33,000
SONDEO 2	0.00 - 3.00	MH		7.65	25	76.5			38,250
	3.00 - 6.00	CL	12	5.28	25	52.8			26,400
SONDEO 3	0.00 - 2.00	SC	14		39		10.5		42,000
	2.00 - 6.00	CL		8.2945	25	82.945			41,473
SONDEO 4	0.00 - 0.50	ASFALTO							
	0.50 - 6.00	GC	17		39		12.75		51,000
SONDEO 5	0.00 - 0.50	ASFALTO							
	0.50 - 2.50	SC-SM	50		39		37.5		150,000
	2.50 - 5.00	GM	50		39		37.5		150,000
	5.00 - 6.00	CL	50	22	25	220			110,000
SONDEO 6	0.00 - 3.00	SC-SM	50		39		37.5		150,000
	3.00 - 6.00	ARENISCA						229.4	5,000,000

9. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

El presente capítulo aborda la evaluación geotécnica de los puntos críticos identificados durante el reconocimiento de campo del corredor vial, orientada a la caracterización de los procesos de inestabilidad, erosión y deterioro progresivo observados tanto en los taludes y la banca de la vía, como en los cortes proyectados a lo largo del corredor. En particular, se analizaron los sectores localizados entre las abscisas K0+200 – K0+450, K0+650 – K0+700, K1+450 – K1+500, K1+850 – K1+900, K3+430 – K3+460 y K17+410 – K17+480, donde se evidencian fenómenos asociados a erosión diferencial, reptación de ladera, hundimientos de banca, deslizamientos de materiales residuales, caída de bloques y detritos, así como problemas derivados de la deficiencia en el manejo de aguas superficiales y de la interacción estructural de los materiales geológicos presentes en los cortes. De manera complementaria, se desarrolló el análisis de estabilidad de los cortes proyectados considerados críticos dentro del diseño geométrico y geotécnico de la vía, con el fin de verificar su comportamiento bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas, y definir las medidas de manejo y estabilización requeridas para garantizar condiciones adecuadas de estabilidad y operación del corredor vial.

9.1 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.

9.1.1 SITIO CRITICO K0+200 - K0+260

En el sitio crítico S1, localizado entre las abscisas K0+200 y K0+260, se identifican procesos de erosión diferencial en el talud interno superior, asociados principalmente a la exposición de estratos de arcillolita y a la ausencia de obras de manejo de aguas superficiales. Esta condición ha favorecido la formación de surcos erosivos y el deterioro progresivo del corte. Como medida de estabilización se proyecta la construcción de cunetas de coronación y disipadores para el control de escorrentía, complementados con la instalación de biomanto permanente con malla de protección superficial y drenes horizontales para disminuir las presiones de agua en el macizo.

9.1.2 SITIO CRITICO K0+250 - K0+275

En el sitio crítico S2, entre las abscisas K0+250 y K0+275, se presenta desplazamiento lateral de la berma debido a la pérdida de confinamiento del talud externo, acompañado de procesos erosivos y presencia de grietas de tracción paralelas al borde de vía. Para la estabilización del sector se contempla la demolición de la berma afectada, la reconformación de la banca mediante un muro en suelo mecánicamente estabilizado (SME) de 1.0 m de altura, construido mediante capas

sucesivas de 0.50 m reforzadas con geomalla uniaxial tipo UX-50, la reconstrucción de la berma y el sello de las fisuras presentes sobre la superficie de rodadura.

9.1.3 SITIO CRITICO K0+290 - K0+370

En el sitio crítico S3, localizado entre las abscisas K0+290 y K0+370, se observa un problema de inestabilidad cinemática por volcamiento de bloques en el talud interno, asociado a la orientación desfavorable de discontinuidades del macizo rocoso. Como medida de mitigación se proyecta la instalación de pernos de anclaje y malla de triple torsión adosada al talud para retención de bloques potencialmente inestables. Adicionalmente, en el talud externo se contempla el sello de las fisuras identificadas sobre la vía.

9.1.4 SITIO CRITICO K0+400 - K0+450

En el sitio crítico S4, ubicado entre las abscisas K0+400 y K0+450, se identifican procesos de hundimiento de la banca y fracturamiento de la berma asociados a reptación de ladera y acción de raíces de árboles presentes en el sector. En el talud interno se plantea la instalación de filtros de pata y la reconstrucción del pavimento mediante geomallas de refuerzo. Para el talud externo se proyecta el retiro de árboles, demolición de la berma afectada y la reconformación de la banca mediante un muro en suelo mecánicamente estabilizado (SME) de 1.50 m de altura entre las abscisas K0+425 y K0+435, construido en capas de 0.50 m reforzadas con geomalla uniaxial tipo UX-50. Complementariamente, se contempla la implementación de filtros en espina de pescado y cunetas flexibles para el manejo de aguas superficiales y subsuperficiales.

9.1.5 SITIO CRITICO K0+650 - K0+700

En el sector geológico localizado entre las abscisas K0+650 y K0+700, se evidencia saturación de la banca y procesos de reptación asociados a una vaguada que cruza el corredor vial. Para mejorar las condiciones de drenaje y estabilidad del sector se proyecta la construcción de filtros en espina de pescado y cunetas flexibles que permitan captar y conducir adecuadamente las aguas superficiales y subsuperficiales.

9.1.6 SITIO CRITICO K1+450 - K1+500

En el sitio geológico S2, entre las abscisas K1+450 y K1+500, se observan huellas de hundimiento en el borde externo de la banca asociadas a concentración de humedad y deficiencias de drenaje. Como medida correctiva se plantea la implementación de filtros en espina de pescado, cunetas flexibles y sello de fisuras en la vía para evitar el ingreso de agua hacia la estructura de pavimento.

9.1.7 SITIO CRITICO K1+850 - K1+900

En el sitio geológico S3, localizado entre las abscisas K1+850 y K1+900, se identifican procesos de erosión concentrada ocasionados por el descole inadecuado de aguas superficiales. Para controlar la escorrentía y reducir la erosión se proyecta la construcción de una cuneta de borde de vía y disipadores de energía hidráulica.

9.1.8 SITIO CRITICO K3+430 - K3+460

En el sitio crítico S5, entre las abscisas K3+430 y K3+460, se presenta un deslizamiento de suelos residuales altamente meteorizados que ha generado acumulación de derrubios y formación de un escarpe erosivo. Como medida de estabilización se proyecta la construcción de un muro de gaviones de 2.0 m de altura en el borde de vía y la instalación de biomanto permanente sobre el escarpe para protección superficial y control de erosión.

9.1.9 SITIO CRITICO K17+410 - K17+480

En el sitio crítico S6, localizado entre las abscisas K17+410 y K17+480, se evidencia caída de detritos y desprendimiento de materiales asociados a intercalaciones de areniscas y niveles arcillosos erosionables. Como medida de manejo se contempla la descarga de materiales sueltos y la instalación de pernos con malla de triple torsión adosada al talud para la retención de bloques y estabilización superficial del corte.

9.2 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 y las líneas sísmicas realizadas; los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 21 Perfil de Suelos Puente S1

VILLAPINZÓN PUENTE SONDEO S-1

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

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
	DESDE	HASTA			
1	0.00	6.00	6.0	7.5	0.80
2	6.00	30.00	24.0	49.5	0.48
				Σ	**1.28**
				ds	**30.0**
				N (golpes/pie)	**23**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22 Perfil de Suelos Puente S2

VILLAPINZON 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	10.5	0.48
2	5.00	7.00	2.0	32.25	0.06
2	7.00	30.00	23.0	69	0.33
				Σ	**0.87**
				ds	**30.0**
				N (golpes/pie)	**34**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23 Perfil de Suelos S1

VILLAPINZON 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	2.00	2.0	9.75	0.21
2	2.00	30.00	28.0	31.5	0.89
				Σ	**0.89**
				ds	**28.0**
				N (golpes/pie)	**32**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24 Perfil de Suelos S2

VILLAPINZON SONDEO S-2

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

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
	DESDE	HASTA			
1	0.00	3.00	3.0	25.5	0.12
2	3.00	5.00	2.0	9	0.22
3	5.00	30.00	25.0	42.75	0.58
				Σ	**0.92**
				ds	**30.0**
				N (golpes/pie)	**32**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25 Perfil de Suelos S3

VILLAPINZON 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	5.00	5.0	9.75	0.51
2	5.00	30.00	25.0	41.25	0.61
				Σ	**1.12**
				ds	**30.0**
				N (golpes/pie)	**27**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26 Perfil de Suelos S4

VILLAPINZON SONDEO S-4

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

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
	DESDE	HASTA			
1	0.00	1.00	1.0	35.25	0.03
2	1.00	3.00	2.0	12.75	0.16
3	3.00	30.00	27.0	42.75	0.63
				Σ	**0.63**
				ds	**27.0**
				N (golpes/pie)	**43**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 27 Perfil de Suelos S5

VILLAPINZON SONDEO S-5

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

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
	DESDE	HASTA			
1	0.00	30.00	30.0	63	0.48
				Σ	**0.48**
				ds	**30.0**
				N (golpes/pie)	**63**
				SUELO TIPO	**C**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28 Perfil de Suelos S6

VILLAPINZON SONDEO S-6

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

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m) DESDE	HASTA	ESPESOR (m)	N (golpes/pie)	di/N
1	0.00	30.00	30.0	70.5	0.43
				Σ	**0.43**
				ds	**30.0**
				N (golpes/pie)	**71**
				SUELO TIPO	**C**

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, las líneas sísmicas realizadas permitieron establecer los siguientes Perfiles de Suelo en las ubicaciones en que se efectuaron:

Tabla 29 Perfil de Suelo en cada Línea Sísmica

LÍNEA SÍSMICA	TIPO DE PERFIL
TRS-01	Suelo Tipo C
TRS-02	Suelo Tipo D
TRS-03	Suelo Tipo D
TRS-04	Suelo Tipo D
TRS-05	Suelo Tipo C

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

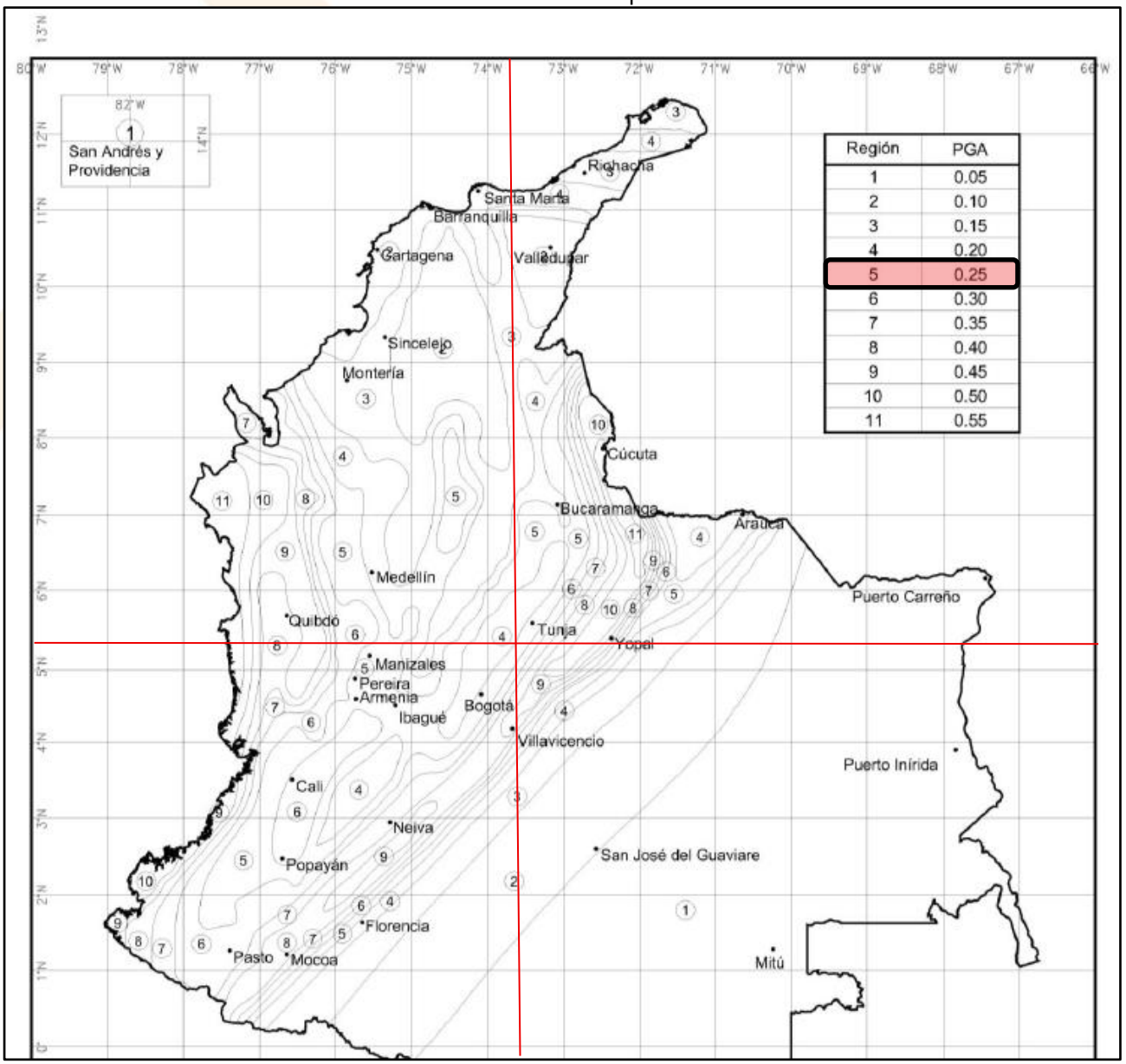
SONDEO	TIPO DE PERFIL
PUENTE S1	D
PUENTE S2	D
S1	D
S2	D
S3	D
S4	D
S5	C
S6	C

Con base en los resultados obtenidos en la determinación del perfil de suelos, se adopta de manera conservadora un perfil de suelo Tipo D para todos los sectores evaluados, aunque algunos sondeos clasificaron como Suelo Tipo C.

9.3 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.

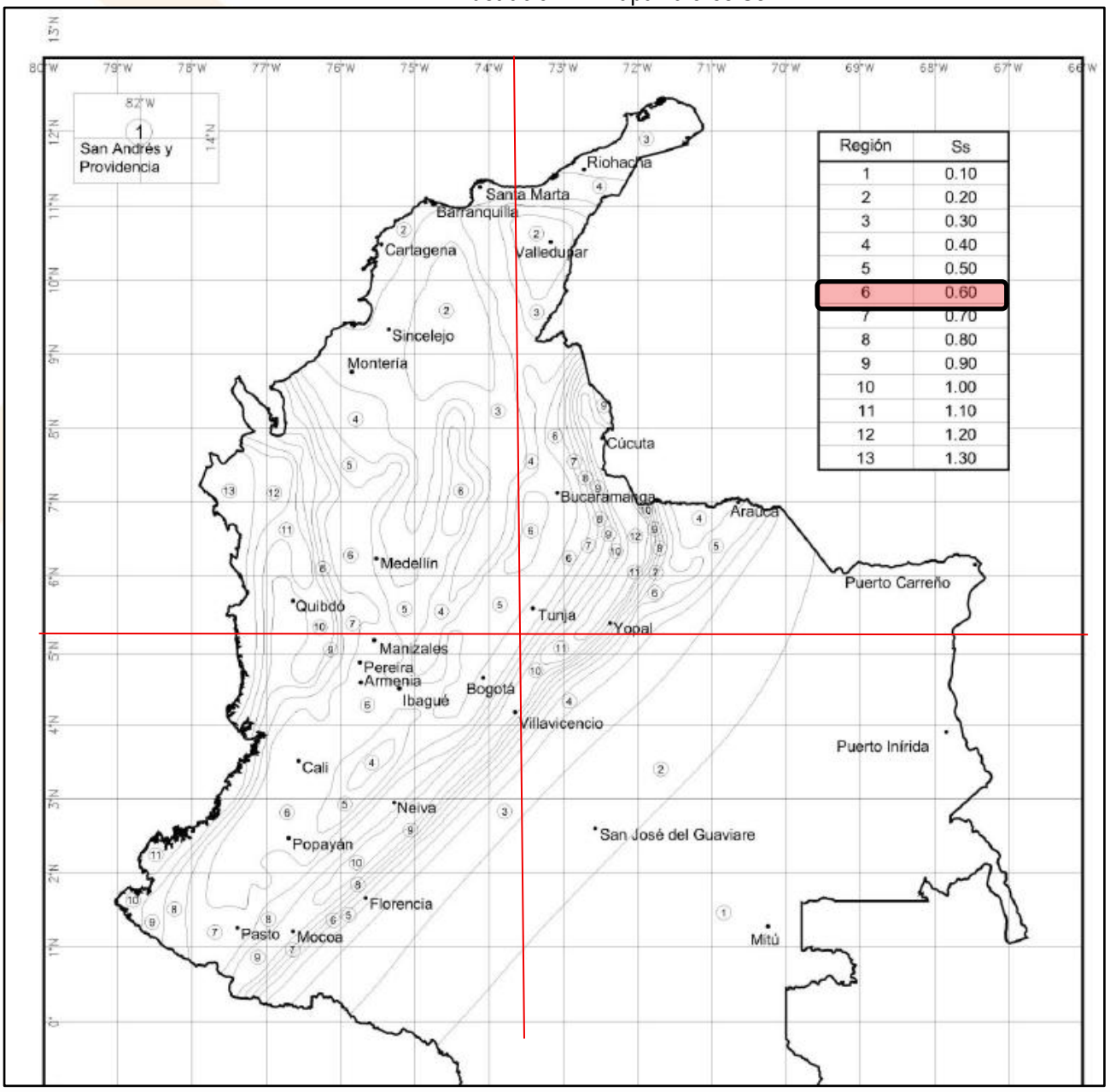
Ilustración 70 Mapa valores PGA



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

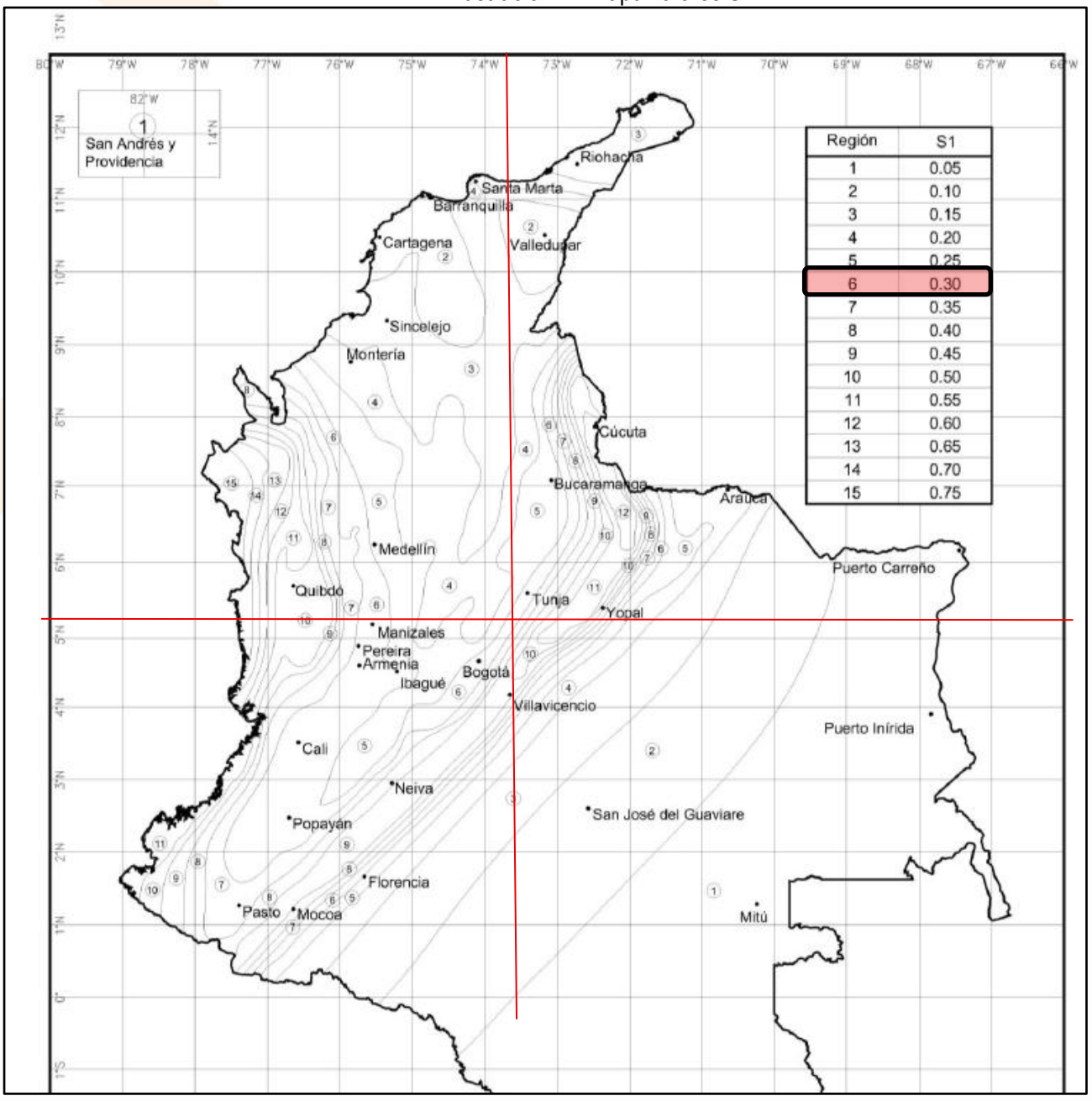
Ilustración 71 Mapa valores Ss



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 72 Mapa valores S1



Fuente: CCP-14

De acuerdo con los parámetros de amenaza sísmica definidos para el proyecto y la clasificación del suelo como Tipo C y 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 30 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 C y tipo D se obtiene el factor de sitio Fa:

Tabla 31 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 C y tipo D se obtiene el factor de sitio Fv:

Tabla 32 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 33 Resumen factores obtenidos

PERFIL DE SUELO	C	D
PGA	0.25	0.25
Fpga	1.15	1.30
Ss	0.60	0.60
Fa	1.16	1.32
S1	0.30	0.30
Fv	1.50	1.8

Fuente: Elaboración propia.

9.4 CIMENTACIONES PROFUNDAS

En el presente capítulo se describe la metodología empleada para la evaluación de la capacidad portante de pilotes, considerados como alternativa de cimentación para el puente ubicado en el K8+860. El análisis se fundamenta en la información geotécnica obtenida en los sondeos ejecutados en los sectores de implantación de la estructura, los cuales permiten definir las condiciones estratigráficas y los parámetros geomecánicos del subsuelo. Con base en esta información, se establecen los criterios para la estimación de la resistencia por punta y por fuste de los pilotes. Los resultados obtenidos a partir de la aplicación de esta metodología se presentan de manera detallada en los anexos del presente informe.

Con base en esta información, se evalúa la capacidad de los elementos de cimentación profunda considerando los mecanismos de resistencia desarrollados por punta y por fuste. Para la estructura se definieron las características geométricas de los elementos de cimentación, tales como el diámetro y la longitud o profundidad de desplante, así como las cargas transmitidas bajo los diferentes estados límite considerados en el diseño.

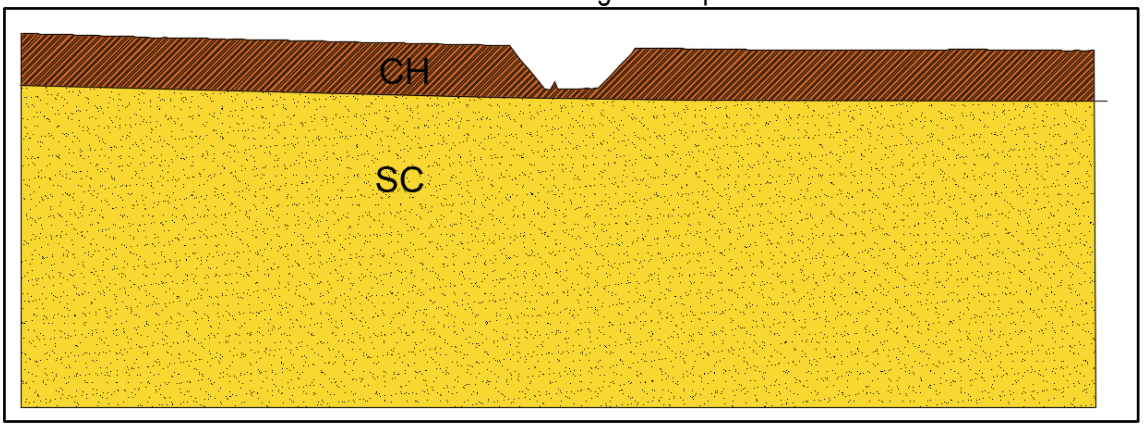
Los valores de capacidad obtenidos para las diferentes geometrías y profundidades de cimentación fueron determinados mediante la metodología de cálculo presentada en los numerales posteriores. Como resultado de dichos análisis, se elaboraron ábacos de capacidad portante para los diferentes diámetros y profundidades evaluados, a partir de los cuales se establecieron los valores de capacidad empleados en la verificación de la cimentación proyectada. Los cálculos detallados y los ábacos correspondientes se presentan en los anexos del presente informe.

Puente K8+860

El puente ubicado en el K8+860 corresponde a una estructura de una sola luz de 15,00 m. La transmisión de las cargas de la superestructura hacia el terreno se realiza mediante cimentaciones profundas conformadas por pilotes de 1,20 m de diámetro.

En la Figura se presenta el perfil longitudinal promedio del puente, en el cual se muestra la estratigrafía identificada a partir de la exploración geotécnica realizada, permitiendo visualizar la distribución y espesor de los diferentes estratos que conforman el subsuelo en el sector de la estructura.

Ilustración 73 Perfil longitudinal promedio



Para la verificación de la capacidad portante de la cimentación se considera una solución mediante pilotes preexcavados de 1,20 m de diámetro y 14,00 m de longitud, tanto para el Eje 1 como para el Eje 2. Las cargas de diseño consideradas para la verificación de la capacidad portante corresponden a los Estados Límite de Servicio (ELS), Resistencia (ELR) y Evento Extremo (ELEE), las cuales fueron contrastadas con las capacidades obtenidas a partir de los análisis geotécnicos.

Tabla 34 verifiación de la capacidad portante.

Eje de apoyo	Diámetro del pilote (m)	Profundidad del pilote (m)	Estado límite	Carga aplicada (kN/pilote)	Capacidad portante (kN/pilote)	Asentamientos en pilotes (cm)
Eje 1	1,20	14,00	ELS	833.57	5102.3	1.39
			ELR	1265.06	2443.2	0.66
			ELEE	764.92	5102.3	1.39
Eje 2	1,20	14,00	ELS	833.57	4790.2	1.32
			ELR	1265.06	2304.2	0.63
			ELEE	764.92	4790.2	1.32

Los resultados obtenidos permiten verificar la capacidad de los pilotes proyectados frente a las cargas transmitidas por la estructura. Las capacidades presentadas corresponden a los valores seleccionados a partir de los ábacos generados mediante la aplicación de la metodología de cálculo descrita en los numerales siguientes, considerando las condiciones geotécnicas identificadas en el sector de implantación del puente.

9.4.1 CAPACIDAD PORTANTE

A continuación, se presentan los Factores de Resistencia que deben emplearse, de acuerdo con la CCP-14, dentro de los cuales se encuentran los que se emplean en el cálculo de Capacidad Portante a Compresión y por Levantamiento para los pilotes de los Puentes:

Tabla 35 Factores de Resistencia para Pilotes Excavados (Fuente: CCP-14)

Método	Suelo	Condición	Factor de Resistencia
Resistencia Nominal a la Compresión Axial de Pilotes Perforados Individuales	Resistencia por Fuste en Arcillas	Método a - O´Neill & Reese (1999)	0.45
	Resistencia por Punta en Arcilla	Esfuerzo Total - O´Neill & Reese (1999)	0.40
	Resistencia por Fuste en Arena	Método b - O´Neill & Reese (1999)	0.55
	Resistencia por Punta en Arena	O´Neill & Reese (1999)	0.50
	Resistencia por Fuste en IGM´s	O´Neill & Reese (1999)	0.60
	Resistencia por Punta en IGM´s	O´Neill & Reese (1999)	0.55
	Resistencia por Fuste en Roca	Horvath and Kenney (1979)	0.55
	Resistencia por Punta en Roca	O´Neill & Reese (1999)	0.50
Resistencia al Levantamiento de Pilotes Perforados Individuales	Arcilla	Método a - O´Neill & Reese (1999)	0.35
	Arena	Método b - O´Neill & Reese (1999)	0.45
	Roca	Horvath and Kenney (1979)	0.40
Resistencia Geotécnica Horizontal del Pilote Individual	Todos los Materiales		1.0

Fuente.CCP-14

Considerando lo anterior y según Numeral 10.8.3.5.2b – Resistencia Lateral, para tramos de pilote embebidos en suelos granulares, la resistencia por fuste se calcula mediante:

$$P_{f\ granular} = \pi D \sum_{i=1}^{A} \beta_i \sigma'_{vi} (\Delta L_i)$$

En esta expresión, A es el número de subtramos de pilote dentro de estratos granulares. El valor b_i se limita a un valor máximo de 190 kPa, y el valor de b_i se obtiene como:

$$\beta_i = \left(\frac{N_{60}}{15}\right)\left(1.5 - 0.0077\sqrt{z}\right) \ para\ N_{60} < 15$$

$$\beta_i = \left(1.5 - 0.0077\sqrt{z}\right) \ para\ N_{60} \geq 15$$

Para tramos de pilote embebidos en suelos finos, siguiendo lo indicado en el Numeral 10.8.3.5.1b – Resistencia Lateral, la resistencia por fuste se calcula en función de la resistencia no drenada c_{ui} mediante:

$$P_{f\ fino} = \pi D \sum_{i=1}^{F} \alpha_i c_{ui} (\Delta L_i)$$

En esta expresión, F es el número de subtramos de pilote dentro de estratos de suelo fino. El valor de a_i se obtiene como:

$$\alpha_i = 0.55 \quad para\ \frac{c_{ui}}{p_a} \leq 1.5$$

$$\alpha_i = 0.55 - 0.1\left(\frac{c_{ui}}{p_a} - 1.5\right) \ para\ \frac{c_{ui}}{p_a} \geq 1.5$$

Por otra parte, la resistencia por punta en suelos no cohesivos debe calcularse, según el Numeral 10.8.3.5.2c – Resistencia de Punta, con los siguientes criterios:

Si N_{60} < 50 golpes/pie:

$$q_p = 58.64\ N_{60}$$

Si N_{60} > 50 golpes/pie:

$$q_p = 0.59\left[N_{60}\left(\frac{p_a}{\sigma_v'}\right)\right]^{0.80}\sigma_v'$$

En este caso, p_a es la presión atmosférica, con un valor de 101.3 kPa. El valor de N_{60} no debe adoptarse como mayor a 100.

Para el caso de los suelos finos, el valor de la resistencia por punta debe calcularse como:

$$q_p = c_u N_c$$

El valor de factor de capacidad portante N_c se calcula, según el Numeral 10.8.3.5.1c– Resistencia de Punta, como:

$$Nc = 6\left[1 + 0.20\left(\frac{Z}{D}\right)\right] \leq 9$$

Aquí, Z es la penetración del pilote y D su diámetro.

Finalmente, para estratos de roca, y con base en lo establecido en el Numeral 10.8.3.5.4b – Resistencia Lateral, de la CCP-14, la resistencia por fuste en materiales rocosos debe calcularse como:

$$P_f = 0.65\alpha_E \pi D p_a \sum_{i=1}^{G}\sqrt{\frac{q_{ui}}{p_a}}(\Delta L_i)$$

Aquí, α_E es un factor de adhesión que depende de la relación E_m/E_r, D es el diámetro del pilote, p_a es la presión atmosférica, G es el número de subtramos de pilote dentro de estratos rocosos, q_{ui} es la resistencia a la compresión del material rocoso en cada subtramo de roca, y ΔL_i es la longitud de cada subtramo.

Para efectos de análisis, en este caso se adopta un valor de α_E de 0.45, que de acuerdo con la Tabla 10.8.3.5.4b-1 de la CCP corresponde a una relación E_m/E_r de 0.05, esto considerando que se trata de rocas blandas con valores bajos de RQD.

La resistencia máxima por punta se estima como:

$$P_p = 2.5 q_u A_p$$

La Capacidad Portante Mayorada de Pilotes se calcula, como:

$$P_R = j_{qs} P_f + j_{qp} P_p$$

En la expresión anterior j_{qs} es el Factor de Resistencia por Fuste, y j_{qp} es el Factor de Resistencia por Punta, de acuerdo con la Tabla 10.5.5.2.4-1 de la CCP-14.

El cálculo de los valores de capacidad portante se presenta en el ANEXO 2 MEMORIAS DE CALCULO.

9.4.2 ASENTAMIENTOS

En este caso, el acortamiento elástico S_e de los pilotes se calcula como:

$$S_e = P_{adm} \sum_{i=1}^{N} \frac{\Delta L_i}{A_p E_p}$$

En esta expresión P_{adm} es la capacidad portante admisible del pilote DL_i es la longitud de cada subtramo de pilote, A_p es la sección transversal del pilote, y E_p es el módulo de elasticidad del concreto.

El asentamiento por transferencia de carga del pilote al terreno natural puede calcularse como (Bowles, 1996):

$$S_{tr} = F_E F_R \left(\frac{P_{adm}}{A_p} \right) D \frac{\left(1 - \upsilon^2\right)}{E_s}$$

Aquí, F_E es un factor de empotramiento, con un valor máximo de 0.55, F_R es un factor de reducción para considerar el aporte de la carga por fuste, con un valor máximo de 0.75, n es la relación de Poisson del suelo, y E_s corresponde al módulo de elasticidad del terreno en el que se apoya la punta del pilote.

Los asentamientos totales en los pilotes se calculan finalmente como:

$$S_T = S_e + S_{tr}$$

Los asentamientos esperados para las longitudes de pilote consideradas en los análisis se presentan en el ANEXO 2 MEMORIAS DE CALCULO.

9.4.3 EVALUACIÓN DE LA DISTORSIÓN ANGULAR

Con el propósito de evaluar los efectos asociados a los asentamientos diferenciales entre los apoyos del puente, se realizó el análisis de la distorsión angular entre los ejes de cimentación. La distorsión angular corresponde a la relación entre el asentamiento diferencial de dos puntos de una estructura y la distancia horizontal que los separa. Este parámetro permite

evaluar la deformación relativa generada por asentamientos no uniformes y establecer si las diferencias de asentamiento pueden producir inclinaciones o deformaciones significativas en la estructura.

La distorsión angular se determina mediante la siguiente expresión:

$$\beta = \Delta s / L$$

Donde:
β = Distorsión angular.
Δs = Asentamiento diferencial entre los puntos evaluados.
L = Distancia horizontal entre los puntos evaluados.

El asentamiento diferencial se obtiene como la diferencia absoluta entre los asentamientos calculados en cada uno de los ejes:

$$\Delta s = |S_1 - S_2|$$

Para el puente objeto de análisis, la distancia entre los ejes de apoyo corresponde a:

$$L = 15{,}00 \text{ m} = 1.500 \text{ cm}$$

Los asentamientos calculados para cada uno de los ejes son:

- Eje 1: S_1 = 1,39 cm
- Eje 2: S_2 = 1,32 cm

Por lo tanto, el asentamiento diferencial corresponde a:

$$\Delta s = |1{,}39 - 1{,}32|$$
$$\Delta s = 0{,}07 \text{ cm}$$

En consecuencia, la distorsión angular se calcula como:

$$\beta = 0{,}07 / 1.500$$
$$\beta = 0{,}0000467$$

Por lo tanto, la distorsión angular obtenida entre los dos ejes de apoyo es:

$$\boldsymbol{\beta = 4{,}67 \times 10^{-5}}$$

El resultado obtenido evidencia que la diferencia de asentamientos entre los ejes de cimentación es reducida en comparación con la distancia horizontal existente entre ellos. En consecuencia, la distorsión angular calculada es baja, por lo que no se prevén deformaciones diferenciales significativas que puedan afectar el comportamiento de la superestructura como consecuencia de los asentamientos estimados.

9.4.4 CAPACIDAD PORTANTE A TRACCIÓN DE CIMIENTOS PROFUNDOS

De acuerdo con la CCP-14, se prevé que el cálculo de la Capacidad a Tracción se base en los mismos principios que se emplean para el cálculo a Compresión en cuanto a resistencia por fuste.

Para tramos de pilote embebidos en suelos granulares, la resistencia por fuste se calcula mediante:

$$P_{f\ granular} = \pi D \sum_{i=1}^{A} \beta_i \sigma_{vi}^{'} (\Delta L_i)$$

En esta expresión, A es el número de subtramos de pilote dentro de estratos granulares. El valor de bi s´$_{vi}$ se limita a un valor máximo de 190 kPa, y el valor de b_i se obtiene como:

$$\beta_i = \left(\frac{N_{60}}{15}\right)\left(1.5 - 0.0077\sqrt{z}\right) \qquad para\ N_{60} < 15$$

$$\beta_i = \left(1.5 - 0.0077\sqrt{z}\right) \qquad para\ N_{60} \geq 15$$

Para tramos de pilote embebidos en suelos finos, la resistencia por fuste se calcula en función de la resistencia no drenada c_{ui} mediante:

$$P_{f\ fino} = \pi D \sum_{i=1}^{F} \alpha_i c_{ui} (\Delta L_i)$$

En esta expresión, F es el número de subtramos de pilote dentro de estratos de suelo fino. El valor de a_i se obtiene como:

$$\alpha_i = 0.55 \qquad para\ \frac{c_{ui}}{p_a} \leq 1.5$$

$$\alpha_i = 0.55 - 0.1\left(\frac{c_{ui}}{p_a} - 1.5\right) \qquad para\ \frac{c_{ui}}{p_a} \geq 1.5$$

Finalmente, para estratos de roca, y con base en lo establecido en el Numeral 10.8.3.5.4b – Resistencia Lateral, de la CCP-14, la resistencia por fuste en materiales rocosos debe calcularse como:

$$P_f = 0.65\alpha_E \pi D p_a \sum_{i=1}^{G} \sqrt{\frac{q_{ui}}{p_a}} (\Delta L_i)$$

La Capacidad Portante Mayorada a Tracción es, en consecuencia:

$$P_T = j_{up\ granular} P_{f\ granular} + j_{up\ fino} P_{f\ fino} + j_{up\ roca} P_{f\ roca} + W_{pilote}$$

En la expresión anterior $j_{up\ granular}$ es el Factor de Resistencia contra Levantamiento por Fuste en granulares, y $j_{up\ fino}$ es el Factor de Resistencia contra Levantamiento por Fuste en suelos finos y $j_{up\ roca}$ es el Factor de Resistencia contra Levantamiento por Fuste en suelos de roca , de acuerdo con la Tabla 10.5.5.2.4-1 de la CCP-14.

El cálculo de los valores de capacidad portante y asentamientos se presenta en el ANEXO 2 MEMORIAS DE CALCULO.

9.4.5 MÓDULOS DE REACCIÓN

El valor del Módulo de Reacción Vertical Kv planteada por Vesic se estima como:

$$K_V = \frac{E_s}{(1-v^2)B}$$

En esta expresión, B es el diámetro del pilote; los valores del módulo de reacción vertical estimados son los siguientes:

El valor del Módulo de Reacción Horizontal Kh del terreno, de acuerdo con la expresión planteada por Vesic (1961):

$$K_h = \left(\frac{0.65}{B}\right) \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1-v^2}$$

En la expresión anterior n es la relación de Poisson y B es el diámetro de un pilote.

Los valores del Módulo de Reacción Vertical Kv y Horizontal Kh, en función del diámetro B de pilote, de acuerdo con lo expuesto.

Todos los cálculos realizados, se presentan en el ANEXO 2 MEMORIAS DE CALCULO

9.5 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Se presenta la formulación para suelos granulares y cohesivos.

9.5.1 SUELOS GRANULARES

De manera conservadora, los cálculos de capacidad portante para las estructuras proyectadas dentro de los sectores conformados por depósitos compuestos por una matriz areno limosa con presencia de clastos redondeados de diferentes tamaños, fueron realizados mediante el método de Meyerhof, considerando el criterio de asentamiento permisible. Dichos cálculos se efectuaron para cada una de las zonas geotécnicas definidas previamente, empleando parámetros representativos obtenidos a partir de los resultados del ensayo SPT.

Teniendo en cuenta que los materiales identificados mediante la exploración geotécnica corresponden predominantemente a suelos granulares, la capacidad portante admisible se estimó con base en el asentamiento permitido, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_{adm}(kN/m2) = 11.98 N_{corr} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B}\right)^2 F_d \left(\frac{Se}{25.4}\right)$$

Aquí:

$$F_d = 1 + 0.33\ (Df/B) <= 1.33$$

El asentamiento permitido Se varía entre 1/4" (6.4 mm) y 1" (25.4 mm), esto de acuerdo con las cargas esperadas por estructura.

9.5.2 SUELOS COHESIVOS

La capacidad portante vertical del terreno de apoyo para cimientos superficiales estará definida por la expresión de Meyerhof (1963):

$$q_{permitida} = \varphi\ (c_u N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.50\ \gamma\ B\ N\gamma\ F_{gs} F_{gd} F_{gi})$$

$\varphi = 0.45$ Factor de Reduccióin de Resistencia (Sección 10 de la CCP-14).
$q' = \gamma_s D_f$ si $N.F \geq D_f$
$q' = \gamma_s D_f - 10*(D_f - N.F)$ si $N.F < D_f$

Se realizó el cálculo de la capacidad portante para cada uno de los sectores definidos en el numeral 8.10. Sectorización, considerando las condiciones estratigráficas identificadas en cada uno de ellos. De acuerdo con las características geotécnicas de los materiales presentes, se efectuó el análisis utilizando las metodologías aplicables para suelos granulares y suelos cohesivos. Como resultado, se elaboraron ábacos de capacidad portante que incluyen valores para diferentes dimensiones de zapatas superficiales, con el fin de facilitar la selección preliminar de las cimentaciones.

Para el proyecto se prevé la construcción de muros SME en los sitios K0+250 – K0+275 y K0+425 – K0+435, y un muro de gaviones en el tramo K3+450 – K3+480:

Ilustración 74 Ubicación en planta del muro SME de las abscisas K0+250 a K0+275

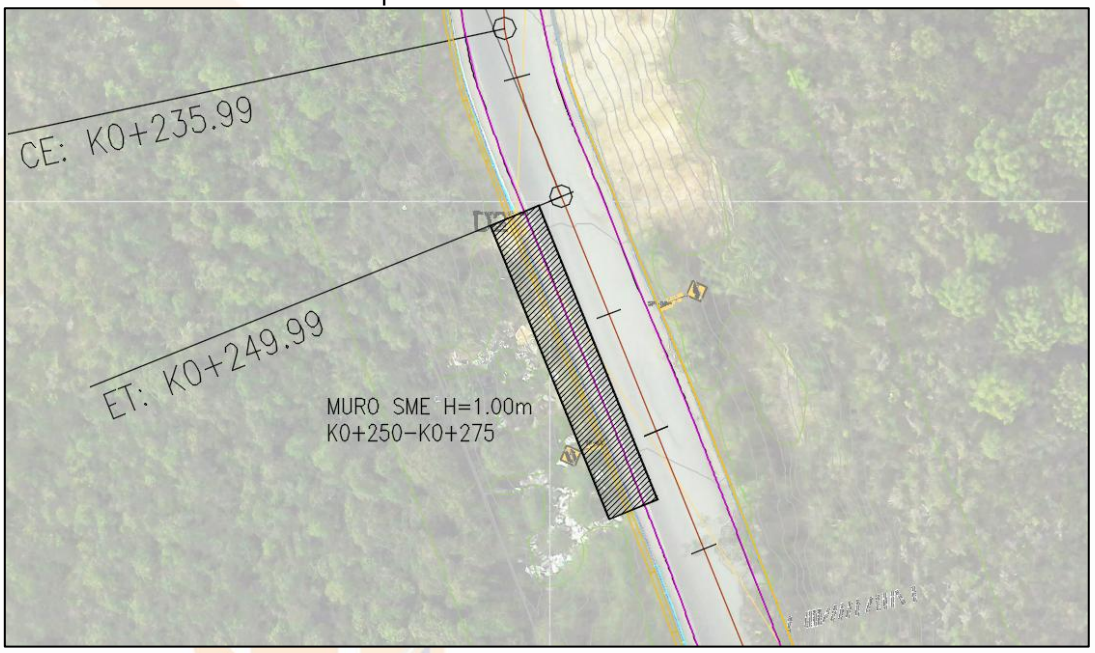


Ilustración 75 Sección transversal típica del muro SME de las abscisas K0+250 a K0+275

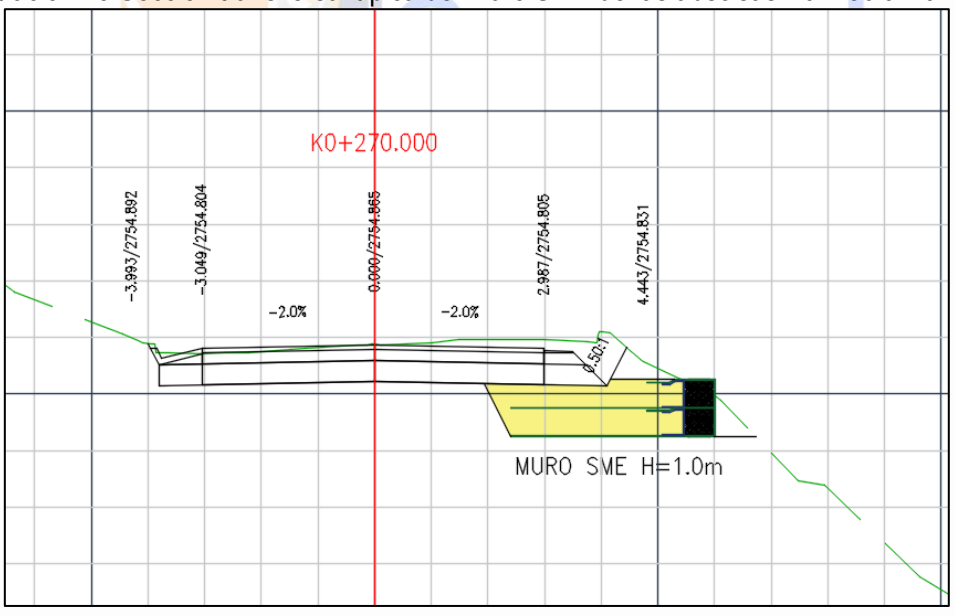


Ilustración 76 Ubicación en planta del muro SME de las abscisas K0+425 a K0+435



Ilustración 77 Sección transversal típica del muro SME de las abscisas K0+425 a K0+435

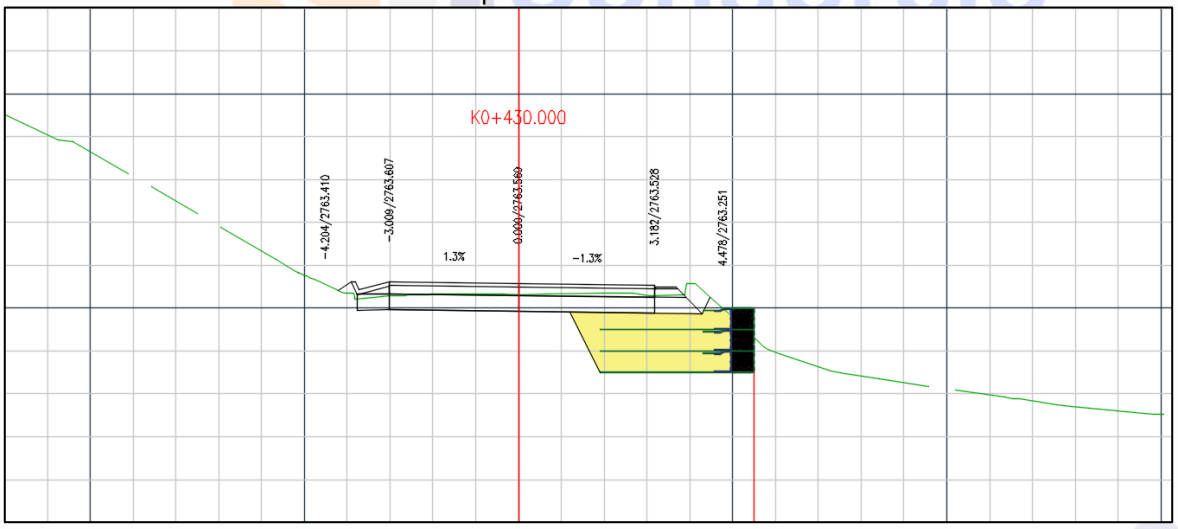


Ilustración 78 Ubicación del Muro de gaviones K3+450 – K3+480 en planta.

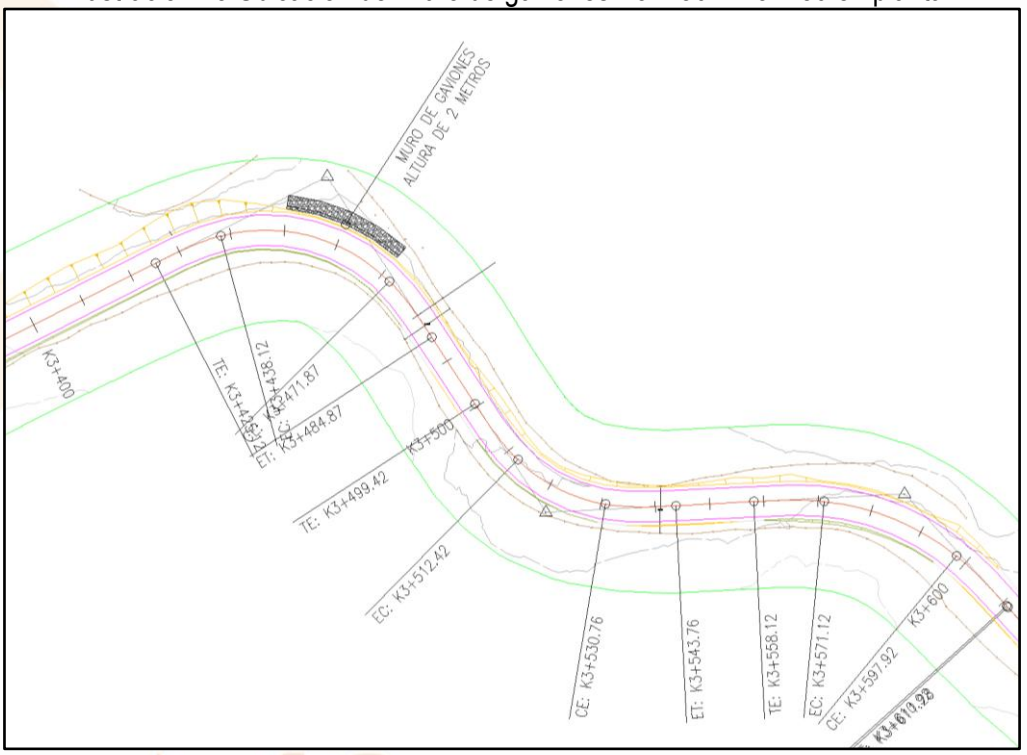
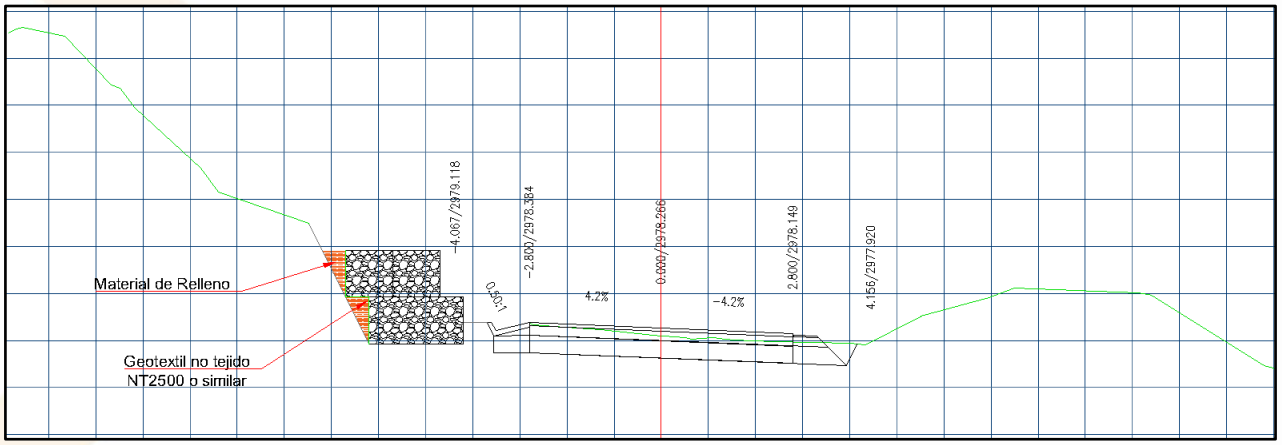


Ilustración 79 Ubicación muro K3+450 – K3+480 en sección transversal



En el caso del muro SME K0+250 – K0+275 el cálculo se realiza con los parámetros del sondeo S-5, con los siguientes resultados:

Ilustración 80 Cálculo de capacidad portante admisible para el muro SME K0+250 – K0+275

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN

CAPACIDAD PORTANTE DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS GRANULARES - ASENTAMIENTO ADMISIBLE

MURO SME K0+250 - K0+275

	PROFUNDIDAD (m)			γ	PROF. NF	σv	u	σ´v	N	CN	e ensayo	e cálculo	Ncorr	Se	Ancho de Cimiento	Df	Fd	qadm
SONDEO	DESDE	HASTA	MEDIA	(kN/m3)	(m)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)	(golpes/pie)		(%)	(%)	(golpes/pie)	(mm)	(m)	(m)		(kN/m2)
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	1.0	1.00	1.33	438.9
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	1.5	1.00	1.22	364.5
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	2.0	1.00	1.17	319.3
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	2.5	1.00	1.13	294.0
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	3.0	1.00	1.11	278.0
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	3.5	1.00	1.09	266.9
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	4.0	1.00	1.08	258.7
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	4.6	1.00	1.07	251.4
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	5.0	1.00	1.07	247.6
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	5.5	1.00	1.06	243.7
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	6.0	1.00	1.06	240.4
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	6.5	1.00	1.05	237.6
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	7.0	1.00	1.05	235.3
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	7.5	1.00	1.04	233.3
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	8.0	1.00	1.04	231.5
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	8.5	1.00	1.04	230.0
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	9.0	1.00	1.04	228.7
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	9.5	1.00	1.03	227.4
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	10.0	1.00	1.03	226.4
-	0.00	3.00	1.5	18.0	5.00	27.0	0.0	27.0	50	1.88	45	60	70	6.25	10.5	1.00	1.03	225.4

Para el muro SME del sitio K0+425 – K4+435 el análisis se hizo con los parámetros establecidos para el sondeo S-3, con los siguientes resultados:

Ilustración 81 Cálculo de capacidad portante admisible para el muro SME K0+425 – K0+435

CAPACIDAD PORTANTE DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELO

PROYECTO:	LENGUAZAQUE - VILLAPINZÓN
LOCALIZACIÓN	K0+425 - K0+435
NOMBRE:	MURO SME

PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO

TIPO DE SUELO:	FINO
c_u (kN/m2)	82
ϕ' (grados)	0
γ (kN/m3)	18
PROF. NF (m)	5.00

DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN

ANCHO B (m)	4.00
LARGO L (m)	10.0
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN Df (m)	0.5
q' (kN/m2)	9.0
INCLINACIÓN DE LA CARGA CON LA VERTICAL β (°)	0.0

FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE

Nq	1.00
Nc	5.14
Nγ	0.00

FACTORES DE FORMA

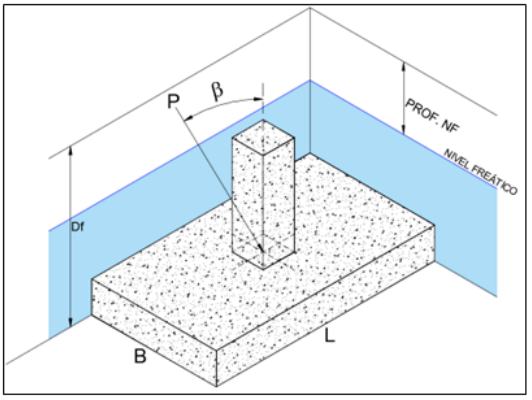
Fcs	1.08
Fqs	1.00
Fγs	0.84

FACTORES DE PROFUNDIDAD

Fcd	1.05
Fqd	1.00
Fγd	1.00

FACTORES DE INCLINACIÓN

Fci	1.00
Fqi	1.00
Fγi	0.00



CAPACIDAD PORTANTE MÁXIMA ELEE (kN/m2)	**486.0**
φ	**0.45**
CAPACIDAD PORTANTE PERMITIDA ELR (kN/m2)	**218.7**

Finalmente, los cálculos de capacidad portante para el muro de gaviones del tramo K3+450 – K3+480 arrojan los siguientes resultados, basados en los parámetros definidos para el sondeo S -2:

Ilustración 82 Cálculo de capacidad portante admisible para el muro de gaviones K3+450 – K3+480

CAPACIDAD PORTANTE DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELO

PROYECTO:	LENGUAZAQUE - VILLAPINZÓN
LOCALIZACIÓN	K3+450 - K3+480
NOMBRE:	MURO DE GAVIONES

PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO

TIPO DE SUELO:	FINO
c_u (kN/m2)	52.8
ϕ' (grados)	0
γ (kN/m3)	18
PROF. NF (m)	5.00

DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN

ANCHO B (m)	2.00
LARGO L (m)	10.0
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN Df (m)	0.5
q' (kN/m2)	9.0
INCLINACIÓN DE LA CARGA CON LA VERTICAL β (°)	0.0

FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE

Nq	1.00
Nc	5.14
Nγ	0.00

FACTORES DE FORMA

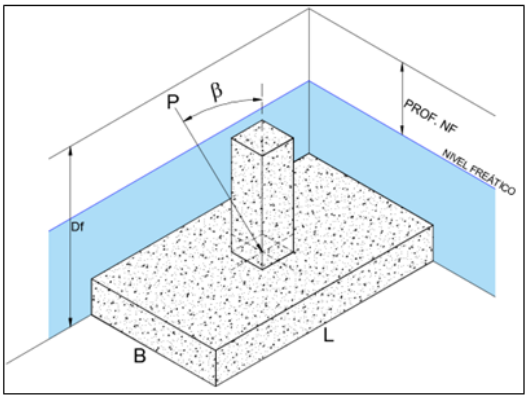
Fcs	1.04
Fqs	1.00
Fγs	0.92

FACTORES DE PROFUNDIDAD

Fcd	1.10
Fqd	1.00
Fγd	1.00

FACTORES DE INCLINACIÓN

Fci	1.00
Fqi	1.00
Fγi	0.00



CAPACIDAD PORTANTE MÁXIMA ELEE (kN/m2)	**319.1**
φ	**0.45**
CAPACIDAD PORTANTE PERMITIDA ELR (kN/m2)	**143.6**

Los resultados anteriores son propios de suelos de consistencia media a firme.

CUNDINAMARCA JINT 17

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

Pese a esto, la inspección de los sitios en estudio y del corredor vial en general muestra que no hay evidencias de expansión de los suelos, toda vez que no se observan problemas de levantamiento de las estructuras encontradas, o de los pavimentos existentes.

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)
LENGUAZAQUE - SONDEO 1	M1	0	0.45	0.2	CL	46	46	25	MEDIO	MEDIO
LENGUAZAQUE - SONDEO 1	M2	1.05	1.5	1.3	CH	72	72	27	MUY ALTO	MEDIO
LENGUAZAQUE - SONDEO 1	M4	2.5	4	3.3	CH	50	50	21	ALTO	MEDIO
LENGUAZAQUE - SONDEO 2	M2	1.05	1.5	1.3	MH	61	61	36	ALTO	ALTO
LENGUAZAQUE - SONDEO 2	M4	3.05	3.5	3.3	CL	47	47	26	MEDIO	MEDIO
LENGUAZAQUE - SONDEO 2	M6	5	5.45	5.2	CL	48	48	25	MEDIO	MEDIO
LENGUAZAQUE - SONDEO 3	M2	1.05	1.5	1.3	SC	38	38	19	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - SONDEO 3	M3	2.05	2.5	2.3	CL	40	40	21	MEDIO	MEDIO
LENGUAZAQUE - SONDEO 3	M5	4	4.45	4.2	CL	23	23	14	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - SONDEO 4	M1	0.15	0.6	0.4	GP-GC	27	27	17	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - SONDEO 4	M2	1.05	1.5	1.3	GC-CM	25	25	18	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - SONDEO 4	M4	2.5	4	3.3	GM	NL	0	NP	MUY ALTO	MUY ALTO
LENGUAZAQUE - SONDEO 5	M1	0.15	0.6	0.4	SC-SM	25	25	18	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - SONDEO 5	M4	2.5	4	3.3	GM	NL	0	NP	MUY ALTO	MUY ALTO
LENGUAZAQUE - SONDEO 5	M6	5	6	5.5	CL	46	46	18	MEDIO	BAJO
LENGUAZAQUE - SONDEO 6	M1	0	0.45	0.2	SC-SM	25	25	18	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)
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M3	1.6	2.05	1.8	GC	42	42	20	MEDIO	MEDIO
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M6	3.15	3.6	3.4	CH	55	55	22	ALTO	MEDIO
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M8	4.55	5	4.8	SC	24	24	15	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M11	7.05	7.5	7.3	SC	31	31	17	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M13	8	10	9.0	CL	38	38	17	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - PUENTE S1	M18	16	17.5	16.8	SM	NL	0	NP	MUY ALTO	MUY ALTO
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M2	0.6	1.05	0.8	CL	36	36	21	BAJO	MEDIO
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M5	2.25	2.7	2.5	SM	27	27	22	BAJO	MEDIO
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M9	4.6	5.05	4.8	SC-SM	24	24	17	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M11	5.55	6	5.8	GC-GM	21	21	17	BAJO	BAJO
LENGUAZAQUE - PUENTE S2	M16	9	10.5	9.8	SP-SM	NL	0	NP	MUY ALTO	MUY ALTO

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, se concluye que los materiales presentes en los sondeos y sectores evaluados del proyecto LENGUAZAQUE 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 indica, en términos generales, un comportamiento favorable frente a cambios volumétricos asociados a variaciones de humedad.

De manera localizada, se identificaron algunos estratos con potencial de expansión alto y muy alto, asociados principalmente a materiales finos cohesivos clasificados como CH y MH, donde se registran valores elevados de límite líquido e índice de plasticidad. Estos materiales se presentan especialmente en los sondeos LENGUAZAQUE - SONDEO 1, LENGUAZAQUE - SONDEO 2 y en el sector LENGUAZAQUE - PUENTE S1, donde se identificaron estratos arcillosos de plasticidad alta.

En contraste, los materiales granulares clasificados como SC, SM, GM, GP-GC, GC-GM y SP-SM presentan, en su mayoría, potenciales expansivos bajos, evidenciando una menor susceptibilidad a fenómenos de expansión y contracción. No obstante, algunos materiales no plásticos (NP) reportan clasificaciones de potencial "muy alto" según el criterio tabulado, por lo que se recomienda verificar y correlacionar estos resultados con las características litológicas y el comportamiento observado en campo.

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 materiales cohesivos de alta plasticidad deberán contemplarse medidas de manejo geotécnico y control de humedad durante las etapas de diseño y construcción de las obras proyectadas, con el fin de mitigar posibles afectaciones asociadas a cambios volumétricos y pérdida de capacidad soporte.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El corredor se desarrolla en la región nororiental del departamento de Cundinamarca, en la parte nororiental de la plancha 209-Zipaquirá, sobre una secuencia sedimentaria que abarca desde el Cretáceo Superior hasta el Terciario, controlada estructuralmente por la Falla de Chocontá al oriente y fallas de cabalgamiento de rumbo suroeste-noreste. Las unidades aflorantes incluyen depósitos aluviales y fluvioglaciares cuaternarios, y las formaciones Tilatá, Bogotá, Cacho, Guaduas, Labor y Tierna, Plaeners, Lidita Superior y Conejo. El relieve dominante es de origen denudacional y estructural, con geoformas de laderas onduladas, conos coluviales y lomos estructurales. La amenaza por remoción en masa varía entre baja-media en el tramo de rehabilitación y media-alta en el tramo de mejoramiento.Se ejecutaron 35 sondeos mecánicos con profundidades entre 6,0 m y 30,0 m, acompañados de ensayos SPT continuos. El nivel freático se registró en 21 de los 35 sondeos, con profundidades predominantes entre 0,5 m y 3,0 m en la mayor parte del corredor, y profundidades mayores (cercanas a 9–10 m) únicamente hacia el sector del K11+000. Esta condición de nivel freático somero es un factor relevante para el diseño de cimentaciones.
- Se ejecutaron 8 sondeos mecánicos a lo largo del corredor, con profundidades entre 6,0 m y 20,0 m. El nivel freático fue registrado únicamente en los dos sondeos del sector del Puente Villapinzón (K8+885 y K8+855), a profundidades de 5,0 m y 7,0 m respectivamente; en los seis sondeos restantes no se registró nivel freático dentro de las profundidades exploradas. Esta condición indica que, en términos generales, las condiciones de humedad subterránea son relativamente bajas en el corredor, con influencia hídrica localizada en el sector del puente.
- Los materiales identificados presentan marcada variabilidad litológica. En los sondeos del corredor vial (S1 a S6) predominan limos arenosos y limos arcillosos de consistencia firme a muy firme, con presencia variable de gravas, transitando en profundidad hacia materiales coluviales con gravas y bloques de arenisca en matrices limo-arcillosas, y hacia areniscas meteorizadas o fracturadas. En los sondeos del puente se identificó una secuencia heterogénea con rellenos, arcillas limosas, limos arcillosos, conglomerados y arenas friables en S1, y predominio de arenas gruesas y conglomerados a partir de profundidades medias en S2.
- Siguiendo los lineamientos del CCP-14, los sondeos S1 a S4 clasificaron como Suelo Tipo D y los sondeos S5 y S6 clasificaron como Suelo Tipo C. De manera conservadora, se adoptó un perfil Tipo D para todos los sectores, considerando que los depósitos coluviales con bolos presentes pueden generar rechazos artificiales en el SPT que incrementan artificialmente el número de golpes. Los parámetros sísmicos de diseño son PGA = 0,25, Ss = 0,60, S1 = 0,30, Fpga = 1,30, Fa = 1,32 y Fv = 1,80.
- Para el puente identificado en la abscisa K8+860, la presencia de materiales blandos en los primeros metros (rellenos, arcillas limosas y limos arcillosos) y la existencia de nivel freático somero hacen necesario el uso de pilotes perforados. Los análisis realizados conforme a la metodología del CCP-14 (O'Neill & Reese, 1999) permiten estimar capacidades portantes adecuadas a partir de la combinación de resistencia por fuste en los estratos granulares y por punta sobre los horizontes de conglomerado o arenisca identificados en profundidad.
- Se identificaron nueve (9) sitios críticos geotécnicos y de drenaje a lo largo del corredor, con los siguientes procesos y soluciones proyectadas:
    - S1 – K0+200 a K0+260: Erosión diferencial en talud interno
        - Proceso: Erosión diferencial por exposición de estratos de arcillolita y ausencia de manejo de aguas superficiales, con formación de surcos erosivos y deterioro progresivo del corte.

  - Solución: Construcción de cunetas de coronación y disipadores para control de escorrentía, instalación de biomanto permanente con malla de protección superficial y drenes horizontales para reducir presiones de agua en el macizo.
- S2 – K0+260 a K0+290: Desplazamiento lateral de berma
  - Proceso: Pérdida de confinamiento del talud externo con grietas de tracción paralelas al borde de vía y procesos erosivos asociados.
  - Solución: Demolición de berma afectada, reconformación mediante muro de Suelo Mecánicamente Estabilizado (SME) de 1,0 m de altura en capas de 0,50 m con geomalla uniaxial UX-50, reconstrucción de berma y sello de fisuras en la superficie de rodadura.
- S3 – K0+290 a K0+370: Volcamiento cinemático de bloques rocosos
  - Proceso: Inestabilidad cinemática por volcamiento de bloques asociada a la orientación desfavorable de discontinuidades del macizo rocoso.
  - Solución: Instalación de pernos de anclaje y malla de triple torsión adosada al talud para retención de bloques, complementada con sello de fisuras sobre la superficie de vía.
- S4 – K0+400 a K0+450: Hundimiento de banca y reptación de ladera
  - Proceso: Hundimiento y fracturamiento de berma por reptación de ladera y acción de raíces de árboles presentes en el sector.
  - Solución: Filtros de pata en talud interno, retiro de árboles, muro SME de 1,50 m con geomalla UX-50 en talud externo, filtros en espina de pescado y cunetas flexibles para manejo de aguas.
- S5 – K0+650 a K0+700: Saturación de banca y vaguada
  - Proceso: Saturación de la banca y procesos de reptación asociados a una vaguada natural que cruza el corredor vial.
  - Solución: Filtros en espina de pescado y cunetas flexibles para captar y conducir eficientemente las aguas superficiales y subsuperficiales.
- S6 – K1+450 a K1+500: Hundimiento por concentración de humedad
  - Proceso: Huellas de hundimiento en el borde externo de banca por deficiencias de drenaje y concentración de humedad.
  - Solución: Filtros en espina de pescado, cunetas flexibles y sello de fisuras en la superficie de pavimento para impedir el ingreso de agua a la estructura vial.
- S7 – K1+850 a K1+900: Erosión concentrada por descole inadecuado
  - Proceso: Erosión concentrada ocasionada por descole inadecuado de aguas superficiales.
  - Solución: Construcción de cuneta de borde de vía y disipadores de energía hidráulica.
- S8 – K3+430 a K3+460: Deslizamiento de suelos residuales
  - Proceso: Deslizamiento de suelos residuales altamente meteorizados con formación de escarpe erosivo y acumulación de derrubios.
  - Solución: Muro de gaviones de 2,0 m de altura en borde de vía e instalación de biomanto permanente sobre el escarpe para protección superficial y control de erosión.
- S9 – K17+410 a K17+480: Caída de detritos en intercalaciones de arenisca
  - Proceso: Caída de detritos y desprendimiento de materiales por intercalaciones de areniscas con niveles arcillosos erosionables.
  - Solución: Descargue de materiales sueltos e instalación de pernos con malla de triple torsión para retención de bloques y estabilización superficial del corte.

- En el Anexo 2 (Memorias de Cálculo) se presentan los ábacos de capacidad portante para cimentaciones profundas, elaborados conforme a la metodología establecida en el Código Colombiano de Puentes CCP-14. Dichos ábacos muestran la variación de la capacidad portante mayorada de

compresión y tracción en función del diámetro del pilote (considerando diámetros entre 0,60 m y 1,50 m) y la profundidad de desplante, permitiendo al diseñador estructural seleccionar la combinación diámetro-longitud más adecuada según las cargas de diseño de cada apoyo del puente

11.1 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTOS SUPERFICIALES

En el fondo de la excavación debe extenderse una capa de al menos 5,0 cm de Concreto de Limpieza que permita evitar la contaminación del concreto; esta capa debe ser nivelada topográficamente.

Cuando se presenten condiciones de inundación por nivel freático alto en las excavaciones es necesario efectuar trabajos de bombeo que permitan mantener las obras en condición seca; las aguas deberán ser conducidas a drenajes naturales.

Para el caso de las excavaciones requeridas, se recomienda adoptar las siguientes recomendaciones:

- Inclinación Máxima de Talud: 0,50H:1,0V, para alturas no mayores de 3 metros.
- Protección de Taludes Temporales con Malla y Mortero

Dejar un espacio de al menos 0,25 m entre la pata del talud de corte y la cara externa del muro para facilitar la conformación y compactación del relleno; el grado de compactación de dicho relleno, que debe cumplir con lo establecido en el Artículo 610 – Relleno para Estructuras del INV, debe ser de al menos el 95% del Proctor Modificado.

11.2 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN DE PILOTES

Los pilotes deberán excavarse de forma manual, habida cuenta de los diámetros de excavación requeridos y de la presencia de bloques de roca de gran tamaño dentro de los depósitos aluviales o aluvionales, que deben ser atravesados por estos cimientos.

Una vez se haya realizado el replanteo de la cimentación, se procederá a realizar una excavación cilíndrica manual, bien sea con herramienta menor o, si se encuentran bloques de gran tamaño o el macizo rocoso, con martillo neumático o con explosivos. El avance de esta excavación deberá ser de 1.0 m en profundidad, y deberá ser protegida por un anillo de concreto reforzado fundido en sitio, siguiendo las indicaciones del diseño estructural previsto para esos elementos.

El proceso deberá repetirse con cada avance de 1.0 m en profundidad, hasta alcanzar la cota de cimentación de la base del pilote; es caso de que las condiciones así lo impongan, las excavaciones deberán mantenerse bombeadas para trabajar en las condiciones más secas posibles.

Durante todo el proceso de excavación deberá verificarse la verticalidad de la excavación de cada pilote.

Finalmente, y una vez se haya completado el anillo de concreto más profundo, podrá procederse a la instalación del refuerzo del pilote y al vertimiento del concreto del elemento, esto de acuerdo con las indicaciones del diseño estructural del puente.

Para la ejecución de los cimientos pre-excavados deberá seguirse las recomendaciones de las Especificaciones Técnicas de INVIAS, Articulo 621-22, Pilotes Pre-excavados.

11.3 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.

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.

11.4 RECOMENDACIONES FILTROS ESPINA DE PESCADO

Se recomiendan redes de filtros en forma de espina de pescado con un Ramal Principal con sección transversal de 60 cm de ancho y 120 cm de altura, y con Ramales Secundarios de sección de 60 cm de ancho y 80 cm de altura; en ambos casos se utilizará material granular con un tamaño de partícula entre 1"a 2", envuelto en un geotextil no tejido tipo PAVCO NT 2500 o equivalente.

La conexión de los Ramales Secundarios en una red se realizará como mínimo cada 4 m y como máximo cada 15 m, en una distribución al tresbolillo, a lo largo del alineamiento del Ramal Principal.

Estos filtros llevarán una tubería microperforada de 6" de diámetro, dirigida hacia la cámara o descole más cercanos.

EXCAVACIÓN Y PREPARACIÓN
Trazado y marcación: Marcar el sistema de drenaje en el terreno, indicando el colector principal y las ramificaciones.

Excavación: Realizar zanjas con una profundidad y ancho adecuados para albergar la tubería, el material de filtración y el geotextil. El ancho mínimo es de 60 cm.

Base de la zanja: Asegurar que la base tenga una pendiente uniforme y esté libre de escombros o materiales sueltos.

INSTALACIÓN DEL FILTRO

Colocación del geotextil:

Extender el geotextil en la zanja, cubriendo las paredes y dejando suficiente material para envolver la grava y la tubería posteriormente.

Relleno inicial:

Colocar una capa de grava (10-15 cm) en el fondo de la zanja para apoyar la tubería.

Instalación de la tubería:

Colocar las tuberías perforadas con los orificios hacia abajo o a los lados, dependiendo del diseño. Conectar las ramificaciones al colector principal utilizando accesorios de unión adecuados (codos, "T", etc.).

Relleno de grava:

Cubrir las tuberías con grava hasta 10-15 cm por encima de las mismas.

Cierre del geotextil:

Envolver completamente la grava con el geotextil, superponiendo los bordes para evitar la entrada de partículas del suelo.

Relleno con material excavado:

Cubrir el sistema con el material excavado o con un material granular compacto que no obstruya el drenaje.

11.5 RECOMENDACIONES PARA LA INSTALACIÓN DE PERNOS

Antes del inicio de las perforaciones deberá hacerse una limpieza de la cara del talud a intervenir, retirando bloques sueltos o material que pueda desprenderse.

Posteriormente se procederá a efectuar las perforaciones para los pernos, los cuales se harán o bien con ayuda de un taladro descolgado desde la ladera superior al talud, o con una perforadora autopropulsada; esta tarea se hará manteniendo en todos los casos la inclinación y la longitud de diseño de los pernos, y efectuando las perforaciones con un diámetro mínimo de $D_{perforación}$=4" (0.10 m). En los casos en que se encuentre que las perforaciones tratan de cerrarse deberá emplearse un encamisado, bien sea temporal o definitivo, para mantener abierto el orificio perforado.

La colocación del perno se hará empleando elementos centralizadores dentro de la perforación, a fin de garantizar que la barra de refuerzo quede ubicada, aproximadamente, a lo largo del eje del orificio; se debe colocar la cantidad de centralizadores necesarios para garantizar la correcta colocación de la barra, de los elementos de protección anticorrosión y el resto de los elementos de la perforación, sin impedir el flujo correcto de inyección. Así mismo, el recubrimiento mínimo entre el elemento metálico y el terreno será de 10 mm.

Una vez efectuada esta tarea se iniciará a colocar el grouting de relleno del perno, consistente en una lechada de cemento que puede ser inyectada por gravedad o con la aplicación de presión de bombeo, según se considere conveniente. Las lechadas de cemento utilizadas en la protección anticorrosión en contacto con las armaduras deberán tener una dosificación agua/cemento no superior a 0.4 para limitar el agua libre, y las empleadas en la formación del grouting se dosificarán en un rango de 0.4 y 0.6, dependiendo de las características del terreno.

Finalmente, y una vez se haya verificado el endurecimiento de la lechada, se instalará el biomanto permanente, adosado al terreno con ayuda de bastones metálicos, y la malla de retención indicada, la cual se asegurará a

los pernos mediante placas de acero atornilladas y vinculadas entre sí por una guaya de acero D=1/2", como mínimo, a la cabeza de cada uno de los pernos. Se recomienda Malla Eslabonada Triple Torsión 6x8 con un espesor de alambre de 3mm.

Para la ejecución de algunos pernos sobre el talud, puede requerirse descender los equipos, por lo cual es importante verificar con los responsables de seguridad y salud y el proveedor del servicio el proceso a adelantar, dentro de lo que se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

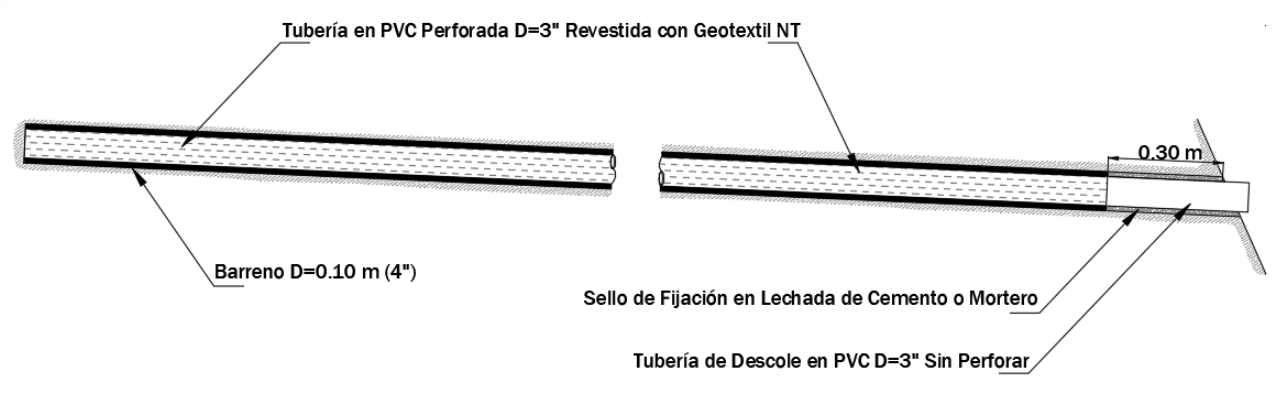
- La plataforma o canasta que se plantee descender por el talud debe ser homologada para resistir los pesos requeridos, las condiciones de intemperie y las labores propias de la actividad.
- Esta plataforma o canasta debe estar adecuadamente sujeta por lo menos de 4 puntos, los cuales deben ir a anclajes auxiliares realizados previamente en la zona alta, los cuales deben ser justificados con los pesos sostener.
- Tanto operarios, equipos y plataforma deben tener una línea de vida independiente.
- Se recomienda que solo haya una persona en la plataforma o canasta y que los demás operarios asistan la labor desde las parte superior o inferior del talud.
- En la parte inferior debe colocar una malla o implementar alguna medida que evite cualquier daño físico o material en caso de caídas o desprendimientos del material.
- El personal debe contar con la acreditación de trabajo en alturas y los elementos de protección personal que se requieran para la actividad.

11.6 DRENAJES

El objetivo principal del drenaje es mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión. El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto de la vía como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro lejos del sitio intervenido.

En los casos en que se requiera implementar un sistema de subdrenaje deberán seguirse las recomendaciones del Artículo 674 – Drenes Horizontales en Taludes, de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del Instituto Nacional de Vías.

Ilustración 83. Detalle típico drenes horizontales



Fuente: Elaboración Propia

Estos drenes deberán descolar en cunetas de borde de vía o en canales.

11.7 MUROS EN SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO

Una vez preparado el terreno se extenderá el primer manto de geomalla uniaxial en sentido transversal al eje de la vía, dejando en ambos lados de la estructura un sobreancho suficiente más allá del borde de muro proyectado para poder conformar la fachada de la primera capa; dicha conformación se hará apilando verticalmente a ambos lados del muro sacos de suelo cemento hasta una altura máxima de 0.50 m, luego de lo cual se colocará un geotextil de protección detrás de los sacos y se procederá a colocar y compactar contra ese geosintético el material de terraplén para conformar la primera capa del muro SME. Esta tarea deberá hacerse a todo lo largo del muro, y se repetirá hasta alcanzar la altura máxima de terraplén o aproche proyectada en los diseños.

La construcción de las esquinas de los muros SME deberá hacerse extendiendo capas de geomalla uniaxial en ambos sentidos para asegurar el refuerzo en ambas direcciones.

Los traslapos longitudinales y transversales deberán tener un ancho mínimo de 1.0 m en todos los casos; estos traslapos deberán ser asegurados con la ayuda de ganchos de fijación en "U" que restrinjan el movimiento relativo entre mantos.

El drenaje de los terraplenes se hará con ayuda de mantos horizontales de geodren planar de al menos 1.0 m de ancho, separados cada 3.0 m a lo largo del terraplén, separados verticalmente cada 2.0 m en el relleno y extendidos desde el eje de la vía hasta aflorar en las paredes de la obra.

Es necesario verificar que las capas compactadas de terraplén alcancen por lo menos un grado de compactación de 95% del Proctor Modificado del material seleccionado para la obra.

11.8 RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PARA LAS TUBERIAS

Se recomiendan el uso de los siguientes tipos de cimentación para la tubería según el estado del suelo:

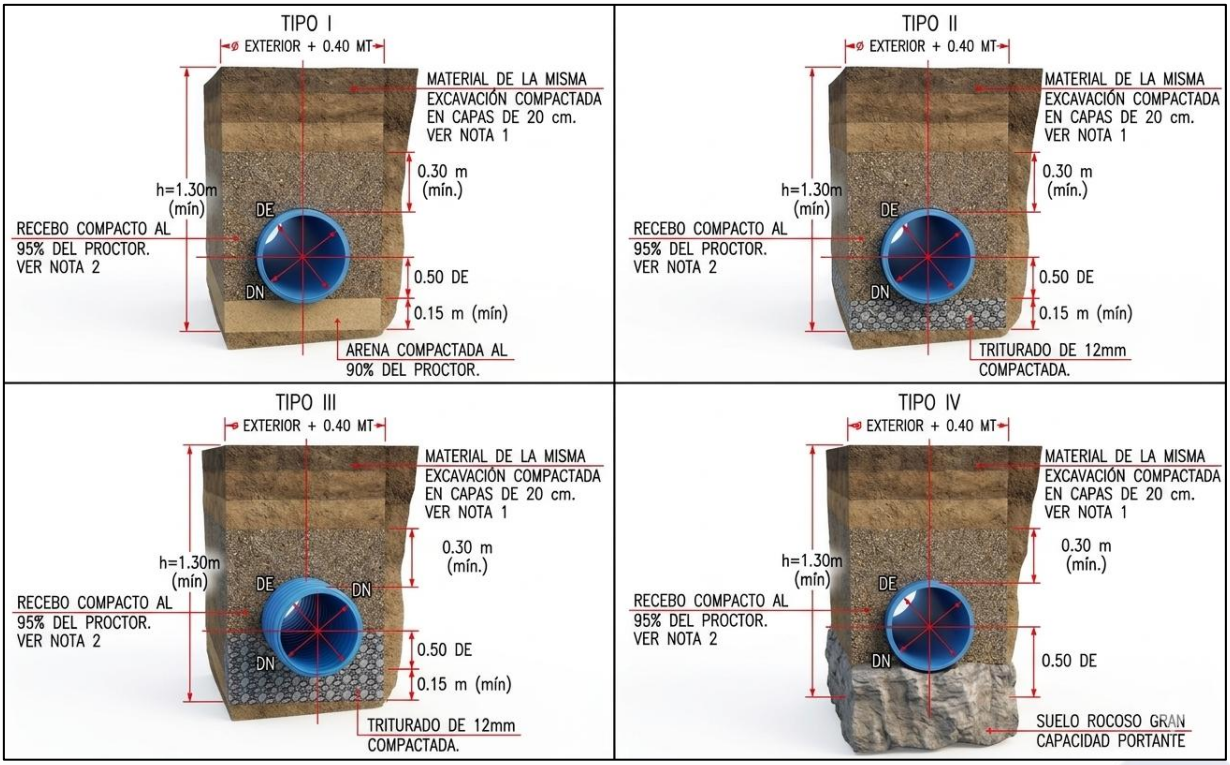
Tipo I y Tipo II (Suelos de baja capacidad portante)

- **Tipo I** direccionado para los lugares que presenten suelos limosos (MH Y ML) dado a que estos materiales presentan teóricamente baja cohesión y comportamiento deformable ante cargas externas, condiciones que justifican el uso de una cama de apoyo en arena compactada al 90% del Proctor normal, con el fin de generar una distribución uniforme de cargas y reduciendo el riesgo de asentamientos diferenciales bajo la tubería.

- **Tipo II** se prescribe para los suelos tipo CH (arcillas de alta plasticidad), caracterizados por su alto índice de plasticidad, elevada compresibilidad y marcada sensibilidad a los cambios de humedad, estos suelos presentan las condiciones geotécnicas más desfavorables, es por ello que se recomienda el uso de un encamado de triturado compactado, cumple una función tanto estructural como drenante, evitando la acumulación de humedad en la interfaz suelo-tubería y reduciendo el potencial de hinchamiento del material arcilloso.

- **Tipo III** (Suelos con presencia de nivel freático)
  Tipo III aplica en aquellos tramos donde se ha evidenciado escorrentía superficial o donde, dadas las condiciones estratigráficas y la naturaleza de los suelos identificados, existe la posibilidad de presencia de nivel freático durante la ejecución de las obras o en condiciones de operación, su ocurrencia debe considerarse como un escenario probable en los sectores asociados a suelos finos de alta deformabilidad.

- **Tipo IV** (Suelo rocoso)
  Tipo IV aplica para aquellos metros del proyecto donde se ha identificado la presencia de material rocoso con alta capacidad portante. En estos tramos, se recomienda que, previo a la instalación de la tubería, se realice el perfilado y nivelación del fondo de la excavación en roca. En los casos en que la irregularidad de la superficie no pueda ser corregida satisfactoriamente mediante perfilado, se deberá disponer una capa de material granular fino que garantice un contacto uniforme entre la tubería y el sustrato rocoso. El relleno lateral y superior se ejecutará con material de la excavación compactado en capas de 20 cm, respetando las dimensiones mínimas de zanja establecidas, con el fin de proporcionar confinamiento lateral adecuado a la tubería y protegerla de cargas concentradas provenientes de fragmentos rocosos de gran tamaño.



Nota 1: El Material Seleccionado debe ser bien compactado en capas de 20 cm.
Nota 2: Relleno Inicial: Material escogido libre de piedras (No debe usarse tierra vegetal) apisonado en capas de 10 cm de espesor, hasta 30 cm por encima del tubo. Relleno final: Material no escogido, pero de aceptable calidad, libre de piedras grandes.

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