

ESTUDIO SUELOS

**PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE UNA VARIANTE PARA
MEJORAR LA CONECTIVIDAD REGIONAL DEL DEPARTAMENTO
DE LA GUAJIRA**

DEPARTAMENTO DE LA GUAJIRA

ABRIL DE 2026

Tabla de contenido

INTRODUCCIÓN	6
OBJETIVOS	7
OBJETIVO GENERAL.....	7
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
1. LOCALIZACIÓN GEOGRAFICA	8
1.1. LOCALIZACIÓN	8
1.2. LOCALIZACIÓN ESPECIFICA DEL PROYECTO	8
1.3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	10
1.3.1. TRAZADO Y DISEÑO GEOMÉTRICO	10
5.1. AMENAZA SÍSMICA.....	16
2. DESCRIPCION GEOTÉCNICA DEL CORREDOR VIAL	18
2.1. TRABAJOS DE CAMPO	18
2.2. CARACTERISTICAS DEL SUELO	20
2.2.1. DESCRIPCION GEOTECNICA DEL CORREDOR.....	20
2.2.2. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO	21
2.3. ENSAYO DE CBR DE SUELOS COMPACTOS EN LABORATORIO	32
2.3.1. Método de diferencias acumuladas para delimitación de áreas homogéneas	33
2.4. SOPORTE DE LA SUBRASANTE Y/O SUB-BASE.....	38
2.5. ESTRATIGRAFIA TRAMO 1 - TRAMO 2 - TRAMO 3	38
2.5.1. Presencia de materia orgánica	39
2.5.2. PUNTOS CRÍTICOS.....	41
2.5.3. Soluciones geotécnicas a las condiciones de socavación y empozamientos de agua	41
2.5.4. DISEÑOS DE LA ESTRUCTURA MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE POR IVANOV.....	42
2.5.5. Mejoramiento Mediante recebo de relleno para estructuras	44
2.5.6. Relleno Para Terraplenes	45
2.5.7. Mejoramiento Mediante Adición De Material	45
2.5.8. TIPO DE MATERIAL DE SOPORTE	45
3. CARACTERISTICAS GEOTÉCNICA ESTRUCTURAS OBRAS DRENAJE VIAL.....	47
3.1. ESTRATIGRAFÍA CORREDOR VIAL ACTUAL	48
3.2. PARAMETROS DE DISEÑO	51
3.2.1. CORRECCIÓN POR SOBRECARGA (CN):	52
3.2.2. CÁLCULO DEL ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO ($\Sigma V'$):	52
3.2.3. SUELOS ARENOSOS (CAPAS SUPERIORES EN LA MAYORÍA DE LOS SONDEOS):	52
3.3. CAPACIDAD SUPERFICIAL PORTANTE DEL SUBSUELO.....	53
3.4. CAPACIDAD ADMISIBLE	54
3.5. ASENTAMIENTOS ESPERADOS CIMENTACION SUPERFICIAL	56
3.6. ANALISIS DE LICUEFACCION DE LOS SUELOS.....	57
3.7. CIMENTACIÓN SUPERFICIAL LOSA CORRIDA.....	57
3.7.1. EXCAVACIONES SEGURAS Y CONSTRUCCIÓN	58
3.8. DISEÑO DE OBRAS MENORES	58
3.8.1. Alcantarillas	58
3.8.2. CUNETAS	58
3.8.3. OBRAS DE PROTECCION DE ALETAS DE BOXCULVERT	59
3.8.4. EMPUJE DEL TERRENO MUROS BOX CULVERT	59

3.9.	CONSIDERACIONES SISMICAS CODIGO DE PUENTES CCP-14	59
3.9.1.	EVALUACION DE PARAMETROS SISMICOS DE ACUERDO CON CCP-14.....	59
3.9.2.	FACTORES DE SITIO	60
3.9.3.	ZONAS DE DESEMPEÑO SÍSMICO	60
3.9.4.	ESPECTRO DE DISEÑO	61
4.	CLASIFICACIÓN DEL SUELO Y PARÁMETROS SÍSMICOS	62
4.1.	AMENAZA SÍSMICA.....	62
5.	DISPOSICIÓN FINAL MATERIAL DE EXCAVACIÓN	64
6.	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	65
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	68

LISTADO DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Coordinadas Tramos para intervenir	9
Tabla 2. Perfil Estratigráfico	12
Tabla 3. Localización de Apiques.....	18
Tabla 4. Valores para evaluación de Ensayos Límites de Atterberg e Índice de plasticidad en el tramo vial	23
Tabla 5. Relación aproximada entre el Índice Plástico – Límite Líquido y la Capacidad de Expansión.....	30
Tabla 6. CRITERIOS PARA DETERMINACION DE POTENCIAL DE EXPANSIVIDAD ..	30
Tabla 7. Ensayo de CBR	32
Tabla 8. Método de diferencias acumuladas para delimitación de áreas homogéneas	34
Tabla 9. Nivel de confiabilidad en función del tipo de carretera (elaboración propia)	37
Tabla 10. Determinación del contenido de materia orgánica.....	39
Tabla 11. Sondeos Tramo 1 - Tramo 2 - Tramo 3.....	47
Tabla 12. LAMBE, T. W., & WHITMAN, R. V. (1969). <i>SOIL MECHANICS. JOHN WILEY & SONS.</i>	48
Tabla 13. TERZAGHI, K., & PECK, R. B. (1948). <i>SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE.</i>	48
Tabla 14. <i>TABLA DE FACTORES DE RESISTENCIA (FACTORES DE REDUCCIÓN O DE SEGURIDAD) PARA LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES, USADA EN DISEÑO CON BASE EN EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (LRFD - LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN).</i>	53
Tabla 15. Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo (Sondeo 1) - Meyerhof ..	54
Tabla 16. Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo (Sondeo 2) - Meyerhof ..	55
Tabla 17. Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo (Sondeo 3) - Meyerhof ..	55
Tabla 18. Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo (Sondeo 4) - Meyerhof ..	55
Tabla 19. RESUMEN PARÁMETROS SÍSMICOS	61

LISTADO DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Localización general del proyecto	8
Figura 2. Método diferencias acumuladas.....	35
Figura 3. Variación del CBR en el tramo	35
Figura 4. Percentil CBR en el tramo.....	36
Figura 5. Fórmula de Ivanov – Calculo de Capacidad Portante Equivalente (Tramo 1 - Tramo 2 - Tramo 3).....	43
Figura 6. Fórmula de Ivanov – Calculo de Capacidad Portante Equivalente (Cicloruta) ..	43
Figura 7. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento	61

INTRODUCCIÓN

Atendiendo la solicitud del cliente se realizó el presente estudio de suelos para el proyecto **“CONSTRUCCIÓN DE UNA VARIANTE PARA MEJORAR LA CONECTIVIDAD REGIONAL DEL DEPARTAMENTO DE LA GUAJIRA”**, presentando todo lo relacionado a las actividades que comprenden el reconocimiento a campo, la investigación del subsuelo, los ensayos de laboratorio, las características del sitio y su entorno, además de las conclusiones y recomendaciones de ingeniería necesarias en base al análisis de datos obtenidos.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Realizar una investigación geotécnica para la intervención del tramo vial para **“CONSTRUCCIÓN DE UNA VARIANTE PARA MEJORAR LA CONECTIVIDAD REGIONAL DEL DEPARTAMENTO DE LA GUAJIRA”**, mediante la exploración y caracterización de los suelos de subrasante.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos para la realización del estudio son:

- Obtener información del perfil estratigráfico del subsuelo con base en la realización de apiques.
- Determinar mediante pruebas en campo y laboratorio las propiedades físicas y mecánicas del suelo de apoyo existente.
- Verificar la presencia o ausencia de las aguas freáticas en el área de estudio.
- Proponer recomendaciones en base a los resultados obtenidos en campo y laboratorio.

1. LOCALIZACIÓN GEOGRAFICA

1.1. LOCALIZACIÓN

El área de influencia del proyecto se ubica en la ciudad de Riohacha, capital del departamento de la Guajira. Riohacha es un distrito colombiano, capital del departamento de La Guajira. Se ubica en la costa del mar Caribe, en el delta del río Ranchería. La ciudad se encuentra en la latitud 11.54444 y longitud -72.90722. Riohacha está ubicado en el hemisferio norte y hace parte del continente de América del Sur.

Riohacha limita:

- Al norte con el mar Caribe.
- Al este con el río Ranchería y los municipios de Manaure y Maicao.
- Al sur con los municipios de Hatonuevo, Barrancas, Distracción y San Juan del Cesar.
- Al oeste con el municipio de Dibulla y el mar Caribe.

Figura 1. Localización general del proyecto



Fuente: Google Earth, adaptado por autores

1.2. LOCALIZACIÓN ESPECIFICA DEL PROYECTO

La zona de intervención es aquella que por su volumen de tránsito y locaciones existentes hacen parte del corredor económico que incide en la adquisición y venta de bienes y servicios dentro del territorio.

La ubicación específica del proyecto es la Calle 40 en Riohacha, un corredor vial que se extiende en dirección suroeste desde su inicio en la intersección con la vía Riohacha-Maicao, hasta su finalización en la intersección con la vía Santa Marta-Riohacha. Este tramo atraviesa tanto áreas urbanas consolidadas como zonas de expansión de la ciudad.

La zona de influencia del proyecto se caracteriza por un activo desarrollo urbano, con la construcción de viviendas, establecimientos comerciales.

La Calle 40 cumple un papel fundamental en el sistema vial urbano, mejorando la movilidad de la Comuna 10 y facilitando el acceso a las principales salidas de Riohacha, conectando la ciudad con otros departamentos y la región norte de La Guajira, en las Imágenes 4 a la 7 podemos observar detalles de la ubicación y desarrollo del proyecto.

En el siguiente cuadro se expone el tramo:

Tramo 1: la intersección de la calle 40 con la vía Riohacha – Maicao con abscisa K0+000 hasta la abscisa K1+167. En este tramo se proyecta la construcción de calzada sencilla en ambos sentidos, con ciclorruta, andén y zona verde.

Tramo 2: la intersección de la calle 40 con la vía Riohacha – Maicao con abscisa K1+319.7 hasta la abscisa K2+057. En este tramo se proyecta la construcción de calzada sencilla en ambos sentidos, con ciclorruta, andén y zona verde.

Tramo 3: la Cra.12C hasta la intersección con la vía Riohacha- Santa Marta ubicada en la abscisa K3+000 hasta K8+894 aproximadamente. En este tramo se proyecta la construcción de doble calzada, con ciclorruta, andén y separador con zona verde.

A continuación, se presentan las coordenadas y ubicación de los tramos a intervenir:

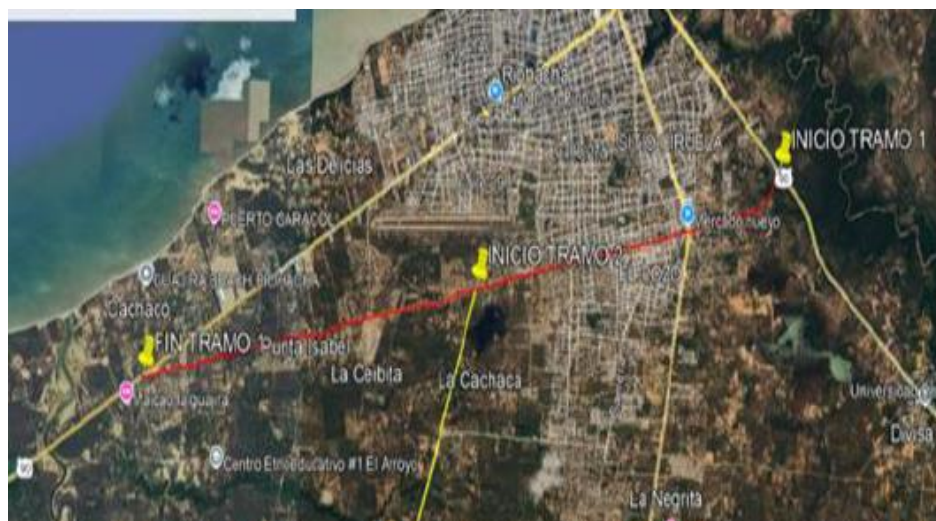
Tabla 1. Coordenadas Tramos para intervenir

TRAMO	INICIO	FIN	LONGITUD	ESTE	NORTE	LONGITUD	LATITUD	ESTE	NORTE	LONGITUD	LATITUD
TRAMO 1	K0+000	K1+167	1167	1129930.3993m	1767285.8959m	W072° 53' 11.46"	N011° 31' 53.06"	1128949.8184m	1766781.5577m	W072° 53' 43.88"	N011° 31' 36.78"
TRAMO 2	K1+319.7	K2+057	737.3	1128807.8563m	1766750.7450m	W072° 53' 48.57"	N011° 31' 35.80"	1128086.0321m	1766581.5891m	W072° 54' 12.41"	N011° 31' 30.39"
TRAMO 3	K3+000	K8+894	5894	1127167.2180m	1766385.7059m	W072° 54' 42.75"	N011° 31' 24.14"	1121458.7404m	1765155.8300m	W072° 57' 51.25"	N011° 30' 44.86"

TRAMO	INICIO	FIN	LONGITUD	INICIO				FIN			
				ESTE	NORTE	LONGITUD	LATITUD	ESTE	NORTE	LONGITUD	LATITUD
CICLORUTA	K0+000	K8+894	8894	1129930.3993m	1767285.8959m	W072° 53' 11.46"	N011° 31' 53.06"	1121458.7404m	1765155.8300m	W072° 57' 51.25"	N011° 30' 44.86"

Fuente: autores

Figura 1. Localización geográfica tramos intervenir



Fuente: Google Earth, adaptado por autores

1.3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Debido a las limitaciones en el transporte de equipo pesado, se optó por realizar apiques y perforaciones con barreno manual. Para tal fin, se ejecutaron 33 Apiques hasta una profundidad máxima de 1.50 metros. La distribución espacial de los apiques se ilustra en el Anexo 1. Localización de apiques. Se decidió muestrear los materiales superficiales con el fin de obtener rangos de parámetros geomecánicos de densidad y resistencia de los suelos, así también con el fin de determinar el perfil geotécnico en las zonas en donde se esperan mayores espesores de suelo para delimitar la profundidad del estrato portante, así como, definir los perfiles longitudinales requeridos para los cálculos de estabilidad.

La relación de apiques manuales se ilustra en la tabla siguiente. Se tomaron muestras de bolsa,

bloques parafinados y muestras inalteradas en tubo Shelby.

El estudio de suelos para el diseño de obras menores se basa en la información recopilada de los siguientes documentos.

- Estudio de Trazado y Diseño Geométrico
- Estudio de Geología para ingeniería y geotecnia
- Estudio Geotécnico para diseño de pavimentos
- Estudio de Hidrología, hidráulica y socavación.

1.3.1. TRAZADO Y DISEÑO GEOMÉTRICO

Actualmente funciona como una vía terciaria, se encuentra sin pavimentar y la superficie de rodadura en terreno natural, presenta mal estado debido a las condiciones climáticas de la zona. La sección transversal existente a lo largo del corredor se encuentra sin bermas y sin cunetas, tiene un ancho aproximado 6 m. No se observa señalización y/o indicaciones viales de ningún tipo.

En primera instancia se efectuó un reconocimiento del corredor objeto del estudio, el cual consistió en un recorrido a la vía existente, mediante el cual fue identificada la existencia de sitios críticos donde se presenta algún tipo de daño relacionado con fenómenos de inestabilidad (erosión – deslizamientos), fenómenos ambientales (intervención antrópica – deforestación), factores hidrogeológicos, y la carencia de obras de arte para una adecuada entrega de aguas en la vía.

La información es complementada mediante la ejecución de exploraciones al subsuelo en donde se identifica además del perfil estratigráfico, la calidad de los materiales presentes en la subrasante. Se hizo la localización de los sitios para Apiques y las labores relacionadas muestreo y descripción de campo del suelo.

A lo largo de todo el tramo a mejorar, la vía se encuentra con afirmado en mal estado, y otras en terreno natural sin intervenir con su superficie expuesta a la intemperie, por lo que se encuentra bastante afectada por las aguas lluvias sin evacuación continua por mal estado del drenaje.

Algunos tramos de la vía cuentan con una delgada capa de material granular de río, dispuesta para mejorar las condiciones de movilidad. Sin embargo, dado que no es un espesor constante, no permite que pueda ser considerada dentro del modelo estructural.

Para conocer el tipo de suelos que se tienen a nivel de subrasante o suelo de fundación, se programó la ejecución de treinta y tres (33) apiques distribuidos a lo largo de los sectores viales en estudio.

En cada uno de los apiques se realizó la perforación hasta una profundidad de 1.5 m, con el fin de obtener muestras y realizar los respectivos ensayos de laboratorio que permitieran la caracterización de los suelos encontrados, dentro de los cuales se incluyeron Límites de Consistencia, Humedad Natural, Granulometría, Clasificación, Densidades y CBR. Este sistema de exploración nos permite analizar directamente los diferentes estratos encontrados, así como sus principales características físicas y mecánicas, tales como: color, humedad, granulometría, plasticidad, compacidad, etc.

Tabla 2. Perfil Estratigráfico

TRAMOS	MUESTRA No	ABSCISA	COSTADO	PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN MATERIAL	PERFIL	CLASIFICACION USC	CLASIFICACION AASHTO	OBSERVACION
TRAMO 1 K0+00 HASTA K1+167									
Apique 1	1	K+	DERECHO	0,00 - 0,60	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 1	2	K+	DERECHO	0,60 - 1,50	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 2	1	K+250	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA		SP-SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 2	2	K+250	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 3	1	K+500	CENTRO	0,00 - 0,60	ARCILLA ARENOSA INORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD DE COLOR MARRÓN		SM - SC	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 3	2	K+500	CENTRO	0,60 - 1,50	ARCILLA ARENOSA INORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD DE COLOR MARRÓN		SM - SC	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 4	1	K+750	DERECHO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 4	2	K+750	DERECHO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 5	1	K1+000	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 5	2	K1+000	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO

TRAMO 2 K1+319 HASTA K2+057									
Apique 6	1	K1+320	CENTRO	0,00 - 0,60	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-6	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 6	2	K1+320	CENTRO	0,60 - 1,50	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 7	1	K1+570	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	Arcilla Limosa Amarilla BAJA PLASTICIDAD		CL - ML	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 7	2	K1+570	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 8	1	K1+820	DERECHO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 8	2	K1+820	DERECHO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 9	1	K2+057	CENTRO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO
Apique 9	2	K2+057	CENTRO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREÁTICO

TRAMO 3 K3+000 HASTA K8+894									
Apique 10	1	K3+100	DERECHO	0,00 - 0,60	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA		SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 10	2	K3+100	DERECHO	0,60 - 1,50	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA		SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 11	1	K3+350	DERECHO	0,00 - 0,60	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-6	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 11	2	K3+350	DERECHO	0,60 - 1,50	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-6	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 12	1	K3+600	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		SC	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 12	2	K3+600	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-6	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 13	1	K3+850	CENTRO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 13	2	K3+850	CENTRO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 14	1	K4+100	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 14	2	K4+100	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 15	1	K4+350	DERECHO	0,00 - 0,60	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 15	2	K4+350	DERECHO	0,60 - 1,50	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 16	1	K4+600	CENTRO	0,00 - 0,60	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-6	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 16	2	K4+600	CENTRO	0,60 - 1,50	ARCILLA ORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD, DE COLOR MARRÓN AMARILLENTO OSCURO		CL	A-6	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 17	1	K4+850	DERECHO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla		SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 17	2	K4+850	DERECHO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 18	1	K5+100	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	ARCILLA ARENOSA INORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD DE COLOR MARRÓN		SM - SC	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 18	2	K5+100	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	ARCILLA ARENOSA INORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD DE COLOR MARRÓN		SM - SC	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 19	1	K5+350	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla		SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 19	2	K5+350	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla		SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO

TRAMO 3 K3+000 HASTA K8+894									
Apique 20	1	K5+600	CENTRO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 20	2	K5+600	CENTRO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 21	1	K5+850	CENTRO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 21	2	K5+850	CENTRO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 22	1	K6+100	DERECHO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 22	2	K6+100	DERECHO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 23	1	K6+350	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 23	2	K6+350	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 24	1	K6+600	CENTRO	0,00 - 0,60	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 24	2	K6+600	CENTRO	0,60 - 1,50	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 25	1	K6+850	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 25	2	K6+850	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 26	1	K7+100	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 26	2	K7+100	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 27	1	K7+350	CENTRO	0,00 - 0,60	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 27	2	K7+350	CENTRO	0,60 - 1,50	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 28	1	K7+600	CENTRO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 28	2	K7+600	CENTRO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 29	1	K7+850	DERECHO	0,00 - 0,60	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 29	2	K7+850	DERECHO	0,60 - 1,50	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 30	1	K8+100	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 30	2	K8+100	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 31	1	K8+350	CENTRO	0,00 - 0,60	ARCILLA ARENOSA INORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD DE COLOR MARRÓN	SM	SM - SC	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 31	2	K8+350	CENTRO	0,60 - 1,50	ARCILLA ARENOSA INORGÁNICA, DE MEDIA PLASTICIDAD DE COLOR MARRÓN	SC	SM - SC	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 32	1	K8+600	DERECHO	0,00 - 0,60	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-3	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 32	2	K8+600	DERECHO	0,60 - 1,50	ARENA LIMOSA DE COLOR MARRÓN MAL GRADADA	SP - SM	SP-SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 33	1	K8+850	IZQUIERDO	0,00 - 0,60	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO
Apique 33	2	K8+850	IZQUIERDO	0,60 - 1,50	Arena Limosa Amarilla	SM	SM	A-2-4	NO SE ENCUENTRA NIVEL FREATICO

Fuente: Elaboración propia Autores

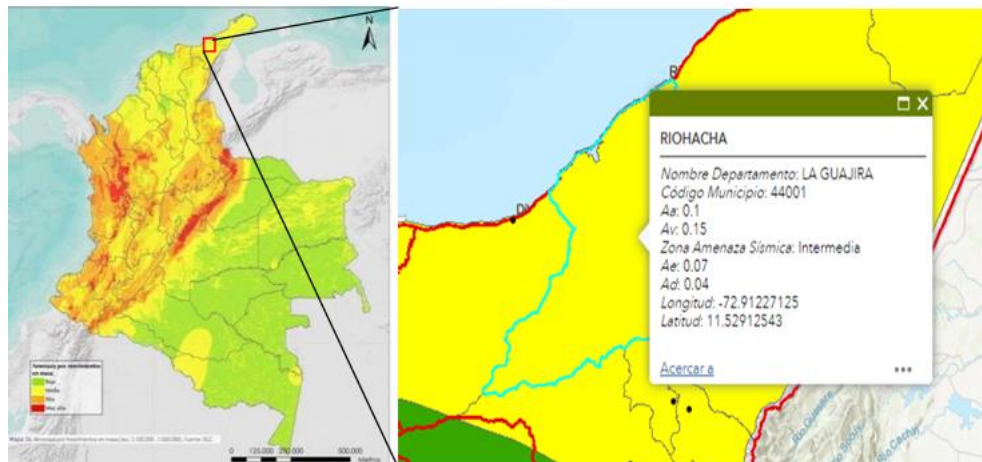
5.1. AMENAZA SÍSMICA

La amenaza sísmica es la posibilidad de que ocurran movimientos telúricos con potencialidad de generar daños. Los terremotos son movimientos del terreno producidos por fenómenos tectónicos o volcánicos. En el estudio de Amenaza Sísmica de Colombia (SGC, 2016b) y la Norma Colombiana de Construcciones Sismo resistentes (NRS-10), basados en la sismicidad histórica con intensidades registradas y con el mapa de iso-aceleración se dividió a Colombia en zonas de amenaza sísmica baja, intermedia y alta de acuerdo a los requisitos de las Normas de Construcción Sismo Resistentes (NRS). De acuerdo a esta división, y a los parámetros sísmicos establecidos por las normas, el área de influencia directa del Tramo Anillo vial (Municipio de Riohacha), se ubica dentro de la zona de amenaza sísmica de Intermedia, como se observa en la siguiente Figura.

Figura 2. Mapa de amenaza sísmica Zona de Influencia del Tramo Vial

Municipio	Aa	Av	Ae	Ad	Zona de amenaza sísmica
Riohacha	0,10	0,15	0,07	0,04	Intermedia

Aa: Aceleración pico efectiva.
Av: Velocidad horizontal pico efectiva.
Ae: Aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada.
Ad: Aceleración pico efectiva para el umbral de daño.



Fuente: Tomado y modificado de SGC (2016b)

Consideraciones para la construcción en Riohacha

Dado este contexto sísmico, es fundamental que los proyectos de construcción en el Distrito de Riohacha cumplan con las normativas sismo-resistentes vigentes en Colombia (NSR-10). Esto garantizará la seguridad y estabilidad de las infraestructuras ante posibles eventos sísmicos. Se recomienda consultar a especialistas en geotecnia e ingeniería sísmica para evaluar las condiciones del suelo y diseñar edificaciones con las medidas adecuadas de mitigación del riesgo.

A pesar que bibliográficamente la zona es catalogada con amenaza intermedia a escala 1:100.000, se puede encontrar localmente que esto no coincide con la realidad de campo,

pues allí no se presentan movimientos en masa puesto que las pendientes son planas a suavemente inclinadas.

En el momento de la visita se observan estables, sin presentar hundimientos representativos.

2. DESCRIPCION GEOTÉCNICA DEL CORREDOR VIAL

2.1. TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de determinar las características de la subrasante, se programa la realización de la exploración mediante la ejecución de Apiques manuales, espaciados cada 250 metros, para una categoría de tránsito NT1 (mayores a 1.000.000 millones de ejes equivalentes de N80KN en el carril de diseño) de acuerdo con la separación máxima sugerida en el numeral 4.3.1.1 del Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos en Vías con Medios y Altos Volúmenes de Transito emitido en el 2015 por el INVIAS, cumpliendo con lo requerido en los términos de referencia, ubicados a tres bolillo, hasta una profundidad de por lo menos 1.50 m o hasta una profundidad que garantice el reconocimiento de la subrasante de la vía, con la respectiva toma de muestras para ensayos. Como se está realizando Apiques para las estructuras a construir, se van a realizar estos a una profundidad de 1.5m cada uno.

Se denomina suelo a la acumulación no consolidada de partículas sólidas, agua y aire, provenientes de la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas. Es una de las variables que está involucrada en el diseño de los pavimentos de concreto, por eso es necesario conocer su clasificación y su comportamiento mecánico, con el fin de predecir su respuesta ante los esfuerzos que se le aplican bajo la acción de las cargas estáticas y dinámicas que ofrece el tránsito y el propio peso de la estructura del pavimento sobre su fundación, que en la técnica de los pavimentos recibe el nombre de subrasante.

Con el fin de determinar las características de la subrasante, se programó la realización de la exploración mediante la ejecución de Apiques manuales, espaciados según la distribución de las calles, ubicados a tres bolillos, hasta una profundidad de por lo menos 2m de tal manera que se garantice el reconocimiento de la subrasante de la vía, con la respectiva toma de muestras para ensayos.

De acuerdo con la longitud total de los tramos se realizaron 33 Apiques manuales, de los cuales se obtuvieron muestras por cada estrato o capa de suelo encontrado hasta la profundidad mínima definida, con el fin de identificar, clasificar y definir las propiedades del suelo.

Tabla 3. Localización de Apiques

VÍA	ABSCISA APIQUE	COSTADO	Prof (m)
TRAMO 1 K0+00 HASTA K1+167			
Apique 1	K,000+	DERECHO	1,50
Apique 2	K+250	IZQUIERDO	1,50
Apique 3	K+500	CENTRO	1,50
Apique 4	K+750	DERECHO	1,50
Apique 5	K1+000	IZQUIERDO	1,50
TRAMO 2 K1+319 HASTA K2+057			
Apique 6	K1+320	CENTRO	1,50

VÍA	ABSCISA APIQUE	COSTADO	Prof (m)
Apique 7	K1+570	IZQUIERDO	1,50
Apique 8	K1+820	DERECHO	1,50
Apique 9	K2+057	CENTRO	1,50
TRAMO 3 K3+000 HASTA K8+894			
Apique 10	K3+100	DERECHO	1,50
Apique 11	K3+350	DERECHO	1,50
Apique 12	K3+600	IZQUIERDO	1,50
Apique 13	K3+850	CENTRO	1,50
Apique 14	K4+100	IZQUIERDO	1,50
Apique 15	K4+350	DERECHO	1,50
Apique 16	K4+600	CENTRO	1,50
Apique 17	K4+850	DERECHO	1,50
Apique 18	K5+100	IZQUIERDO	1,50
Apique 19	K5+350	IZQUIERDO	1,50
Apique 20	K5+600	CENTRO	1,50
Apique 21	K5+850	CENTRO	1,50
Apique 22	K6+100	DERECHO	1,50
Apique 23	K6+350	IZQUIERDO	1,50
Apique 24	K6+600	CENTRO	1,50
Apique 25	K6+850	IZQUIERDO	1,50
Apique 26	K7+100	IZQUIERDO	1,50
Apique 27	K7+350	CENTRO	1,50
Apique 28	K7+600	CENTRO	1,50
Apique 29	K7+850	DERECHO	1,50
Apique 30	K8+100	IZQUIERDO	1,50
Apique 31	K8+350	CENTRO	1,50
Apique 32	K8+600	DERECHO	1,50
Apique 33	K8+850	IZQUIERDO	1,50

Fuente: Elaboración propia Autores

Esta auscultación permitió identificar los diferentes tipos de suelo que conforman la subrasante local y las características propias de cada una, además, la respuesta mecánica de ellos.

Para efectuar el ensayo de CBR de laboratorio se tomaron 17 muestras inalteradas de suelo para los tramos viales en estudio, que fueron ensayadas en el laboratorio después de ser sumergidas durante 4 días.

La cantidad de muestras para CBR se determinó de acuerdo con la homogeneidad de suelos encontrados. La literatura indica: en el *Manual de Diseño de Pavimentos rígidos*,

recomienda para un tramo homogéneo realizar 4 ensayos mínimo por tipo de suelo. Aunque la recomendación es válida se conoce que el número de ensayos y espaciamiento está ligado al nivel de importancia del proyecto y en especial a las características del suelo. Por tanto, para la evaluación de la resistencia de la subrasante, se consideró necesario realizar 17 ensayos de CBR según los tramos. lo cual permitió conocer un comportamiento homogéneo del suelo sin encontrar situaciones especiales que requirieran un mayor análisis.

2.2. CARACTERISTICAS DEL SUELO

2.2.1. DESCRIPCION GEOTECNICA DEL CORREDOR

La descripción geotécnica consiste en delimitar sectores relativamente homogéneos, con características físico-mecánicas similares, identificando los parámetros fundamentales, para prever los problemas constructivos que puedan presentarse y conocer la aptitud del terreno para diferentes usos desde el punto de vista ingenieril.

Se observa una vía no pavimentada con un proceso de erosión avanzado en la zona lateral derecha, donde la escorrentía ha generado cárcavas y fracturas en el terreno. Este fenómeno se debe a la falta de un sistema adecuado de drenaje que controle el flujo del agua de lluvia, permitiendo que esta se infiltre y erosione el suelo progresivamente. La evidencia de grietas y colapsos sugiere que el suelo es altamente susceptible a la erosión hídrica, lo que pone en riesgo la estabilidad de la vía y podría llevar a su degradación total si no se toman medidas correctivas. Además, la proximidad de postes y cables eléctricos a la zona erosionada podría representar un riesgo estructural en el mediano plazo si el suelo continúa socavándose.

El proceso de erosión en este tipo de caminos generalmente se intensifica debido a la falta de compactación y la presencia de materiales sueltos con baja capacidad de soporte. La vía muestra signos de desgaste con una superficie irregular y pérdida de material granular, lo que indica que el tráfico vehicular y las condiciones climáticas han acelerado su deterioro. Además, la pendiente natural del terreno favorece la concentración del agua en diversos puntos, incrementando la velocidad de escurrimiento y generando efectos erosivos más agresivos. La ausencia de cunetas o drenajes transversales agrava la situación, ya que el agua se desplaza sin control, arrastrando partículas del suelo y debilitando la estructura de la vía con cada lluvia. Para mitigar este problema, es necesario implementar soluciones de control de erosión y drenaje. Una primera acción podría ser la estabilización del suelo con materiales adecuados, como grava compactada o geotextiles que ayuden a distribuir mejor las cargas y evitar la infiltración excesiva del agua. También es recomendable el uso de enrocados o barreras de contención puede ayudar a prevenir un mayor deterioro.

Una vez recopilada, organizada y analizada la información se estableció sobre el perfil de suelos de la vía un corte esquemático a lo largo de la longitud del corredor con base en criterios técnicos cualitativos soportados en la información geotécnica de campo. De acuerdo con los resultados de la exploración de campo, la secuencia estratigráfica desde la superficie hasta el fondo se muestra en el perfil geotécnico obtenido a partir de las perforaciones y los apiques. La zonificación presenta un perfil con características geotécnicas en general homogéneas, si se tiene en cuenta el valor de los CBR, aunque los valores de CBR obtenidos son relativamente bajos a medios en todo el corredor.

2.2.2. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Se utiliza como soporte la información de geotecnia, con el fin de conocer las condiciones y características geomecánicas de los suelos, evaluando los resultados de los ensayos de campo, de laboratorio y así proporcionar los parámetros necesarios para la evaluación de adecuación del suelo destinado para fundación. Esta auscultación permite identificar los diferentes tipos de suelo que conforman el área local y las características propias de cada uno a la respuesta mecánica. Sobre las muestras extraídas se programó la ejecución de los siguientes ensayos:

- **ESTADO Y CLASIFICACIÓN:** humedad natural, límites de Atterberg (límite líquido, plástico e índice de plasticidad), granulometría.
- **RESISTENCIA:** SPT (Ensayo de Penetración Estándar)

a. ENSAYO DE GRANULOMETRIA DE SUELOS

Este ensayo tiene por objeto la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de suelo. Realizado según la norma INV E- 213, esta norma describe el método para determinar los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta el de 75 μ m (No.200)

b. ENSAYO LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD

Realizado según la norma INV E – 126 – 13. Tiene por objeto determinar el contenido más bajo de agua en el cual el suelo permanece en estado plástico. El índice de plasticidad de un suelo es el tamaño del intervalo de contenido de agua, expresado como un porcentaje de la masa seca de suelo, dentro del cual el material está en un estado plástico. Se aplica el modelo manual de rollos indicado en dicha norma.

c. ENSAYO LIMITE LIQUIDO

El límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, cuando éste se halla en el límite entre el estado líquido y el estado plástico. Se realiza aplicando la norma INV E – 125 – 13.

d. ENSAYO DE HUMEDAD

La norma INV E-122-13 se refiere a la determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad), por masa, de suelo, roca, y mezclas de suelo agregado.

e. ENSAYO DE CBR DE SUELOS COMPACTOS EN LABORATORIO

Este ensayo se realiza según la norma INV-E148-13, en esta norma describe el procedimiento a seguir para determinar el índice de resistencia de los suelos de subrasante, sub-base granular y base granular, denominado CBR (California Bearing Ratio). Este método de ensayo está proyectado, aunque no limitado, para la evaluación de la resistencia de materiales que tengan tamaños máximos de partículas de menos de 19mm (3/4").

f. ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG E INDICE DE PLASTICIDAD

De los datos obtenidos en el ensayo de límites e índice de plasticidad a cada una de las muestras obtenidas se han determinado los valores mostrados en la tabla

El análisis granulométrico de la zona del proyecto para los Tramos 1 (5 apiques) y tramo 2 (4 apiques) y tramo 3 (24 apiques) evaluados, revela una composición variable del suelo a lo largo del eje del proyecto, con una predominancia de materiales tipo limo-arenosos. En general, los suelos se clasifican dentro del grupo de suelos granulares con contenido variable de finos, lo que permite anticipar un comportamiento intermedio en cuanto a drenaje y capacidad portante.

En cuanto a la distribución porcentual de las fracciones, se observa que el contenido de grava es bastante bajo en todo el tramo, oscilando entre el 0% y el 6.8%, lo cual sugiere una escasa presencia de partículas gruesas. La fracción arena predomina con valores que varían entre el 32.3% y el 94.6%, indicando que el material presente en el terreno está compuesto en gran parte por arenas medias a finas. Esto es característico de los suelos tipo SM y SP-SM, que están presentes en varios de los apiques, especialmente hacia los extremos del tramo.

Por su parte, el contenido de finos (material que pasa por el tamiz N°200) varía de forma más amplia, desde un mínimo del 5.4% hasta un máximo del 87.3%. Los valores más altos de finos, por encima del 50%, aparecen especialmente en los apiques ubicados entre las abscisas K0+000, K1+250, K1+500 y K3+400, con clasificaciones SUCS como CL o SC, lo que indica la presencia de arcillas de baja a media plasticidad y algunos limos. Estos materiales suelen tener baja permeabilidad y pueden presentar problemas de estabilidad en condiciones de saturación.

Por lo tanto, se concluye que el tramo presenta una predominancia de suelos arenosos con moderado a alto contenido de finos, lo cual debe considerarse en el diseño de estructuras, fundaciones o capas de pavimento, ya que la presencia de finos puede afectar tanto el drenaje como la capacidad de carga del terreno. Será necesario realizar un manejo adecuado del agua y posiblemente estabilizaciones localizadas en zonas con altos contenidos de finos plásticos o con comportamiento cohesivo bajo saturación.

La alteración de humedad puede producir cambios volumétricos que crean movimientos diferenciales de importancia en las estructuras, ocasionando graves agrietamientos en los pavimentos. Con el fin de definir el potencial de expansión de los suelos encontrados en las diferentes zonas de estudio se referencia el siguiente criterio establecido por el INVIAS con base en el límite líquido y en el índice de plasticidad.

Tabla 4. Valores para evaluación de Ensayos Límites de Atterberg e Índice de plasticidad en el tramo vial

TRAMOS	MUESTRA No	ABSCISA	Límites de Atterberg			Wnat (%)	CLASIFICACION USC	CLASIFICACION AASHTO
			LL (%)	LP (%)	IP (%)			
TRAMO 1 K0+00 HASTA K1+167								
Apique 1	1	K0+000	-	-	-	-	CL	A-4
Apique 1	2	K0+000	31	21	10	12,8	CL	A-4
Apique 2	1	K0+250	NL	NP	NP	4,6	SP-SM	A-2-4
Apique 2	2	K0+250	NL	NP	NP	7,3	SM	A-2-4
Apique 3	1	K0+500	29	23	6	7,2	SM - SC	A-2-4
Apique 3	2	K0+500	26	20	6	6,8	SM - SC	A-2-4
Apique 4	1	K0+750	NL	NP	NP	3,2	SM	A-2-4
Apique 4	2	K0+750	NL	NP	NP	5,4	SM	A-2-4
Apique 5	1	K1+000	NL	NP	NP	3,8	SM	A-2-4
Apique 5	2	K1+000	NL	NP	NP	2,9	SM	A-2-4
TRAMO 2 K1+319 HASTA K2+057								
Apique 6	1	K1+320	30	18	12	1,8	CL	A-6

TRAMOS	MUESTRA No	ABSCISA	Límites de Atterberg			Wnat (%)	CLASIFICACION USC	CLASIFICACION AASHTO
			LL (%)	LP (%)	IP (%)			
Apique 6	2	K1+320	31	17	14	1,7	CL	A-4
Apique 7	1	K1+570	28	25	3	2,4	CL - ML	A-4
Apique 7	2	K1+570	29	25	4	2,8	SM	A-2-4
Apique 8	1	K1+820	NL	NP	NP	2,7	SM	A-2-4
Apique 8	2	K1+820	NL	NP	NP	2,7	SM	A-2-4
Apique 9	1	K2+057	NL	NP	NP	2,4	SM	A-2-4
Apique 9	2	K2+057	NL	NP	NP	2,0	SM	A-2-4
TRAMO 3 K3+000 HASTA K8+894								
Apique 10	1	K3+100	NL	NP	NP	12,7	SP-SM	A-3
Apique 10	2	K3+100	NL	NP	NP	11,7	SP-SM	A-3
Apique 11	1	K3+350	32	20	12	22,4	CL	A-6
Apique 11	2	K3+350	32	22	10	23,2	CL	A-6
Apique 12	1	K3+600	33	21	12	21,6	SC	A-2-4
Apique 12	2	K3+600	30	18	12	19,7	CL	A-6

TRAMOS	MUESTRA No	ABSCISA	Límites de Atterberg			Wnat (%)	CLASIFICACION USC	CLASIFICACION AASHTO
			LL (%)	LP (%)	IP (%)			
Apique 13	1	K3+850	NL	NP	NP	1,3	SM	A-2-4
Apique 13	2	K3+850	NL	NP	NP	2,0	SM	A-2-4
Apique 14	1	K4+100	NL	NP	NP	2,1	SM	A-2-4
Apique 14	2	K4+100	NL	NP	NP	2,9	SM	A-2-4
Apique 15	1	K4+350	33	25	8	13,3	CL	A-4
Apique 15	2	K4+350	34	23	11	12,7	CL	A-4
Apique 16	1	K4+600	26	15	11	3,8	CL	A-6
Apique 16	2	K4+600	27	17	10	4,9	CL	A-6
Apique 17	1	K4+850	NL	NP	NP	3,6	SM	A-4
Apique 17	2	K4+850	NL	NP	NP	3,6	SM	A-4
Apique 18	1	K5+100	24	17	7	2,8	SM - SC	A-2-4
Apique 18	2	K5+100	28	22	6	2,6	SM - SC	A-2-4
Apique 19	1	K5+350	NL	NP	NP	2,0	SM	A-4
Apique 19	2	K5+350	NL	NP	NP	3,3	SM	A-4

TRAMOS	MUESTRA No	ABSCISA	Límites de Atterberg			Wnat (%)	CLASIFICACION USC	CLASIFICACION AASHTO
			LL (%)	LP (%)	IP (%)			
Apique 20	1	K5+600	NL	NP	NP	2,8	SM	A-4
Apique 20	2	K5+600	NL	NP	NP	1,6	SM	A-4
Apique 21	1	K5+850	NL	NP	NP	2,3	SM	A-4
Apique 21	2	K5+850	NL	NP	NP	3,0	SM	A-4
Apique 22	1	K6+100	NL	NP	NP	3,5	SM	A-4
Apique 22	2	K6+100	NL	NP	NP	3,4	SM	A-4
Apique 23	1	K6+350	NL	NP	NP	5	SP-SM	A-3
Apique 23	2	K6+350	NL	NP	NP	7,3	SP-SM	A-3
Apique 24	1	K6+600	NL	NP	NP	7	SP-SM	A-3
Apique 24	2	K6+600	NL	NP	NP	6,7	SP-SM	A-3
Apique 25	1	K6+850	NL	NP	NP	3	SM	A-2-4
Apique 25	2	K6+850	NL	NP	NP	2,5	SM	A-2-4
Apique 26	1	K7+100	NL	NP	NP	7	SP-SM	A-3
Apique 26	2	K7+100	NL	NP	NP	6,5	SP-SM	A-3

TRAMOS	MUESTRA No	ABSCISA	Límites de Atterberg			Wnat (%)	CLASIFICACION USC	CLASIFICACION AASHTO
			LL (%)	LP (%)	IP (%)			
Apique 27	1	K7+350	NL	NP	NP	3	SP-SM	A-2-4
Apique 27	2	K7+350	NL	NP	NP	3,8	SP-SM	A-2-4
Apique 28	1	K7+600	NL	NP	NP	3	SM	A-2-4
Apique 28	2	K7+600	NL	NP	NP	2,5	SM	A-2-4
Apique 29	1	K7+850	NL	NP	NP	7	SP-SM	A-3
Apique 29	2	K7+850	NL	NP	NP	7,6	SP-SM	A-2-4
Apique 30	1	K8+100	NL	NP	NP	4	SM	A-2-4
Apique 30	2	K8+100	NL	NP	NP	3,7	SM	A-2-4
Apique 31	1	K8+350	35	21	14	11,2	SM - SC	A-2-4
Apique 31	2	K8+350	34	16	18	12,0	SM - SC	A-2-4
Apique 32	1	K8+600	NL	NP	NP	3	SP-SM	A-3
Apique 32	2	K8+600	NL	NP	NP	2,1	SP-SM	A-2-4
Apique 33	1	K8+850	NL	NP	NP	5	SM	A-2-4
Apique 33	2	K8+850	NL	NP	NP	3,2	SM	A-2-4

Fuente: elaboración propia Autores

De acuerdo con los resultados obtenidos presentan variaciones en sus propiedades plásticas a lo largo del tramo evaluado. Los valores del límite líquido (LL) oscilan entre 24.00% y 35.0%, mientras que el límite plástico (LP) varía entre 15.10% y 25.0%. El índice de plasticidad (IP), calculado como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, presenta valores entre 2.90% y 18%.

En varios puntos de muestreo, específicamente en los apiques de las abscisas K0+250, K0+750, K1+000 (**Tramo 1**), y las abscisas K1+750, K2+000 (**Tramo 2**), y las abscisas K2+900, K3+650, K3+900, K4+650, K5+150, K5+400, K5+650, K5+900, K6+150, K6+400, K6+650, K6+900, K7+150, K7+400, K7+650, K7+900, K8+400, K8+650 (**Tramo 3**), las muestras no presentaron plasticidad (NP), lo que indica la presencia de materiales no cohesivos, como arenas o suelos con bajo contenido de finos. Por otro lado, los mayores valores de índice de plasticidad (superiores a 10%) se identifican en las abscisas K1+250, K3+150, K3+400 y K4+150 y K8+150, lo que sugiere la presencia de suelos con un mayor contenido de arcillas, los cuales tienen implicaciones en la estabilidad y comportamiento mecánico de la vía. Estos resultados permitirán evaluar la idoneidad de los materiales del suelo en la zona de estudio y determinar la necesidad de tratamientos o mejoramientos para garantizar la estabilidad de la infraestructura proyectada.

Estas características influyen directamente en la estabilidad de la subrasante y deben ser consideradas en el diseño de fundaciones, ya que la capacidad de soporte puede verse comprometida en presencia de exceso de agua o bajas cargas estructurales elevadas.

En cuanto a los lentes o bolsas de suelos areno-limosos y arenas arcillosas, aunque ofrecen una mayor permeabilidad comparada con los suelos finos, su presencia intercalada puede generar discontinuidades en la transmisión de cargas, lo que podría dar lugar a zonas de debilidad o asentamientos irregulares si no se toman las medidas adecuadas durante la etapa de construcción.

Por otro lado, los suelos de tipo granular, clasificados como SM (arenas limosas), SP - SM (arenas mal graduadas con finos) y SM - SC (arenas limosas con arcilla), presentan en su mayoría contenidos de humedad más bajos, con valores menores al 5%. Sin embargo, en algunos puntos específicos, se registraron valores más elevados, lo que sugiere la posible presencia de capas de suelo con mayor capacidad de retención de agua o influencia de niveles freáticos cercanos.

Las zonas con los valores más bajos de humedad corresponden a suelos arenosos de tipo SM, particularmente. Esto indica que estos materiales poseen una baja retención de humedad, lo que sugiere condiciones más favorables en términos de estabilidad y compactación para construcción.

El análisis de la humedad en combinación con la clasificación del suelo indica que los sectores con presencia de arcillas pueden requerir tratamientos especiales o mejoramientos para evitar problemas de expansividad o pérdida de resistencia en condiciones de saturación. Mientras tanto, los suelos arenosos, si bien presentan menor retención de humedad, pueden necesitar controles en compactación y drenaje para garantizar su estabilidad estructural en el proyecto.

a. ESTADO HIDRICO

Con el fin de evaluar la influencia del contenido de agua en la subrasante in situ asociados a condiciones meteorológicas, es necesario determinar parámetros que no son propios de los suelos, sino que dependen del ambiente en el que se va a trabajar. Estos son asociados al estado hídrico y permiten prever los problemas que se pueden presentar en la capa de subrasante. Para determinar el estado hídrico de un suelo se utilizará el Índice de Consistencia I_c , que evalúa la humedad natural respecto a los límites de Atterberg y cuya expresión se presenta a continuación:

$$I_c = \frac{L_L - w_n}{IP}$$

El valor del Índice de Consistencia I_c depende de la humedad natural del suelo.

Así, cuanto mayor sea el valor del I_c para una arcilla dada, más cerca estará del estado líquido y más peligrosa será para cimentar.

Para suelos blandos $I_c \cong 0$ y para suelos rígidos $I_c > 1$. Además, este índice refleja las características reales del suelo en obra, mientras que los límites solo son indicadores de las características potenciales de los suelos para variaciones del contenido de agua. Igualmente, el I_c permite caracterizar correctamente los cinco estados hídricos únicamente en el caso de suelos medianamente y muy arcillosos.

Basados en el texto “Conception et dimensionnement des structures de chaussées”² se definió la siguiente clasificación:

- Estado muy húmedo (mh): No permite en general la utilización del suelo.
- Estado húmedo (h): Permite la utilización del suelo bajo ciertas condiciones particulares, tales como aireación, tratamientos, terraplenes de poco espesor y otros.
- Estado de humedad medio (m): Estado de humedad óptimo.
- Estado seco (s): Permite la utilización tomando ciertas medidas en obra, tales como riego con agua, sobre-compactación y otros.
- Estado muy seco (ms): No permite la utilización del material. Con base en las propiedades intrínsecas de los suelos y su comportamiento asociado con el estado hídrico, se propone una clasificación de los suelos de subrasante.

Los estados hídricos son especialmente relevantes para los suelos A-6 y A-7-5 de la clasificación AASHTO que corresponden a arenas finas arcillosas, limos, arcillas y marga poco plástica, arenas y arcillas muy plásticas. Los suelos correspondientes a A-7-6 son muy cohesivos y casi impermeables. La variación de humedad para estos suelos es muy lenta y se presenta mediante contracciones o expansiones importantes. Su empleo en terraplenes o en estratos de conformación no se recomienda. Por su parte, para los suelos A-4 y A-5 la influencia del estado hídrico no es representativa. Teniendo en cuenta la clasificación de los suelos acorde a los parámetros asociados a las propiedades intrínsecas y el estado hídrico y la clasificación AASHTO.

Por tanto, para el proyecto de estudio tenemos un $I_c = 1.056$, lo que se clasifica como un suelo rígido. Además, se clasifica en estado húmedo por tanto permite la utilización del suelo bajo ciertas condiciones particulares.

Las características de plasticidad y potencial de expansión se evalúan mediante correlaciones, con base en los ensayos de clasificación, en la siguiente Tabla, se presenta la correlación con respecto al índice de plasticidad del suelo.

Tabla 5. Relación aproximada entre el Índice Plástico – Límite Líquido y la Capacidad de Expansión

ÍNDICE PLÁSTICO	POTENCIAL DE EXPANSIÓN	LÍMITE LÍQUIDO
< 25	BAJO	< 50
25 – 35	MEDIO	50 – 60
> 35	ALTO	> 60

Snethen y Otros

Los materiales encontrados durante la exploración en su mayoría fueron finos, es decir que se expanden o se contraen a medida que pasan del estado seco al húmedo o viceversa. Esta interacción de humedad puede producir cambios volumétricos que crean movimientos diferenciales de importancia en las estructuras, ocasionando graves agrietamientos en pavimentos, por ello se hace necesario reconocer los suelos con estas características, con el fin de evaluar apropiadamente su estabilidad como material de fundación. Para identificar y predecir el potencial de expansión de los suelos en el presente estudio se tendrá en cuenta, a partir de la determinación del límite líquido e índice de plasticidad, bajo los siguientes criterios:

Tabla 6. CRITERIOS PARA DETERMINACION DE POTENCIAL DE EXPANSIVIDAD

Descripción	Límite Líquido	Límite Plástico
Caolinita	35 – 100	25 – 35
Ilita	50 – 100	30 – 60
Montmorillonita	100 – 800	50 – 100
Arcilla azul de Boston	60	20
Arcilla de Londres	66	27

LL (%)	IP (%)	Clasificación del hinchamiento potencial
> 60	> 35	Alto
50 - 60	25 - 35	Marginal
50 <	< 25	Bajo

Revisando los resultados de los límites de consistencia se observa que, en algunos de los tramos, tienen límite líquido y plástico, en valores alto y muy alto lo cual conlleva a que se deba realizar mejoramientos de subrasante en todos los tramos. De acuerdo con la calificación propuesta, se tiene que teóricamente en los tramos donde se presentan valores alto y medio son suelos con un potencial de Hinchamiento alto, y al revisar los resultados de la expansión en el ensayo de CBR para la misma muestra de suelo se obtuvo un valor mayor al 2%, por lo que se recomienda realizar mejoramiento de la subrasante bajo alguno de estos criterios.

g. ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL

Los resultados obtenidos en el ensayo de contenido de humedad para las muestras de suelo extraídas a lo largo del tramo evaluado se observa una variabilidad significativa en los valores obtenidos, con rangos entre 1.30% y 23.0%. En general, los suelos con mayor contenido de humedad corresponden a materiales cohesivos como los clasificados dentro del grupo CL (arcillas de baja plasticidad) y SC (arcillas arenosas). Estos valores elevados están asociados a una mayor capacidad de retención de agua de estos materiales, lo que afecta su comportamiento mecánico, generando problemas de estabilidad y capacidad portante reducida.

h. Nivel freático

El nivel de aguas freáticas NO fue encontrado en la elaboración de los Apiques, sin embargo, se debe prever un correcto manejo de aguas lluvias para que no afecte la construcción de la cimentación estructural del suelo, además se debe prever unos sistemas de bombeo durante al proceso de construcción, para evitar infiltraciones en la estructura sobre la cual se va hacer la fundación para evitar efectos de la oxidación e infiltración que genere empujes verticales que puedan afectar a la mismo.

De acuerdo con la información registrada en los trabajos realizados en campo, en la calle 40 no se encontró nivel freático en ningún apique hasta profundidades de 1.50 m, la cual fue la profundidad máxima de los apiques. En los extremos de la calle 40 (**inicio y final**) se observa la presencia de vegetación y cuerpos de agua cercanos, los cuales, durante la temporada de lluvias, desbordan e inundan la zona. La combinación de alta humedad, cobertura vegetal y evidentes procesos de erosión sugiere que estos sectores actúan como puntos de drenaje natural.

Para mitigar los riesgos asociados a asentamientos diferenciales en la estructura del pavimento, se recomienda la implementación de un mejoramiento adicional en pedraplén, proporcionando mayor estabilidad y capacidad de soporte al terreno.

Es fundamental que el estudio hidráulico, contemple la ejecución de obras de drenaje adecuadas, como cunetas revestidas, alcantarillas transversales y sistemas de disipación de energía, que permitan encauzar y controlar el flujo de agua de escorrentía. Estas medidas contribuirán a reducir los procesos erosivos, evitar acumulaciones de agua en a la vía y garantizar la durabilidad de la estructura de pavimento.

2.3. ENSAYO DE CBR DE SUELOS COMPACTOS EN LABORATORIO

La definición del comportamiento geo mecánico se encuentra ligada a las condiciones climáticas de la zona donde se desarrolla el proyecto.

La subrasante se evalúo mediante ensayos de CBR en laboratorio, sobre muestras alteradas, previamente seleccionadas y sometidas a inmersión. Los resultados del ensayo de CBR se resumen en la siguiente Tabla

Tabla 7. Ensayo de CBR

APIQUE	ABSCISA	CLASIF. USC	CBR %	
			W nat.	SUM.
TRAMO 1				
Apique 1	K0+000	CL	8,4	2,1
Apique 3	K0+500	SM - SC	8,2	2,3
Apique 5	K1+000	SM	3,1	2,1
TRAMO 2				
Apique 7	K1+570	SM	4,7	2,0
Apique 9	K2+057	SM	3,9	2,7
TRAMO 3				
Apique 11	K3+350	CL	22,3	2,3
Apique 13	K3+850	SM	2,5	2,5
Apique 15	K4+350	CL	11,6	2,2
Apique 17	K4+850	SM	3,3	2,2
Apique 19	K5+350	SM	4,9	2,6
Apique 21	K5+850	SM	5,0	2,3

APIQUE	ABSCISA	CLASIF. USC	CBR %	
			W nat.	SUM.
Apique 23	K6+350	SP-SM	8,2	2,5
Apique 25	K6+850	SM	6,0	2,5
Apique 27	K7+350	SP-SM	5,7	2,0
Apique 29	K7+850	SP-SM	7,6	2,1
Apique 31	K8+350	SM - SC	12,8	2,4
Apique 33	K8+850	SM	4,8	2,5

Fuente: elaboración propia Autores

Los CBR de laboratorio arrojan valores en estado sumergido entre 2.0 y 2.70% (subrasante que clasifica entre de mal comportamiento y bajo comportamiento).

El valor relativo de soporte (CBR) se expresa en porcentaje y se define como la relación entre la carga unitaria aplicada que produce cierta deformación en la muestra de suelo requerida, para producir igual deformación en una muestra patrón.

2.3.1. Método de diferencias acumuladas para delimitación de áreas homogéneas

El cálculo de CBR se realiza mediante un análisis estadístico de los datos, donde se descartan los valores que se encuentran por fuera de la tendencia, se ordenan de menor a mayor, se determina cada cambio de valor el número total de valores que son mayores o iguales a este valor, y se expresa en porcentaje con relación al total, se elabora un gráfico de CBR vs Porcentaje de valores mayores iguales y se obtiene la curva de CBR de diseño.

Teniendo en cuenta que se tienen un total de treinta tres (33) datos y una gran variación se considera usar el método de diferencias acumuladas para una posible delimitación de áreas homogéneas.

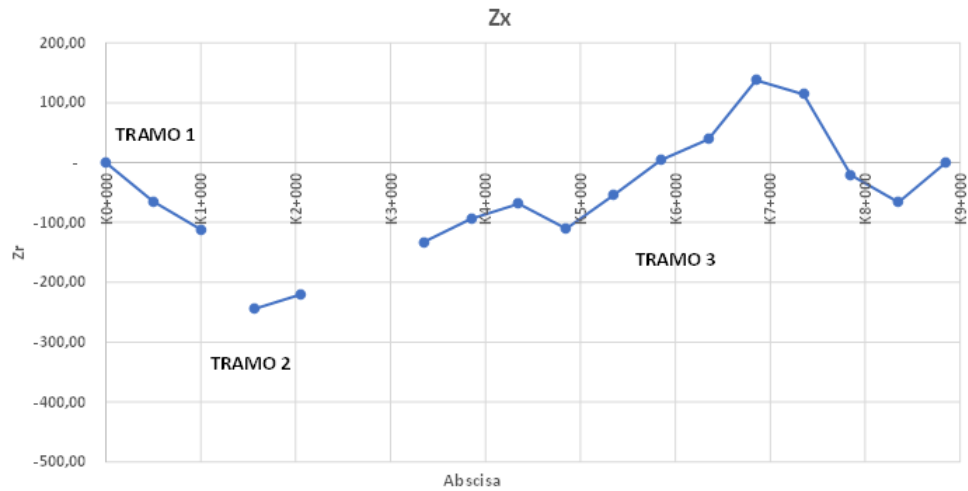
El procedimiento estadístico, se basa en el hecho matemático simple de que cuando la variable Z_x (definida como la diferencia entre el área bajo la curva de respuesta a cualquier distancia y el área total desarrollada por la respuesta promedio de todo el proyecto hasta la misma distancia) se dibuja como función de la distancia a lo largo del proyecto, los límites de los tramos homogéneos ocurren en los puntos donde la pendiente de la línea que representa la variación de Z_x con la longitud, cambia de signo.

Tabla 8. Método de diferencias acumuladas para delimitación de áreas homogéneas

TRAMO	ABSCISA	CBR (%)	Δx_i	$\Sigma \Delta x_i$	CBR prom	a_i	Σa_i	Zx	Sub Tramos CBR prom
TRAMO 1									
Apique 1	K0+000	2,06	0	0	2,06	-	-	-	2,2
Apique 3	K0+500	2,30	500	500	2,18	1.089,48	1.089,48	65,14	
Apique 5	K1+000	2,13	500	1000	2,22	1.108,18	2.197,66	111,59	
TRAMO 2									
Apique 7	K1+570	2,02	570	1570	2,08	1.183,56	3.381,22	244,29	2,4
Apique 9	K2+057	2,70	487	2057	2,36	1.148,81	4.530,02	220,09	
TRAMO 3									
Apique 11	K3+350	2,27	500	2557	2,48	1.242,05	5.772,07	132,66	2,3
Apique 13	K3+850	2,50	500	3057	2,39	1.193,42	6.965,49	93,87	
Apique 15	K4+350	2,21	500	3557	2,36	1.179,58	8.145,06	68,91	
Apique 17	K4+850	2,24	500	4057	2,23	1.113,26	9.258,32	110,28	
Apique 19	K5+350	2,60	500	4557	2,42	1.210,46	10.468,78	54,44	
Apique 21	K5+850	2,25	500	5057	2,43	1.213,41	11.682,19	4,35	
Apique 23	K6+350	2,51	500	5557	2,38	1.189,38	12.871,57	39,11	
Apique 25	K6+850	2,51	500	6057	2,51	1.253,06	14.124,63	137,55	
Apique 27	K7+350	2,02	500	6557	2,26	1.131,16	15.255,79	114,09	
Apique 29	K7+850	2,06	500	7057	2,04	1.019,55	16.275,35	20,98	
Apique 31	K8+350	2,38	500	7557	2,22	1.109,47	17.384,81	66,14	
Apique 33	K8+850	2,50	500	8057	2,44	1.220,76	18.605,57	-	

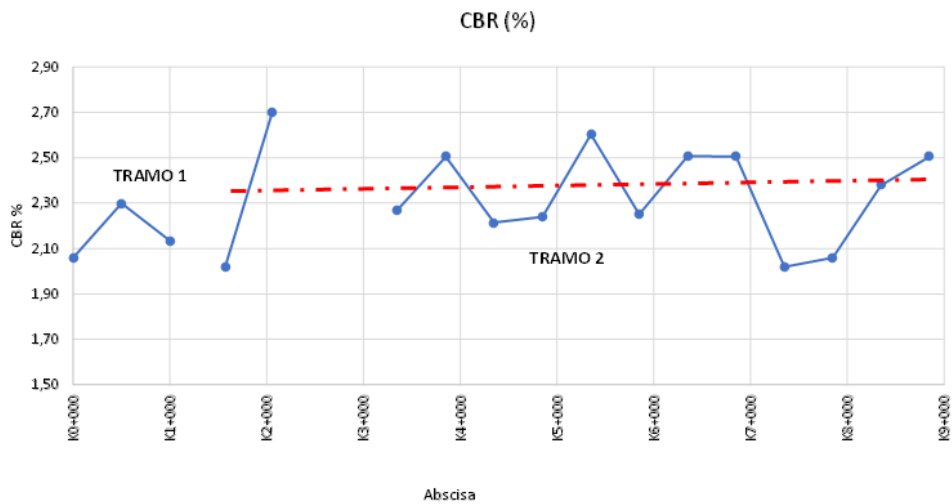
Fuente. Elaboración propia

Figura 2. Método diferencias acumuladas



Fuente. Elaboración propia

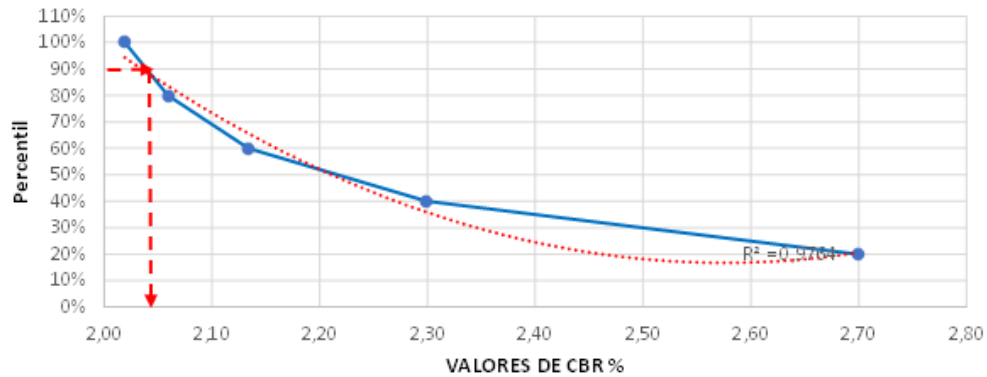
Figura 3. Variación del CBR en el tramo



Fuente. Elaboración propia

Para la definición de zonas homogéneas se recomienda tener en cuenta adicionalmente que el Manual de Bajos Volúmenes del Invia recomienda que la longitud de las unidades homogéneas no sea inferior a 3 km. Por tanto, se toma el trayecto completo como una sola zona homogénea, ya que vemos que los valores de la media de CBR están sobre 2.3%, aplicando el percentil con un nivel de confianza del 90% tenemos un CBR DE DISEÑO DEL 2% para todo el trayecto vial:

Figura 4. Percentil CBR en el tramo



Fuente. Elaboración propia

Los valores de CBR inalterados obtenidos en la variante Guajira presentan variabilidad dentro de un rango relativamente estrecho (200 - 2.70), lo que indica una homogeneidad aceptable en la resistencia del suelo a lo largo del tramo. La consistencia en los valores permite definir estrategias de diseño uniforme sin necesidad de tratamientos diferenciados en múltiples sectores.

Realizado el análisis estadístico anterior vemos una unidad homogénea general para los tres tramos divididos en los límites de la siguiente manera:

	TRAMO		CBR DISEÑO %	MR Eq (Mpa)	CBR Eq %	Espesor Mejoramiento (cm)
TRAMO 1	K0+000	K1+167	2,0	50	6,9	40
TRAMO 2	K1+319	K2+057				
TRAMO 3	K3+000	K8+894				
	CICLORUTA			36	4,3	20

Fuente. Elaboración propia

De acuerdo con el análisis y que el suelo en ese tramo es bastante homogéneo en términos de su capacidad de soporte, y el valor resultante refleja esa condición, el suelo en el tramo analizado tiene una capacidad de soporte similar en diferentes puntos.

Por tanto, el diseño del pavimento puede ser más uniforme, sin necesidad de adaptaciones importantes debido a variaciones en la capacidad del suelo; en vista de que se encuentra un CBR muy cercano entre cada zona homogénea, se va a trabajar con el promedio tomando una zona homogénea para todo el tramo.

Para el cálculo del CBR se utilizó el criterio de la media, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$CBR_{diseño} = \overline{CBR} - m\sigma \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

CBR = media aritmética de los valores de CBR

m = factor que depende del nivel de confianza. Se tomo un nivel de confianza del 85%

O = desviación estándar de los valores de CBR

Tabla 9. Nivel de confiabilidad en función del tipo de carretera (elaboración propia)

NIVELES DE CONFIABILIDAD (R) EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CARRETERA AASTHO-93

Tipo de Pavimento	Confiabilidad (R %)
Autopistas	90%
Carreteras	85%
Rurales	75%
Zonas Industriales	65%

Tabla 2.6. Valores del parámetro Zr (Suponiendo una distribución normal)

Confiabilidad	Zr
70%	0.524
75%	0.674
80%	0.842
85%	1.036
90%	1.282
95%	1.645
96%	1.751
97%	1.881
98%	2.055
99%	2.328

TRAMO	ABSCISA TOMA	CBR %
TRAMO 1		
Apique 1	K0+000	2,06
Apique 3	K0+500	2,30
Apique 5	K1+000	2,13
TRAMO 2		
Apique 7	K1+570	2,02
Apique 9	K2+057	2,70
TRAMO 3		
Apique 11	K3+350	2,27
Apique 13	K3+850	2,50
Apique 15	K4+350	2,21
Apique 17	K4+850	2,24

TRAMO	ABSCISA TOMA	CBR %
Apique 19	K5+350	2,60
Apique 21	K5+850	2,25
Apique 23	K6+350	2,51
Apique 25	K6+850	2,51
Apique 27	K7+350	2,02
Apique 29	K7+850	2,06
Apique 31	K8+350	2,38
Apique 33	K8+850	2,50
media CBR		2,30
m		1,282
Zr		0,215
CBR Diseño		2,0

Fuente. Elaboración propia

2.4. SOPORTE DE LA SUBRASANTE Y/O SUB-BASE

La exploración geotécnica realizada consta de 33 apiques de 1.50 a 2.0 m de profundidad y distribuidos a lo largo de los diferentes sitios de los sectores ya indicados. En cada uno de los apiques se registra su descripción y se reportan ensayos de humedad, límites de Atterberg y granulometría.

La estimación del CBR o capacidad de soporte de la subrasante fue realizada sobre material alterado y compactación de muestras de suelo remodeladas tomadas de varios apiques. No se incluye la toma de muestras en molde CBR cono dinámico, las cuales son de gran utilidad a la hora de caracterizar los materiales alterados y permitiría sectorizar la vía teniendo en cuenta las características geotécnicas de la subrasante a lo largo de la vía.

En vista de que existe la incertidumbre en cuanto a la resistencia real de la subrasante sobre la cual se dispondrá la estructura del pavimento, mediante la expresión formulada por Ivanov, se calcula el espesor de mejoramiento necesario para obtener el valor de CBR de 7% indicado en los análisis, variando los valores de CBR cono dinámico.

2.5. ESTRATIGRAFIA TRAMO 1 - TRAMO 2 - TRAMO 3

La estratigrafía del área de estudio refleja la variabilidad de los materiales presentes en el tramo analizado, identificando distintos tipos de suelo con propiedades geotécnicas específicas que influyen en el comportamiento estructural del terreno.

A partir de los ensayos de exploración, se evidenció la presencia predominante de suelos arenosos limosos (SM), arenas mal graduadas con finos (SP-SM) y arcillas de baja plasticidad (CL), distribuidos en diferentes profundidades a lo largo del tramo.

En general, el perfil muestra una predominancia de materiales de tipo SM y SP-SM, que corresponden a suelos de moderada capacidad de soporte según la clasificación AASHTO (A-2-4 y A-3), intercalados con sectores de suelos arcillosos (CL, CL-ML, SC), los cuales presentan mayor compresibilidad y retención de humedad. Adicionalmente, los ensayos han evidenciado un contenido de materia orgánica en descomposición superior al 5%, lo que compromete la capacidad portante del suelo y afecta la estabilidad de la estructura.

Esta variabilidad en la composición del subsuelo sugiere diferencias en la capacidad portante del terreno, lo que requiere ajustes en los criterios de diseño y procesos de mejoramiento del suelo a lo largo de los tramos.

El análisis detallado de estas condiciones es clave para la adecuada planificación de cimentaciones y estructuras viales, asegurando estabilidad y desempeño a largo plazo, en la figura anterior, se representa la disposición de los materiales identificados en el perfil estratigráfico del corredor vial.

2.5.1. Presencia de materia orgánica

Los resultados de la prueba de pérdida por ignición indican un contenido de materia orgánica en descomposición superior al 5%, lo cual afecta significativamente las propiedades geotécnicas del suelo en el tramo analizado.

La presencia de este material reduce la capacidad portante del terreno, aumenta su compresibilidad y dificulta la compactación adecuada, generando un riesgo de asentamientos diferenciales y afectaciones estructurales en la vía.

Tabla 10. Determinación del contenido de materia orgánica

APIQUE	ABSCISA	Materia Orgánica (%)
TRAMO 1		
Apique 1	K0+000	7,1
Apique 3	K0+500	8,0
Apique 5	K1+000	6,4
TRAMO 2		
Apique 9	K2+057	6,4
TRAMO 3		

APIQUE	ABSCISA	Materia Orgánica (%)
Apique 11	K3+350	8,5
Apique 13	K3+850	6,8
Apique 15	K4+350	8,0
Apique 17	K4+850	7,0
Apique 19	K5+350	8,6
Apique 23	K6+350	9,8
Apique 25	K6+850	8,7
Apique 27	K7+350	7,1
Apique 29	K7+850	7,0
Apique 31	K8+350	8,7

Fuente. Elaboración propia

Los suelos con alta materia orgánica tienden a ser compresibles, lo que significa que bajo carga pueden experimentar asentamientos significativos con el tiempo. Esto afectaría la estabilidad de estructuras como pavimentos, cimentaciones y terraplenes adicionalmente provocan expansión y contracción, afectando la uniformidad del suelo y generando fisuras o hundimientos en las estructuras, pues con el tiempo, la materia orgánica se degrada, lo que ocasiona una disminución de volumen y afecta la compactación del terreno.

Debido a lo anterior, se recomienda la remoción del suelo orgánico con base en un análisis detallado de la estratigrafía y pruebas complementarias. Posteriormente, se deberá implementar un proceso de mejoramiento con materiales adecuados, tales como material granular o suelos de mejor calidad, garantizando una adecuada compactación y estabilidad del terreno de fundación.

Estas acciones son necesarias para asegurar el desempeño y durabilidad de la estructura de la vía, evitando deformaciones prematuras y problemas de estabilidad a futuro.

2.5.2. PUNTOS CRÍTICOS

Se observa una amplia variación en los valores de CBR. Los valores más bajos corresponden a suelos arcillosos (CL y CL-ML), mientras que los más altos están asociados a suelos arenosos con baja plasticidad (SM, SP-SM). Se observa que el CBR mejora significativamente con un mayor grado de compactación. En promedio, el incremento del CBR al pasar del 95% al 98% de compactación es de aproximadamente 30% a 40%, lo cual es esperable, dado que una mayor densidad conlleva una mayor capacidad de soporte.

Estas características influyen directamente en la estabilidad de la subrasante y deben ser consideradas en el diseño de fundaciones, ya que la capacidad de soporte puede verse comprometida en presencia de exceso de agua o bajas cargas estructurales elevadas.

En el sector del proyecto, se evidencia la presencia de ojos de agua que emergen de manera discontinua a lo largo del trazado, indicativos de niveles freáticos someros y posibles zonas de recarga o descarga hídrica. La acción constante del flujo subterráneo ha favorecido la erosión diferencial, generando pequeñas socavaciones en uno de los costados de la vía. Estos procesos pueden estar asociados a la naturaleza litológica del terreno, la presencia de materiales de baja cohesión o la existencia de discontinuidades estructurales que facilitan la filtración y el deslizamiento de masas de suelo.

2.5.3. Soluciones geotécnicas a las condiciones de socavación y empozamientos de agua

Se observa una vía no pavimentada con un proceso de erosión avanzado en la zona lateral derecha, donde la escorrentía ha generado cárcavas y fracturas en el terreno. Este fenómeno se debe a la falta de un sistema adecuado de drenaje que controle el flujo del agua de lluvia, permitiendo que esta se infiltre y erosione el suelo progresivamente.

La evidencia de grietas y colapsos sugiere que el suelo es altamente susceptible a la erosión hídrica, lo que pone en riesgo la estabilidad de la vía y podría llevar a su degradación total si no se toman medidas correctivas.

Además, la proximidad de postes y cables eléctricos a la zona erosionada podría representar un riesgo estructural en el mediano plazo si el suelo continúa socavándose.

El proceso de erosión en este tipo de caminos generalmente se intensifica debido a la falta de compactación y la presencia de materiales sueltos con baja capacidad de soporte. La vía muestra signos de desgaste con una superficie irregular y pérdida de material granular, lo que indica que el tráfico vehicular y las condiciones climáticas han acelerado su deterioro.

Además, la pendiente natural del terreno favorece la concentración del agua en diversos puntos, incrementando la velocidad de escurrimiento y generando efectos erosivos más agresivos. La ausencia de cunetas o drenajes transversales agrava la situación, ya que el agua se desplaza sin control, arrastrando partículas del suelo y debilitando la estructura de la vía con cada lluvia.

Para mitigar este problema, es necesario implementar soluciones de control de erosión y drenaje:

- Una primera acción podría ser la estabilización del suelo con materiales adecuados, como grava compactada o geotextiles que ayuden a distribuir mejor las cargas y evitar la infiltración excesiva del agua. También es recomendable el uso de enrocados o barreras de contención puede ayudar a prevenir un mayor deterioro.
- Instalar sistemas de drenaje para reducir la presión del agua subterránea y controlar el nivel freático.
- Construir cunetas, colectores o sistemas de desagüe para encauzar y controlar el agua superficial, evitando su acumulación.

En estos sectores es necesario realizar un control de erosión natural por medio de la instalación de obras hidráulicas que controlen de manera correcta el tránsito de las aguas para que esta no transcurra por escorrentía sobre la vía.

2.5.4. DISEÑOS DE LA ESTRUCTURA MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE POR IVANOV

Esta metodología permite establecer el espesor de mejoramiento en una estructura de pavimento, proporcionados por una ecuación para el cálculo de la capacidad portante equivalente del material de apoyo de la estructura, para lo cual podemos utilizar la siguiente ecuación, con el cual podemos determinar el valor de capacidad equivalente (Escarraga López Miller & Melo Romero María Paula, 2019).

El cálculo del espesor de la capa de mejoramiento de reemplazo se realiza de acuerdo a la Ecuación de Ivanov:

$$E_e = \frac{E_0}{1 - \frac{2}{\pi} \left[1 - \frac{1}{n^{3.5}} \right] \cdot \arctan \left[\frac{n \cdot h}{2a} \right]}$$

$$n = \left[\frac{E_1}{E_0} \right]^{\frac{1}{2.5}}$$

Donde:

h1: corresponde al espesor del material granular

a: Radio de carga, cm

n: Relación entre módulos de las capas inferior y superior

Einf:: módulo resiliente de la subrasante (psi).

Esup: módulo elástico de los materiales granulares de mejoramiento (psi).

Eeq: módulo elástico equivalente del conjunto subrasante - materiales granulares de mejoramiento, criterio Ivanov (psi).

Figura 5. Fórmula de Ivanov – Calculo de Capacidad Portante Equivalente (Tramo 1 - Tramo 2 - Tramo 3)

Fórmula de Ivanov – Calculo de Capacidad Portante Equivalente		
PARÁMETROS	VALOR	Ecuación:
CBR subrasante (%).	2,0	$E_{eq} = E_{inf} / \{1 - (2/\pi) \cdot [1 - (1/n^{3,5})] \cdot \arctan[n \cdot (H_g/2a)]\} \quad n = (E_{sup}/E_{inf})^{0,4}$ $E_{eq}: \text{módulo elástico equivalente del conjunto subrasante - materiales granulares de mejoramiento, criterio Ivanov (psi).}$ $E_{eq} \text{ (psi)} = 3037 / \{1 - (2/\pi) \cdot [1 - (1/(1,624^{3,5}))] \cdot \arctan[1,624 \cdot (40/(2 \cdot 15,22))]\}$ $n = (10202/3037)^{0,4} \quad n = 1,62$ $E_{eq} \text{ (psi)} = 7.388 \quad 50,94 \quad \text{Mpa}$ CBR Eq 7,0 $E_{inf} = 1500 \cdot \text{CBR (psi)} \quad E_{sup} = 4326 \cdot \ln \text{ CBR} + 241 \text{ (psi)}$
E_{inf} : módulo resiliente de la subrasante (psi).	3.037	
CBR material granular de mejoramiento (%).	10,0	
E_{sup} : módulo elástico de los materiales granulares de mejoramiento (psi).	10.202	
H_g : espesor de los materiales granulares de mejoramiento (cm).	40,0	
a: radio del área cargada (cm).	15,2	

Fuente. Elaboración propia

Figura 6. Fórmula de Ivanov – Calculo de Capacidad Portante Equivalente (Cicloruta)

Fórmula de Ivanov – Calculo de Capacidad Portante Equivalente		
PARÁMETROS	VALOR	Ecuación:
CBR subrasante (%).	2,0	$E_{eq} = E_{inf} / \{1 - (2/\pi) \cdot [1 - (1/n^{3,5})] \cdot \arctan[n \cdot (H_g/2a)]\} \quad n = (E_{sup}/E_{inf})^{0,4}$ $E_{eq}: \text{módulo elástico equivalente del conjunto subrasante - materiales granulares de mejoramiento, criterio Ivanov (psi).}$ $E_{eq} \text{ (psi)} = 3037 / \{1 - (2/\pi) \cdot [1 - (1/(1,624^{3,5}))] \cdot \arctan[1,624 \cdot (20/(2 \cdot 15,22))]\}$ $n = (10202/3037)^{0,4} \quad n = 1,62$ $E_{eq} \text{ (psi)} = 5.284 \quad 36,43 \quad \text{Mpa}$ CBR Eq 4,4 $E_{inf} = 1500 \cdot \text{CBR (psi)} \quad E_{sup} = 4326 \cdot \ln \text{ CBR} + 241 \text{ (psi)}$
E_{inf} : módulo resiliente de la subrasante (psi).	3.037	
CBR material granular de mejoramiento (%).	10,0	
E_{sup} : módulo elástico de los materiales granulares de mejoramiento (psi).	10.202	
H_g : espesor de los materiales granulares de mejoramiento (cm).	20,0	
a: radio del área cargada (cm).	15,2	

Fuente. Elaboración propia

Se entiende que el suelo es competente desde el punto de vista de resistencia y por el CBR no habría problema. Sin embargo, hay que tener en consideración el tipo de materiales que se encuentra en toda la mayor parte de la subrasante explorada, con el análisis de la humedad en combinación con la clasificación del suelo indica que los sectores con presencia de arcillas pueden requerir tratamientos especiales o mejoramientos para evitar problemas de expansividad o pérdida de resistencia en condiciones de saturación. Mientras tanto, los suelos arenosos, si bien presentan menor retención de humedad, pueden necesitar controles en compactación y drenaje para garantizar su estabilidad estructural en el proyecto.

Adicionalmente, los ensayos han evidenciado un contenido de materia orgánica en descomposición superior al 5%, lo que compromete la capacidad portante del suelo y afecta la estabilidad de la estructura. Esta variabilidad en la composición del subsuelo sugiere

diferencias en la capacidad portante del terreno, lo que requiere ajustes en los criterios de diseño y procesos de mejoramiento del suelo a lo largo del proyecto; se busca reducir al máximo la probabilidad de tener escalonamientos entre las losas de concreto colocando un material que a parte de mejorar la resistencia, no presente características expansibles ni colapsables, como sería un material de mejoramiento tipo recebo de relleno para estructuras con CBR mínimo del 10%.

Así las cosas y una vez aplicado el método de Ivanov para obtener el CBR combinado del mejoramiento y el suelo existente, se obtiene un valor de 7% con un espesor de 0.40m para la estructura de pavimento y de 4.4% con un espesor de 20cm para la estructura de la cicloruta, buscando la menor transferencia de esfuerzos a la subrasante y así ayudar a mitigar comportamientos expansivos no deseados del material arcilloso.

Con base a lo anterior, se construirá una subrasante mejorada con el fin de proteger el pavimento frente a posibles variaciones volumétricas debido a cambios en la humedad. Además, se busca distribuir de manera adecuada los esfuerzos que se transmitirán al suelo de la subrasante. Esta subrasante mejorada consistirá en material de mejoramiento tipo recebo de relleno para estructuras con CBR mínimo del 10%. según norma INVIAS para material Recebo - INV 610 con un espesor de 0.40m para la estructura de pavimento y con un espesor de 20cm para la estructura de la ciclo ruta.

Por tanto, se contempla para el diseño:

MODULO RESILIENTE SUBRASANTE			
	Tramo 1 - 2 - 3	Ciclo ruta	
CBR Diseño Inicial subrasante (%)	2,0	2,0	%
CBR Diseño con mejoramiento (%)	7,0	4,4	%
MR DISEÑO	7388	5284	psi
	519	372	Kg/cm2

2.5.5. Mejoramiento Mediante recebo de relleno para estructuras

Una vez homogeneizada la vía mediante las actividades de excavación y relleno de terraplén. Se realizará un mejoramiento de la rasante con adición de material tipo recebo de relleno" en el contexto de estructuras del Instituto Nacional de Vías (INVIAS) se refiere a la utilización de un material granular, conocido como recebo, para mejorar las condiciones del terreno donde se construirá una estructura, como vías, andenes u otras obras exteriores. Este proceso implica la colocación y compactación del recebo en capas, siguiendo especificaciones técnicas y normativas, para crear una base sólida y estable que soporte la estructura, que cumpla las condiciones establecidas por el artículo 610 del INVIAS (Relleno para estructuras). Numeral 610.2.2. Se recomienda realizar el mejoramiento de la subrasante siguiendo los procedimientos normales de extensión y compactación que fija la Norma de Ensayo INV E-142, previa la corrección que se requiera por presencia de partículas gruesas, según lo establece la Norma E-228 del Instituto Nacional de vías.

Una vez se cumpla con este procedimiento o se llegue al nivel de subrasante del proyecto geométrico se procede a la extensión y conformación de la capa homogénea de mejoramiento en material recebo con un espesor de 0.40m para la estructura de pavimento

y con un espesor de 20cm para la estructura de la cicloruta que cumple con las calidades y características.

2.5.6. Relleno Para Terraplenes

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, el tipo de suelo que se encuentra en la zona no se recomienda para realizar terraplenes con material producto de excavaciones, por lo tanto, el material a utilizar para dicho relleno será el recomendado por el INVIAS (material afirmado para relleno), el cual se. realizará una compactación de subrasante para homogenizar. Este trabajo consiste en el suministro, extensión, humedecimiento o secamiento, mezcla, conformación y compactación de materiales aprobados; de acuerdo con lo indicado en el INVIAS, ajustándose a los alineamientos horizontal y vertical y a las secciones transversales típicas establecidas en el diseño geométrico y así obtener la uniformidad de la superficie. Antes de iniciar la construcción de cualquier relleno, el terreno de apoyo deberá estar desmontado y limpio.

2.5.7. Mejoramiento Mediante Adición De Material

Una vez homogeneizada la vía mediante las actividades de excavación y relleno de recebo, se realizará un mejoramiento de la rasante con adición de material tipo recebo de relleno" en el contexto de estructuras del Instituto Nacional de Vías (INVIAS) con un espesor de 0.40m, que cumpla las condiciones establecidas por el artículo 230 del INVIAS (Mejoramiento de la subrasante). Numeral 230.2. Se recomienda realizar el mejoramiento de la subrasante siguiendo los procedimientos normales de extensión y compactación que fija la Norma de Ensayo INV E-142, previa la corrección que se requiera por presencia de partículas gruesas, según lo establece la Norma E-228 del Instituto Nacional de vías. Una vez se cumpla con este procedimiento o se llegue al nivel de subrasante del proyecto geométrico se procede a la extensión y conformación de la capa homogénea de mejoramiento en material tipo recebo con un espesor de 0.40m para la estructura de pavimento y con un espesor de 20cm para la estructura de la cicloruta que cumple con las calidades y características.

2.5.8. TIPO DE MATERIAL DE SOPORTE

El valor relativo de soporte (CBR) se expresa en porcentaje y se define como la relación entre la carga unitaria aplicada que produce cierta deformación en la muestra de suelo requerida, para producir igual deformación en una muestra patrón.

Así mismo, si el mejoramiento se conforma con material tipo seleccionado deberá cumplir con todos los requerimientos establecidos en por el artículo 230 del INVIAS (Mejoramiento de la subrasante).

Se recomienda un geotextil de separación de tipo T4000 o equivalente, en la interfaz Mejoramiento-Subrasante, y separación de las capas granulares, al colocar el geotextil se controla las deformaciones que puedan presentarse por cambios volumétricos en la subrasante, se genera un importante efecto de separación, y adicionalmente de drenaje, mejorando las condiciones de servicio de la estructura.

El geotextil aumenta la capacidad de distribución de esfuerzos para que las cargas actuantes sean absorbidas en su mayoría por las capas superiores de manera que el suelo de subrasante presente condiciones de bajas deformaciones a causa de bajos esfuerzos actuantes.

En general todo el tramo presenta una condición de baja resistencia con CBR menores al 3%. Este valor escogido es criterio del diseñador pues el manual de diseño de pavimento de concreto, para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito, de la ICPC, Ministerio de transporte e Inviás, se lo permite pues, se establece en el capítulo 2 inciso 2.1.1.3, que los pavimentos de concreto (hidráulico), son menos sensibles a la capacidad de soporte del suelo y a las condiciones climáticas que otros tipos de pavimentos; donde son competitivos los pavimentos de concretos es sobre los suelos con baja capacidad de soporte debido a que los esfuerzos los distribuye en áreas muy grandes con lo que las sollicitaciones que llegan al suelo son bajas.

3. CARACTERISTICAS GEOTÉCNICA ESTRUCTURAS OBRAS DRENAJE VIAL

Con el fin de establecer las recomendaciones geotécnicas para la construcción de las obras de drenajes a lo largo de la vía de la variante en el Departamento de la Guajira, se realizó la exploración geotécnica en los distintos puntos en los que se proyectan obras hidráulicas y sobre las obras existentes en la vía actual, estableciéndose que, si se plantea una ampliación de dicha vía, las obras nuevas no estarán adosadas a las existentes.

En el recorrido del trazado vial de la zona del proyecto **Tramo 1 - Tramo 2 y Tramo 3**, no se identificaron obras de drenaje transversal.

Se diseñará con base en las recomendaciones y criterios establecidos por el Código Colombiano de Puentes CCP-14, el cual es la Norma técnica para este tipo de estructuras. Se realizó las exploraciones geotécnicas en los sitios de las estructuras hidráulicas existentes, para lo cual se realizaron sondeos de 3.0 m de profundidad en los sitios explorados, tomando muestras a cada 1.50 m aproximadamente, dicho informe será ajustado de acuerdo con los criterios del CCP-14.

La Norma Colombiana de Diseño de Puentes CC-14, en la Tabla 10.4.2.-1 Número mínimo de puntos de exploración y profundidad de la exploración, contempla para cimentaciones superficiales, de pilas o estribos de ancho menor igual a 30 m, la realización de mínimo un Sondeo por subestructura.

Para las zonas donde se proyectan los Box Culvert, se realizaron sondeos de hasta 3.0 metros de profundidad. En el caso de las alcantarillas, se adoptarán recomendaciones generales basadas en los resultados obtenidos en campo. Para los Box Culvert, se efectuó un sondeo por estructura, ubicados estratégicamente en los extremos, es decir, en los estribos, asegurando el cumplimiento de la normativa vigente.

La ubicación exacta de los sondeos se presenta en la siguiente tabla. Además, los registros detallados de perforación pueden consultarse en el presente Informe.

Para las estructuras se ejecutaron cuatro (04) m sondeos a 3 metros de profundidad, distribuidos según las conveniencias del proyecto.

Tabla 11. Sondeos Tramo 1 - Tramo 2 - Tramo 3

VÍA	ABSCISA SONDEO	TIPO	MEDIDAS	INTERVENCION	Prof (m)
SONDEOS					
SONDEO 1	K+60	BOX SENCILLO	2.2x4	TRAMO 1	3,00
SONDEO 2	K+150	BOX SENCILLO	1.5x2.5	TRAMO 1	3,00
SONDEO 3	K8+120	ALCANTARILLA	36"	TRAMO 2	3,00
SONDEO 4	K8+650	ALCANT. TRIPLE	36"	TRAMO 2	3,00

Fuente: Autores

El sistema empleado para la exploración fue de percusión y lavado, utilizando tuberías de revestimiento de 2 1/2 pulgadas de diámetro.

En los sondeos se ejecutaron ensayos de penetración estándar (E.P.E.) recuperando muestras alteradas de suelos cada 1.5 m, para su posterior identificación y clasificación en el laboratorio. Para este ensayo se utilizó un martillo de 140 lbs que corre sobre una guía de 30 pulgadas de longitud, con el cual se hince un toma-muestra partido (Split Spoon) y se controla el número de golpes por pie de penetración.

Las tablas siguientes, presentan un resumen de las consideraciones geotécnicas descritas en los diferentes registros de perforación para establecer las propiedades mecánicas de los diferentes estratos encontrados en cada perforación en mención.

Tabla 12. LAMBE, T. W., & WHITMAN, R. V. (1969). *SOIL MECHANICS*. JOHN WILEY & SONS.

N (golpes/pie)	Clasificación	Término Descriptivo	Densidad Relativa (%)	Ángulo de Fricción Interna (ϕ°)
0 – 4	A	Muy suelta	0 – 15	25 – 30°
4 – 10	B	Suelta	15 – 35	28 – 32°
10 – 30	C	Media	35 – 65	32 – 36°
30 – 50	D	Compacta	65 – 85	36 – 41°
> 50	E	Muy compacta	85 – 100	41 – 43°

Tabla 13. TERZAGHI, K., & PECK, R. B. (1948). *SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE*.

N (golpes/pie)	Descripción de la Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple (Ton/m ²)	Peso Unitario Saturado (Ton/m ³)
0 – 2	Muy blando	1.5 – 2.5	1.50 – 1.60
2 – 4	Blando	2.5 – 5.0	1.60 – 1.92
4 – 8	Firme	5.0 – 10.0	1.76 – 2.08
8 – 15	Resistente	10.0 – 20.0	1.92 – 2.24
15 – 30	Dura	20.0 – 40.0	—
> 30	Muy dura	> 40.0	> 2.08

3.1. ESTRATIGRAFÍA CORREDOR VIAL ACTUAL

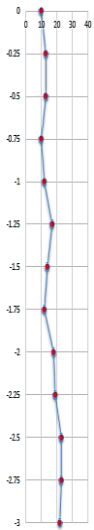
La estratigrafía del área de estudio refleja la variabilidad de los materiales presentes en el tramo analizado, identificando distintos tipos de suelo con propiedades geotécnicas específicas que influyen en el comportamiento estructural del terreno. A partir de los ensayos de exploración, se evidenció la presencia predominante de suelos arenosos

limosos (SM), arenas mal graduadas con finos (SP-SM) y arcillas de baja plasticidad (CL), distribuidos en diferentes profundidades a lo largo del tramo.

En general, el perfil muestra una predominancia de materiales de tipo SM y SP-SM, que corresponden a suelos de moderada capacidad de soporte según la clasificación AASHTO (A-2-4 y A-3), intercalados con sectores de suelos arcillosos (CL, CL-ML, SC), los cuales presentan mayor compresibilidad y retención de humedad. Adicionalmente, los ensayos han evidenciado un contenido de materia orgánica en descomposición superior al 5%, lo que compromete la capacidad portante del suelo y afecta la estabilidad de la estructura. Esta variabilidad en la composición del subsuelo sugiere diferencias en la capacidad portante del terreno, lo que requiere ajustes en los criterios de diseño y procesos de mejoramiento del suelo a lo largo del corredor vial. Recomendaciones específicas para la mitigación de estos efectos serán abordadas en el capítulo de Conclusiones. El análisis detallado de estas condiciones es clave para la adecuada planificación de cimentaciones y estructuras viales, asegurando estabilidad y desempeño a largo plazo.

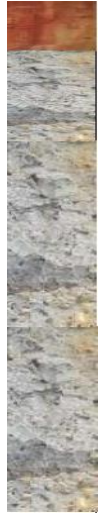
Esta variabilidad en la composición del subsuelo sugiere diferencias en la capacidad portante del terreno, lo que requiere ajustes en los criterios de diseño y procesos de mejoramiento del suelo a lo largo del corredor vial.

El análisis detallado de estas condiciones es clave para la adecuada planificación de cimentaciones y estructuras viales, asegurando estabilidad y desempeño a largo plazo. A continuación, en la figura, se representa la disposición de los materiales identificados en el perfil estratigráfico de la vía.

TRAMO	MUESTRA No	Golpes/Pie SPT	ABSCISA	PROF (m)	SUCS	AASHTO	INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN MATERIAL
SONDEO 1	1		K+60	0,00 - 0,25	SS	A-3	0		ARENA muy suelta mal graduada,(rastros de erosion)
	2			0,25 - 3,0	SC	A-2-4	3		ARCILLA de plasticidad media, color gris oscuro con vetas marrón, de humedad baja.

TRAMO	MUESTRA No	Golpes/Pie SPT	ABSCISA	PROF (m)	SUCS	AASHTO	INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN MATERIAL
SONDEO 2	1		K+150	0,00 - 0,25	SM	A-2-4	0		Arena limosa SM Color pardo oscuro con vetas amarillas (rastros de erosión)
	2			0,25 - 3,0	SP/SM	A-3	3		ARENA LIMO ARCILLOSA plasticidad media, color gris oscuro con vetas marrón, de humedad baja.(PRESENCIA DE MATERIA ORGANICA EN DESCOMPOSICION)

TRAMO	MUESTRA No	Golpes/Pie SPT	ABSCISA	PROF (m)	SUCS	AASHTO	INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN MATERIAL
SONDEO 3	1		K8+120	0,00 - 0,25	SM	A-2-4	0		Arena limosa SM Color pardo oscuro con vetas amarillas (rastros de erosión)
	2			0,25 - 3,0	SM	A-3	3		ARENA LIMOSA Compacidad suelta a compacta de humedad baja.(PRESENCIA DE MATERIA ORGANICA EN DESCOMPOSICION)

TRAMO	MUESTRA No	Golpes/Pie SPT	ABSCISA	PROF (m)	SUCS	AASHTO	INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN MATERIAL
SONDEO 4	1		K8+650	0,00 - 0,25	SP	A-2-4	0		ARENA muy suelta mal gradada, (rastros de erosion)
	2			0,25 - 3,0	SM/SP	A-3	3		ARENA LIMOSA Compacidad suelta a compacta de humedad baja. (PRESENCIA DE MATERIA ORGANICA EN DESCOMPOSICION)

3.2. PARAMETROS DE DISEÑO

De acuerdo con los sondeos SPT que efectuados y utilizando las fórmulas empíricas simplificadas de Meyerhof (ya que son más directas para estimar la capacidad admisible a partir del SPT), podemos generar una estimación de la capacidad admisible para cada profundidad, vamos a refinar la estimación de la capacidad admisible utilizando las fórmulas empíricas de Meyerhof para suelos arenosos, aplicando la corrección por sobrecarga al valor SPT (N).

En el presente estudio debido a la necesidad de emplear un ensayo indirecto como lo es el ensayo de penetración normal, SPT, la evaluación de dichos parámetros se realiza siguiendo el procedimiento propuesto por González (1998) el cual se aplica a continuación:

- Obtener el valor de N (golpes/pie) en campo, con la profundidad respectiva e identificar el tipo de suelo en el cual se hizo el ensayo.
- Colocar el ensayo a la profundidad media entre las dos lecturas de golpes que se usen.
- Obtener o estimar el valor del peso unitario total de la muestra.
- Obtener lo más fiablemente posible la posición del nivel piezométrico.
- Calcular los valores de los esfuerzos totales (σ), la presión de poros (μw) y los esfuerzos efectivos ($\sigma' = \sigma - \mu w$) para toda la columna de ensayo.
- El valor de N45 para Colombia se corrige por confinamiento con la formulación Cn de Seed-Idriss, teniendo cuidado que $Cn \leq 2$.
- Se obtiene el valor ϕ_{eq} con la fórmula de Kishida.
- Se calcula el valor de $\tau = \sigma' \tan(\phi_{eq})$
- Se agrupan los valores de τ y σ' por tipos de materiales
- Se hace la regresión τ vs σ' para cada tipo de material y se obtiene c' y $\tan \phi$

3.2.1. CORRECCIÓN POR SOBRECARGA (CN):

La corrección por sobrecarga se aplica para normalizar el valor SPT obtenido a diferentes profundidades a una presión de confinamiento estándar. Una fórmula comúnmente utilizada es:

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}}$$

Donde:

- CN es el factor de corrección por sobrecarga.
- Pa es la presión atmosférica (aproximadamente 100 kPa).
- σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo al punto de ensayo SPT (en kPa).

El valor corregido del SPT es

$$N_{corr} = CN \cdot N_{campo}.$$

El factor CN generalmente se limita a un valor máximo de 2.

3.2.2. CÁLCULO DEL ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO ($\Sigma V'$):

Necesitamos estimar el peso unitario del suelo (γ) para calcular $\sigma'_v = \gamma \cdot z$, donde z es la profundidad al punto medio del ensayo SPT. Asumiremos los siguientes valores típicos para la arena:

- Arena muy suelta: $\gamma \approx 16 \text{ kN/m}^3$
- Arena suelta a media: $\gamma \approx 17 \text{ kN/m}^3$
- Arena media: $\gamma \approx 17.5 \text{ kN/m}^3$

3.2.3. SUELOS ARENOSOS (CAPAS SUPERIORES EN LA MAYORÍA DE LOS SONDEOS):

Asentamiento Inmediato (Elástico): En arenas, el asentamiento principal suele ser inmediato y ocurre durante o poco después de la aplicación de la carga.

Relación con el SPT (N): Un valor de N alto generalmente indica una mayor densidad relativa y, por lo tanto, una menor compresibilidad y un menor potencial de asentamiento para una carga dada. Valores bajos de N sugieren arenas sueltas con mayor potencial de asentamiento.

Compacidad: Las descripciones de "muy suelta" a "compacta" son indicativas. Las capas descritas como "muy suelta" tendrán un mayor potencial de asentamiento que las capas "compactas" bajo la misma carga.

Corrección por Sobrecarga (Ncorr): Al corregir el valor de N por la presión de confinamiento, obtenemos una mejor indicación de la densidad relativa efectiva del suelo. Un Ncorr alto sugiere menor potencial de asentamiento.

3.3. CAPACIDAD SUPERFICIAL PORTANTE DEL SUBSUELO

De acuerdo con el Código Colombiano de Puentes -14 – CCP-14, en la Tabla 10.5.5.2.2-1, se establecen los factores de estado límite de resistencia para cimentaciones superficiales, dependiendo del método de análisis de la capacidad de carga, para lo cual se establece el método semi-empírico (Meyerhof, 1957).

Tabla 14. TABLA DE FACTORES DE RESISTENCIA (FACTORES DE REDUCCIÓN O DE SEGURIDAD) PARA LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES, USADA EN DISEÑO CON BASE EN EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (LRFD - LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN).

Tabla 10.5.5.2.2-1 — Los factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia

		Método/Suelo/Condición	Factor de resistencia
Capacidad de carga	φ_s	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	φ_r	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	φ_{sp}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

El análisis de capacidad portante del subsuelo para el uso de cimentación superficial fue efectuado utilizando los criterios propuestos por Meyerhof (1957), para suelos de naturaleza Arcillosa y Granular estableciéndose las siguientes capacidades admisibles, asentamientos y Módulo de reacción del Suelo (Ks) para cada uno de los sondeos.

Las fórmulas específicas (con los coeficientes de 20 y 12.5, y la dependencia con $(B+0.3)/B$ para $B=2m$) son una forma simplificada y aproximada que se utiliza en la práctica para una evaluación basada en el SPT.

Es muy probable que existan variaciones de estas fórmulas con diferentes coeficientes y formas de considerar el ancho de la cimentación, propuestas por diversos autores y recogidas en diferentes manuales y códigos.

Las fórmulas para la capacidad admisible tienen su origen en la teoría de la capacidad portante, desarrollada por diversos investigadores a lo largo del tiempo. Estas fórmulas se basan en la relación entre la resistencia del suelo (medida por el SPT) y la capacidad de carga de una cimentación.

Algunas de las fuentes y conceptos clave detrás de estas fórmulas son:

- Trabajos de Terzaghi (décadas de 1940 y 1950): Sentaron las bases para relacionar la resistencia del suelo con la capacidad de carga.
- Investigaciones posteriores que buscaron correlaciones directas entre el SPT y la capacidad de carga admisible.
- Consideraciones sobre el ancho de la cimentación (B) y la corrección del valor de SPT (N_{corr}).
- Factores de seguridad implícitos en las fórmulas.

Se ha utilizado correlaciones empíricas basadas en el valor corregido del ensayo de penetración estándar (N_{corr}), siguiendo la práctica común en ingeniería geotécnica (Bowles, 1988; Das, 2010). Las fórmulas utilizadas, que consideran el ancho de la cimentación (B), son una simplificación de estas correlaciones para la evaluación.

$$\text{Para } B \leq 1.2 \text{ m: } q_a \approx 20 N_{corr} \text{ (kPa)}$$

$$\text{Para } B = 2 \text{ m: } q_a \approx 12.5 N_{corr} \left(\frac{B+0.3}{B} \right)^2 \text{ (kPa)}$$

3.4. CAPACIDAD ADMISIBLE

Con los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio se realizan los cálculos de capacidad portante para el sector de estudio, se considera la profundidad como variable para el cálculo de estas capacidades. En el Anexo 1 se presenta el cálculo de capacidad portante y en el Anexo 3 se presenta la metodología con la cual se realizó la evaluación de la capacidad portante.

Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo, siguiendo criterios semiempíricos propuestos por Meyerhof (1957):

Tabla 15. Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo (Sondeo 1) - Meyerhof

SONDEO 1										
Profundidad (m)	N_campo	Tipo_Suelo	gamma (estimado) (kN/m³)	z (m)	sigma_v_efectivo (kPa)	CN	N_corr	qa_meyerhof_B 1.2m (kPa)	qa_meyerhof_B 2m (kPa)	Notas (Arcilla)
0.125	2	Arena	16	0.125	2.0	2	4	80	66.13	
0.375	2	Arena	16	0.375	6.0	2	4	80	66.13	
0.625	4	Arena	16.5	0.625	10.3	2	8	160	132.25	
0.875	3	Arena	16.5	0.875	14.4	2	6	120	99.19	
1.125	4	Arena	17	1.125	19.1	2	8	160	132.25	
1.375	6	Arena	17	1.375	23.4	2	12	240	198.38	
1.625	4	Arcilla	17	1.625	27.6	1.9	7.6	-	-	50-100 (Media)
1.875	6	Arcilla	17.5	1.875	32.8	1.75	10.5	-	-	100-200 (Media a Rígida)
2.125	7	Arcilla	17.5	2.125	37.2	1.64	11.48	-	-	100-200 (Media a Rígida)
2.375	7	Arcilla	17.5	2.375	41.6	1.55	10.85	-	-	100-200 (Media a Rígida)
2.625	8	Arcilla	18	2.625	47.3	1.46	11.68	-	-	>200 (Rígida)
2.875	7	Arcilla	18	2.875	51.8	1.39	9.73	-	-	100-200 (Media a Rígida)

Fuente: Autores

Tabla 16. Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo (Sondeo 2) - Meyerhof

SONDEO 2									
Profundidad (m)	N_campo	Tipo_Suelo	gamma (estimado) (kN/m³)	z (m)	sigma_v_efectivo (kPa)	CN	N_corr	qa_meyerhof_B 1.2m (kPa)	qa_meyerhof_B 2m (kPa)
0.125	2	Arena	16	0.125	2.0	2	4	80	66.13
0.375	2	Arena	16	0.375	6.0	2	4	80	66.13
0.625	3	Arena Limo Arcillosa	16.5	0.625	10.3	2	6	120	99.19
0.875	3	Arena Limo Arcillosa	16.5	0.875	14.4	2	6	120	99.19
1.125	3	Arena Limo Arcillosa	16.5	1.125	18.6	2	6	120	99.19
1.375	4	Arena Limo Arcillosa	17	1.375	23.4	2	8	160	132.25
1.625	5	Arena Limo Arcillosa	17	1.625	27.6	1.9	9.5	190	157.05
1.875	4	Arena Limo Arcillosa	17	1.875	31.9	1.77	7.08	141.6	117.04
2.125	6	Arena Limo Arcillosa	17.5	2.125	37.2	1.64	9.84	196.8	162.67
2.375	6	Arena Limo Arcillosa	17.5	2.375	41.6	1.55	9.3	186	153.74
2.625	7	Arena Limo Arcillosa	17.5	2.625	45.9	1.47	10.29	205.8	170.11
2.875	8	Arena Limo Arcillosa	18	2.875	51.8	1.39	11.12	222.4	183.83

Fuente: Autores

Tabla 17. Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo (Sondeo 3) - Meyerhof

SONDEO 3									
Profundidad (m)	N_campo	Tipo_Suelo	gamma (estimado) (kN/m³)	z (m)	sigma_v_efectivo (kPa)	CN	N_corr	qa_meyerhof_B 1.2m (kPa)	qa_meyerhof_B 2m (kPa)
0.125	3	Arena	16	0.125	2.0	2	6	120	99.19
0.375	4	Arena	16	0.375	6.0	2	8	160	132.25
0.625	5	Arena Limosa	16.5	0.625	10.3	2	10	200	165.31
0.875	8	Arena Limosa	16.5	0.875	14.4	2	16	320	264.50
1.125	8	Arena Limosa	17	1.125	19.1	2	16	320	264.50
1.375	8	Arena Limosa	17	1.375	23.4	2	16	320	264.50
1.625	5	Arena Limosa	17	1.625	27.6	1.9	9.5	190	157.04
1.875	5	Arena Limosa	17	1.875	31.9	1.77	8.85	177	146.45
2.125	8	Arena Limosa	17.5	2.125	37.2	1.64	13.12	262.4	216.81
2.375	7	Arena Limosa	17.5	2.375	41.6	1.55	10.85	217	179.28
2.625	8	Arena Limosa	17.5	2.625	45.9	1.47	11.76	235.2	194.27
2.875	9	Arena Limosa	17.5	2.875	50.3	1.41	12.69	253.8	209.26

Fuente: Autores

Tabla 18. Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo (Sondeo 4) - Meyerhof

SONDEO 4									
Profundidad (m)	N_campo	Tipo_Suelo	gamma (estimado) (kN/m³)	z (m)	sigma_v_efectivo (kPa)	CN	N_corr	qa_meyerhof_B 1.2m (kPa)	qa_meyerhof_B 2m (kPa)
0.125	3	Arena	16	0.125	2.0	2	6	120.0	99.2
0.375	3	Arena	16	0.375	6.0	2	6	120.0	99.2
0.625	7	Arena Limosa	16.5	0.625	10.3	2	14	280.0	231.4
0.875	8	Arena Limosa	16.5	0.875	14.4	2	16	320.0	264.5
1.125	10	Arena Limosa	17	1.125	19.1	2	20	400.0	330.6
1.375	9	Arena Limosa	17	1.375	23.4	2	18	360.0	297.6
1.625	8	Arena Limosa	17	1.625	27.6	1.9	15.2	304.0	251.3
1.875	8	Arena Limosa	17	1.875	31.9	1.77	14.16	283.2	234.1
2.125	8	Arena Limosa	17.5	2.125	37.2	1.64	13.12	262.4	216.9
2.375	8	Arena Limosa	17.5	2.375	41.6	1.55	12.4	248.0	205.0
2.625	9	Arena Limosa	17.5	2.625	45.9	1.47	13.23	264.6	218.7
2.875	8	Arena Limosa	17.5	2.875	50.3	1.41	11.28	225.6	186.5

Fuente: Autores

Los valores de capacidad admisible son mayores en la arcilla porque la cohesión aporta resistencia adicional al suelo. La capacidad admisible en las arenas es significativamente menor, lo que sugiere que, si se apoya el Box Culvert sobre este estrato, se debe evaluar la necesidad de compactación o cimentaciones a una profundidad de desplante.

La información procesada revela predominantemente capas de arena muy suelta a compacta en los primeros metros, con valores de SPT que tienden a aumentar con la profundidad. En algunos sondeos (como el 1), se encuentra arcilla de plasticidad media a partir de profundidades variables. La presencia de materia orgánica se menciona en algunas descripciones de la arena limosa. Los valores de SPT varían considerablemente entre los sondeos y con la profundidad dentro de cada uno, indicando una relativa homogeneidad en el subsuelo.

Nivel Freático: No se evidencia nivel freático. Asumiremos que está por debajo de la profundidad de influencia de las cimentaciones para esta estimación. Si el nivel freático está cerca de la superficie, la capacidad admisible se reducirá.

Corrección del SPT (Ncorr): Para esta estimación rápida, no aplicaremos correcciones por sobrecarga. Utilizaremos directamente el valor N promedio de los golpes en cada intervalo. En un análisis geotécnico formal, estas correcciones son necesarias.

Ancho del Cimiento (B): Necesitamos asumir un ancho de cimiento para aplicar las fórmulas de Meyerhof. Consideraremos dos casos comunes:

B=1.2m

B=2m.

Factor de Seguridad: Las fórmulas empíricas de Meyerhof ya incorporan un factor de seguridad implícito para un asentamiento limitado (aproximadamente 25 mm).

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Nota: *los parámetros para determinar las capacidades admisibles de los suelos, se realizaron con base en el análisis de la condición No drenada de los suelos.*

Para el diseño de la cimentación superficial se tendrán en cuenta los parámetros de cada uno de los sondeos, para las distintas estructuras hidráulicas, teniendo en cuenta las capacidades portantes, para las condiciones de estado límite de servicio, estado límite de resistencia y evento extremo, contemplados en la Norma Colombia de Diseño de Puentes CCP14.

3.5. ASENTAMIENTOS ESPERADOS CIMENTACION SUPERFICIAL

El análisis de asentamientos inmediatos para cimientos superficiales se efectuó utilizando la teoría de Elasticidad y la consolidación unidimensional de suelos, teniendo en cuenta los distintos sondeos para las distintas losas de cimentación y con cargas de acuerdo con lo contemplado en los estimativos de carga, los asentamientos de acuerdo con estimativos de carga no superan 2".

3.6. ANALISIS DE LICUEFACCION DE LOS SUELOS

La licuefacción es un fenómeno en el cual un suelo saturado o parcialmente saturado pierde rigidez y resistencia debido a un aumento repentino de la presión de poros, en respuesta a una carga sísmica u otra carga cíclica repentina. El suelo se comporta como un líquido, lo que puede causar daños severos a las estructuras.

Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media. Los suelos predominantes son arenas y arenas limosa mal gradada de compacidad suelta ($4 < N < 10$) a compacta ($10 < N < 30$).

Tipo de Suelo: La mayoría de los sondeos describen capas de "ARENA muy suelta mal gradada" y "ARENA LIMOSA mal gradada" en los primeros metros. Estos tipos de suelo, especialmente si están sueltos y saturados, son potencialmente susceptibles a la licuefacción.

El Sondeo 1 también presenta capas de "ARCILLA de plasticidad media" a partir de -1.5 m, que son menos susceptibles a la licuefacción debido a su cohesión y plasticidad.

Nivel Freático: No se proporciona información sobre el nivel freático en ninguno de los sondeos. Este es un dato crítico para evaluar el potencial de licuefacción. Si el nivel freático es superficial, las capas de arena y arena limosa estarán saturadas, aumentando el riesgo.

Densidad Relativa (SPT - N): Los valores de N (SPT) son generalmente bajos a moderados en las capas de arena y arena limosa superficiales (típicamente menores de 15-20 golpes/pie). Esto sugiere una baja a media densidad relativa, lo que aumenta la susceptibilidad a la licuefacción. En las capas más profundas, los valores de N tienden a aumentar, lo que indicaría una menor susceptibilidad.

3.7. CIMENTACIÓN SUPERFICIAL LOSA CORRIDA

La cimentación de las estructuras será de tipo superficial, conformada por losas corridas. La profundidad de las excavaciones para la solución de cimentación será 1.0 m, medidos a partir del terreno natural. La losa estará soportada por un relleno en piedra rajón de 30 cm, el cual servirá como base para la colocación de esta.

Las losas de cimentación (y rellenos de concreto pobre) deberán dimensionarse de tal manera que no excedan las capacidades contempladas en los estados límites de servicio, resistencia, contempladas en las tablas de capacidades admisible anteriormente presentadas, para lo cual se tendrán en cuenta el peso del concreto pobre, material de relleno y el peso del concreto de la estructura.

Durante la construcción de la obra deberá llevarse a cabo un registro continuo de los asentamientos sufridos por la estructura. El chequeo de los asentamientos deberá efectuarse de acuerdo con el incremento de las cargas de la estructura y en el registro deberá consignarse el avance de la obra hasta la fecha del chequeo.

El registro de los asentamientos deberá ser valorado cada vez que se haga un chequeo, con el fin de evaluar la evolución de los asentamientos que se estimaron.

3.7.1. EXCAVACIONES SEGURAS Y CONSTRUCCIÓN

Para la excavación necesaria para la construcción de los box-couverts, se recomienda la utilización de taludes inclinados como medida principal de seguridad contra derrumbamientos. Dado que las excavaciones para este tipo de estructuras hidráulicas generalmente no alcanzan profundidades significativas, la implementación de taludes con una pendiente adecuada puede proporcionar una solución eficiente y económica para garantizar la estabilidad de las paredes de la excavación durante la construcción. Esta técnica minimiza la necesidad de sistemas de entibación complejos y, al no ser excavaciones profundas, se espera que los problemas geotécnicos asociados sean de menor magnitud, siempre y cuando se realice un diseño de taludes basado en las características del suelo encontradas en los sondeos y se controle la presencia de agua subterránea.

3.8. DISEÑO DE OBRAS MENORES

Las obras menores comprenden las estructuras correspondientes a alcantarillas, canales y estructuras de disipación, las cuales hacen parte del sistema de drenaje superficial correspondiente a la vía en estudio.

3.8.1. Alcantarillas

Para determinar los caudales que pueden ser evacuados por las alcantarillas de cajón de diferentes dimensiones y por alcantarillas circulares de 0.90 m de diámetro, se siguieron los criterios definidos por Henderson (Capítulo 6, "Open Channel Flow", F.M. Henderson, 1970) y Chow (Capítulo 17, "Open Channel Hydraulics, International Student Edition", Ven Te Chow, 1973-1985. Edit Mc Graw Hill.)

Se hace énfasis en que en estos criterios se aplicaron asegurando siempre control a la entrada de la estructura, lo que equivale a flujo libre dentro de la misma.

La pendiente hidráulica de las alcantarillas se debe encontrar, en lo posible, entre 0.5% y 5% pudiendo alcanzar valores tales que no produzcan velocidades superiores a la admisible de acuerdo al material del conducto o que comprometan la estabilidad de la obra, La pendiente usual en alcantarillas es 2%, y ésta es la que se recomienda en el presente informe para las alcantarillas propuestas.

La determinación de los tiempos de concentración para el diseño de las alcantarillas se tomará la recomendación emitida por el INVIAS en el Manual de Drenaje para Carreteras que indica que, si los tiempos de concentración promedio de las metodologías presentadas son inferiores a 15 min, se elige como tiempo de concentración de diseño 15 minutos, de lo contrario se elige el valor dado.

3.8.2. CUNETA

El diseño hidráulico de canales consiste en proponer una sección hidráulica y revisar que las propiedades hidráulicas cumplan con los criterios de profundidad normal, velocidad mínima y velocidad máxima. Dentro de este diseño, se analiza la sección que es capaz de

llevar el caudal del canal sin que la lámina de agua rebose la estructura y además cumpla con el criterio de velocidad máxima y mínima.

3.8.3. OBRAS DE PROTECCION DE ALETAS DE BOXCOULVERT

Para proteger la estabilidad de la obra, los taludes deben ser enrocados en concreto ciclópeo, de tal manera que se eviten los problemas asociados a la socavación y erosión de los taludes en época invernal.

3.8.4. EMPUJE DEL TERRENO MUROS BOX CULVERT

Para el diseño de los muros de contención o estribos de los BOX CULVERT, se deben tener en cuenta las alturas críticas establecidas en los parámetros de consolidación de los Sondeos, y como adicional se deben tener las siguientes condiciones:

Peso específico del suelo = 1.95 ton/m³.

Peso específico saturado = 2.1 ton/m³

Coeficiente de empuje activo y neutro de tierras de 1.0 por estar conformados en su mayoría de los sitios explorados por arenas limosas.

En la zona donde se contemplan rellenos con material de Zahorra y Arenas se debe tener en Cuenta un Coeficiente de Empuje Activo de 0.33. Para un = 300.

Adicionalmente a lo anterior, se debe tener en cuenta que se deben construir lloraderos de agua y material filtrante en el espaldar del muro (estribos), con la finalidad de disminuir la presión hidrostática en el muro construido, en época lluviosa.

3.9. CONSIDERACIONES SISMICAS CODIGO DE PUENTES CCP-14

3.9.1. EVALUACION DE PARAMETROS SISMICOS DE ACUERDO CON CCP-14

El coeficiente de Aceleración Pico del Terreno (PGA) y los coeficientes de periodo corto y Periodo largo (S_s y S_1 respectivamente) para calcular el espectro de respuesta se determinaron a partir de las tablas 3.10.2.1-1 a 3.10.2.1-3 tomadas del CCP-14.

Los efectos locales se determinaron a partir de las recomendaciones presentadas por el código colombiano de construcción de puentes de 2014, en el cual se define el tipo de perfil de suelo tal como se especifica en 3.10.3 del mencionado código.

De acuerdo con los resultados obtenidos durante la investigación del subsuelo y de acuerdo con lo establecido en el Código Colombiano de Puentes CCP-14, se pudo determinar que el perfil del subsuelo en el área donde se proyecta la construcción de las estructuras estudiadas corresponde a un tipo de perfil del subsuelo **E**.

Tabla 3.10.3.1-1 — Definición de los Tipos de Perfil de Suelo

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $v_s \geq 1500$ m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con v_s en el intervalo $1500 \text{ m/s} > v_s \geq 760$ m/s.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, v_s en el intervalo $760 \text{ m/s} > v_s \geq 360$ m/s, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $N > 50$ golpes/pie, o $\bar{q}_u > 100$ kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante v_s en el intervalo $360 \text{ m/s} > v_s \geq 180$ m/s, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: N en el intervalo $50 \text{ golpes/pie} > N \geq 15$ golpes/pie, o $\bar{q}_u$ en el intervalo $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{q}_u \geq 50$ kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$).
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, $v_s < 180$ m/s, o

3.9.2. FACTORES DE SITIO

De acuerdo con lo descrito anteriormente, los materiales que conforman el subsuelo a lo largo del corredor vial presentan una variación en su comportamiento sísmico dependiendo del espesor de los suelos que están dispuestos sobre el basamento rocoso, a continuación, se presentan los factores de sitio obtenidos para cada zona de comportamiento homogéneo.

$$F_{pga} = 2.5$$

$$F_a = 2.5$$

$$F_v = 3.5$$

3.9.3. ZONAS DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Empleando el valor de SD1 se procede a asignar la zona de desempeño sísmico:

$$SD1 = F_v \times S1 = 3.5 \times 0.10 = 0.35$$

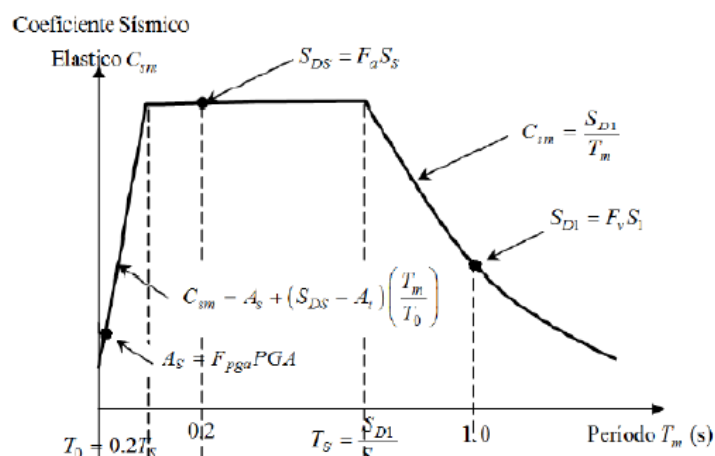
Tabla 3.10.6-1 — Zonas de Desempeño Sísmico

Coefficiente de aceleración espectral S_{D1}	Zona de Desempeño Sísmico
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

3.9.4. ESPECTRO DE DISEÑO

En la Figura siguiente se presentan la forma y las fórmulas para la construcción del espectro de respuesta a partir de lo establecido en el Código Colombiano de diseño sísmico de puentes.

Figura 7. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento



Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS, 2014)

Tabla 19. RESUMEN PARÁMETROS SÍSMICOS

Parametros sismicos	
Tipo de suelo	E
PGA	0.10
Ss	0.10
S1	0.05
Fpga	2.50
Fa	2.50
Fv	3.50
SD1	0.35
Zona de desempeño	3
SDS	0.5
Ts	0.7
To	0.14
As	0.25

Fuente: Autores

4. CLASIFICACIÓN DEL SUELO Y PARÁMETROS SÍSMICOS

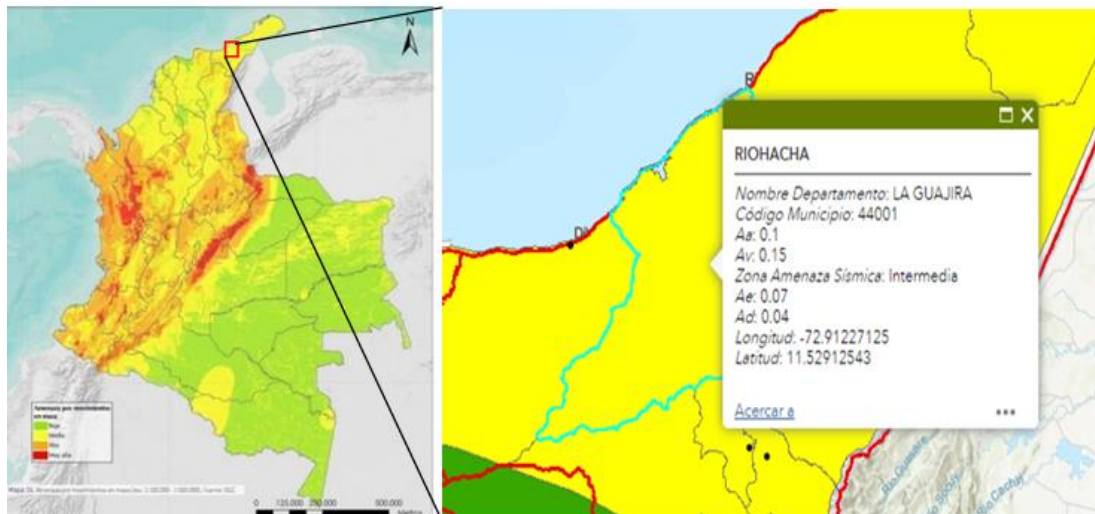
4.1. AMENAZA SÍSMICA

La amenaza sísmica es la posibilidad de que ocurran movimientos telúricos con potencialidad de generar daños. Los terremotos son movimientos del terreno producidos por fenómenos tectónicos o volcánicos. En el estudio de Amenaza Sísmica de Colombia (SGC, 2016b) y la Norma Colombiana de Construcciones Sismo resistentes (NRS-10), basados en la sismicidad histórica con intensidades registradas y con el mapa de iso-aceleración se dividió a Colombia en zonas de amenaza sísmica baja, intermedia y alta de acuerdo a los requisitos de las Normas de Construcción Sismo Resistentes (NRS). De acuerdo a esta división, y a los parámetros sísmicos establecidos por las normas, el área de influencia directa del Tramo Anillo vial (Municipio de Riohacha), se ubica dentro de la zona de amenaza sísmica de Intermedia, como se observa en la siguiente Figura.

Figura 3. Mapa de amenaza sísmica Zona de Influencia del Tramo Vial.

Municipio	Aa	Av	Ae	Ad	Zona de amenaza sísmica
Riohacha	0,10	0,15	0,07	0,04	Intermedia

Aa: Aceleración pico efectiva.
Av: Velocidad horizontal pico efectiva.
Ae: Aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada.
Ad: Aceleración pico efectiva para el umbral de daño.



Fuente: Tomado y modificado de SGC (2016b)

Consideraciones para la construcción en Riohacha

Dado este contexto sísmico, es fundamental que los proyectos de construcción en el Distrito de Riohacha cumplan con las normativas sismo-resistentes vigentes en Colombia (NSR-10). Esto garantizará la seguridad y estabilidad de las infraestructuras ante posibles eventos sísmicos. Se recomienda consultar a especialistas en geotecnia e ingeniería sísmica para evaluar las condiciones del suelo y diseñar edificaciones con las medidas adecuadas de mitigación del riesgo.

A pesar que bibliográficamente la zona es catalogada con amenaza intermedia a escala 1:100.000, se puede encontrar localmente que esto no coincide con la realidad de campo, pues allí no se presentan movimientos en masa puesto que las pendientes son planas a suavemente inclinadas.

En el momento de la visita se observan estables, sin presentar hundimientos representativos.

5. FUENTES DE MATERIALES Y DISPOSICIÓN FINAL MATERIAL DE EXCAVACIÓN

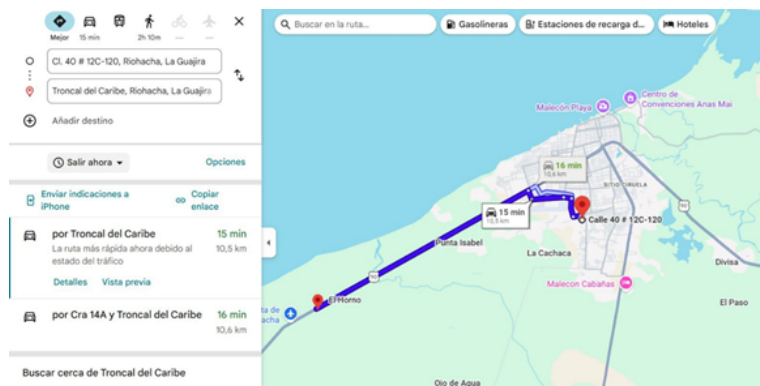
En el marco del desarrollo del proyecto, se establece que el manejo y disposición final del material producto de las excavaciones se realizará conforme a los lineamientos definidos en el Plan de Adaptación de la Guía Ambiental (PAGA) y la normativa ambiental vigente. Para efectos del presente estudio, se ha considerado como sitio de disposición final un relleno sanitario autorizado ubicado a una distancia promedio de 10.5 km del área del proyecto, valor que es coherente con lo contemplado en el análisis de precios unitarios y el presupuesto de obra.

El material proveniente de excavación será previamente clasificado en obra, diferenciando entre material potencialmente aprovechable y material de desecho. El material que cumpla con condiciones técnicas podrá ser reutilizado en actividades de relleno, conformación o nivelación dentro del proyecto o en zonas autorizadas, mientras que el material no apto será transportado y dispuesto en el sitio autorizado definido. En caso de requerirse la implementación de Zonas de Disposición de Material de Excavación (ZODME), estas deberán cumplir con criterios técnicos de localización, estabilidad geotécnica, manejo ambiental y drenaje superficial, garantizando su adecuado funcionamiento y mitigación de impactos.

Para la adecuación de un ZODME, en caso de ser necesario, se deberá realizar la remoción de la capa orgánica superficial y la conformación de una plataforma estable para la disposición del material. Adicionalmente, se deberán implementar sistemas de manejo de aguas de escorrentía mediante canales perimetrales, estructuras de drenaje y sistemas de disipación de energía, asegurando pendientes mínimas del 1% y puntos de descarga adecuados. Se recomienda igualmente la conformación controlada del material mediante extendido y compactación con equipo pesado, así como el monitoreo de asentamientos mediante inspección de campo y control topográfico.

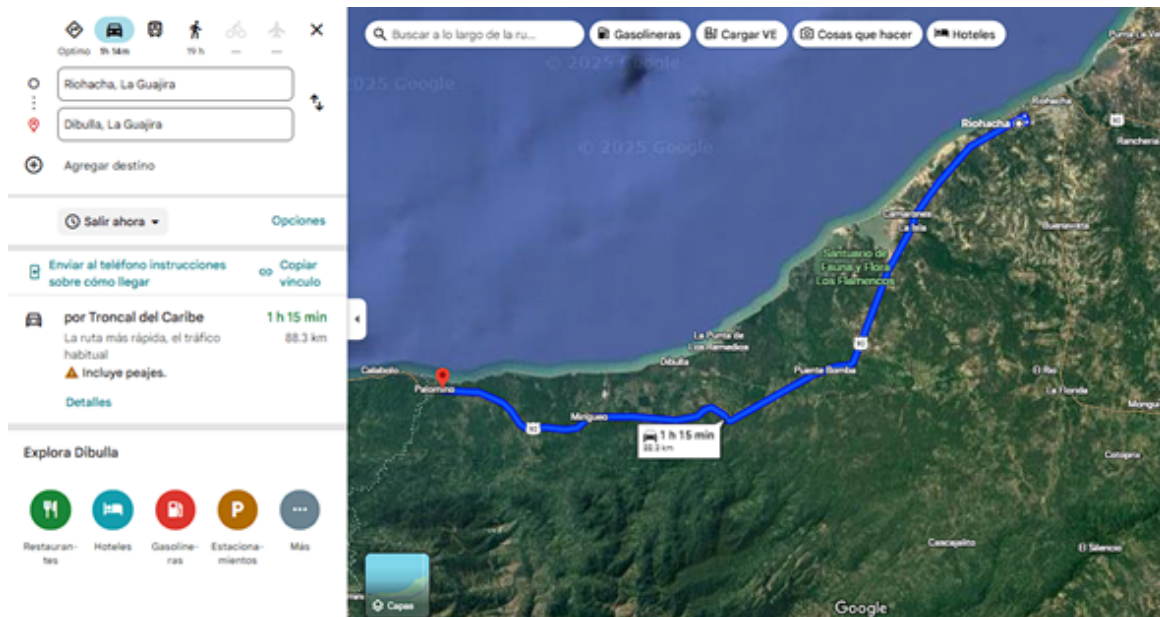
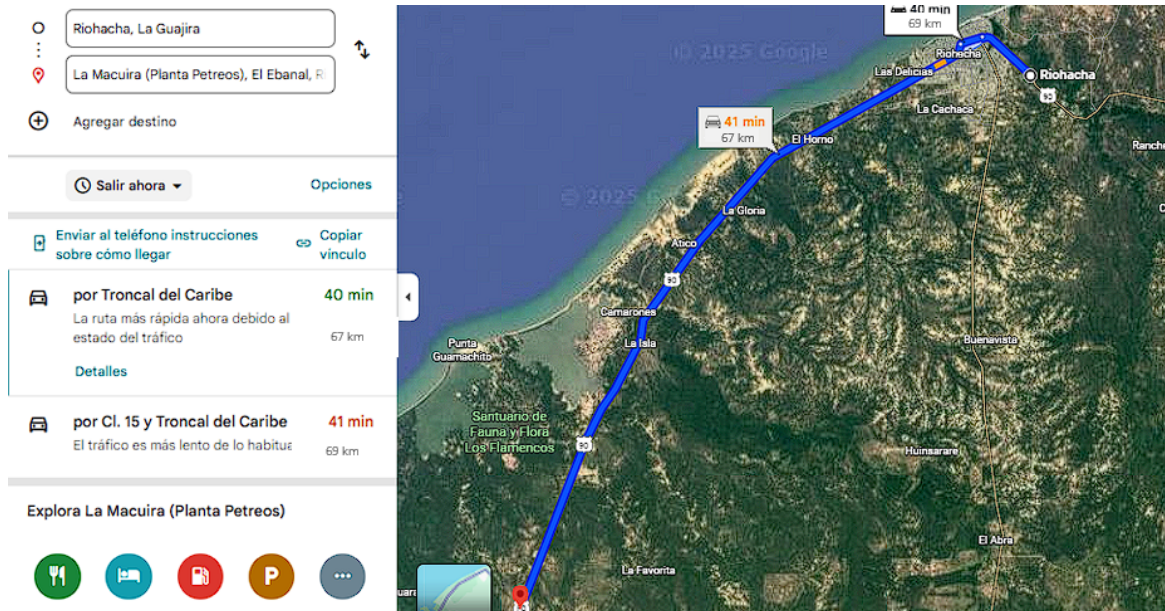
Finalmente, se establece que durante la fase de ejecución el contratista será responsable de gestionar ante la autoridad ambiental competente los permisos correspondientes para la disposición final del material, así como de definir y soportar los sitios específicos de disposición autorizados, garantizando su coherencia con las distancias, costos y criterios técnicos considerados en el presente estudio. Así mismo, una vez finalizada la disposición, se deberá evaluar la necesidad de implementar procesos de revegetalización con especies nativas, con el fin de contribuir a la estabilidad y recuperación ambiental del área intervenida.

Como soporte a la localización del sitio de disposición final, se anexa esquema de ubicación del relleno sanitario autorizado del municipio de Riohacha, evidenciando una distancia promedio de transporte de aproximadamente 10.5 km desde el área del proyecto, valor coherente con lo adoptado en el análisis de costos. La ruta considerada corresponde a vías existentes en operación, garantizando la viabilidad técnica del transporte de materiales producto de excavación.



Para el desarrollo del proyecto, se han considerado fuentes de abastecimiento de materiales ubicadas a distancias promedio coherentes con el análisis de costos del presupuesto, así: agregados a 67 km, planta de concreto (concretera) a 88.77 km y suministro de acero a 15 km. Estas distancias corresponden a proveedores formalmente establecidos dentro del área de influencia regional, garantizando la disponibilidad, continuidad de suministro y viabilidad técnica de los materiales requeridos para la ejecución del proyecto.

Las fuentes consideradas cumplen con la normativa vigente aplicable y se encuentran en operación, permitiendo asegurar condiciones adecuadas de calidad, transporte y logística durante la etapa constructiva. Las distancias adoptadas son consistentes con los análisis de transporte incluidos en los APU y el presupuesto general del proyecto.



6. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Conociendo que la resistencia de la subrasante se mide en términos del módulo de reacción (K), determinado por pruebas de placa directa, o en su defecto por tratarse de valores de CBR muy similares, el valor de esto se determina de la siguiente tabla relacionada con el CBR obtenido; por lo tanto, para un valor de CBR de 2.0% se tiene un K de 28Mpa/m. El uso del CBR promedio en el diseño de pavimentos es una decisión técnica adecuada porque proporciona una estimación realista de la capacidad del suelo, evitando errores por sobreestimación y garantizando que las soluciones estructurales sean seguras y eficientes. Sin embargo, debido a su baja resistencia, será necesario considerar el uso de capas de refuerzo en el pavimento para mejorar la estabilidad y durabilidad de la estructura.
- Los resultados obtenidos en los ensayos de exploración de suelos indican la presencia de materiales con alto contenido de materia orgánica en descomposición (>5%), suelos de baja capacidad portante y variabilidad en la compactación natural. Considerando que el proyecto se desarrollara en una zona con viviendas aledañas y casco urbano del distrito y que se busca garantizar la estabilidad y durabilidad de la vía, es indispensable realizar una remoción del material existente hasta una profundidad mínima de 1 metro a lo largo del corredor vial. Esta excavación en la zona de la calzada está justificada debido a la necesidad de mejoramiento tipo recebo de relleno para estructuras con CBR mínimo del 10%. según norma INVIAS para material Recebo - INV 610 con un espesor de 0.40m para la estructura de pavimento y con un espesor de 20cm para la estructura de la ciclo-ruta. Estas acciones son necesarias para asegurar el desempeño y durabilidad de la estructura de la vía, evitando deformaciones prematuras y problemas de estabilidad a futuro.
- Si bien el proyecto se encuentra en una zona semidesértica, los ensayos de contenido de humedad y los perfiles estratigráficos han evidenciado la presencia de suelos con alta retención de humedad, lo que se ve agravado por el contenido de materia orgánica en descomposición. Estos suelos presentan cambios volumétricos y pérdida de resistencia con variaciones de humedad, lo que incrementa el riesgo de asentamientos diferenciales y deterioro prematuro de la infraestructura vial teniendo en cuenta los periodos de invierno y verano propios de la región. Para mitigar estos efectos, se recomienda la implementación de sistemas de drenaje adecuados que permitan la evacuación eficiente del agua acumulada en el suelo como cunetas y bordillos al igual que un concreto de alto módulo de ruptura evitando la porosidad e incrementando la resistencia haciendo que la estructura sea duradera.
- Se concluye que el tramo presenta una predominancia de suelos arenosos con moderado a alto contenido de finos, lo cual debe considerarse en el diseño de estructuras, fundaciones o capas de pavimento, ya que la presencia de finos puede afectar tanto el drenaje como la capacidad de carga del terreno. Será necesario realizar un manejo adecuado del agua y posiblemente estabilizaciones localizadas

en zonas con altos contenidos de finos plásticos o con comportamiento cohesivo bajo saturación.

- La ausencia de cunetas o drenajes transversales agrava la situación, ya que el agua se desplaza sin control, arrastrando partículas del suelo y debilitando la estructura de la vía con cada lluvia. Para mitigar este problema, es necesario implementar soluciones de control de erosión y drenaje. Una primera acción podría ser la estabilización del suelo con materiales adecuados, como grava compactada o geotextiles que ayuden a distribuir mejor las cargas y evitar la infiltración excesiva del agua. También es recomendable el uso de enrocados o barreras de contención puede ayudar a prevenir un mayor deterioro.
- Según la inspección visual realizada a lo largo de línea de recorrido de la vía, no se identifican sitios críticos donde se hayan producido deslizamiento, pero si zonas de erosión. No se identificaron condiciones críticas del orden geológico diferentes a la intervención de la vía, dentro de la zona del proyecto; la erosión en se refiere principalmente a la devastación ambiental causada por la escorrentía de ríos debido a las lluvias torrenciales de la temporada invernal.
- Para mitigar los riesgos asociados a asentamientos diferenciales en la estructura del pavimento, se recomienda la implementación de un mejoramiento adicional con pedraplén, proporcionando mayor estabilidad y capacidad de soporte al terreno.
- El análisis de las características geológicas y geotécnicas del sitio estudiado permitió determinar que no existen limitaciones o amenazas geotécnicas importantes que afecten la estabilidad del proyecto. Dado lo anterior la zona de ubicación del proyecto es viable para el mejoramiento de la vía con pavimento rígido.
- La geomorfología de la zona la constituyen geoformas principalmente Eólicas de acumulación de sedimentos transportado por el viento, mantos de arena Eólica, y Fluviales de carácter plano y llanura de inundación.
- Durante el proceso constructivo se debe garantizar el cumplimiento de las condiciones mínimas de diseño contempladas en el presente informe, dentro de las cuales se destacan las siguientes:
 - La subrasante y la subbase granular deben ser debidamente compactadas hasta alcanzar la resistencia que se diseñó.
 - Mientras sea posible, las excavaciones deberán realizarse en temporadas secas. El fondo de la excavación o área de contacto deberá quedar nivelado y libre de materiales sueltos, agua y desperdicios antes la colocación de material granular.
 - En lo posible las excavaciones abiertas deberán taparse o rellenarse inmediatamente para impedir su deterioro por desecación en épocas secas o por humedecimiento y remoldeo en periodos lluviosos.

- Para la disposición final de los residuos de excavación (según lo ordene la administración Municipal), deberá realizarse de manera controlada asegurando su estabilidad y control del agua de escorrentía superficial con ayuda de obras hidráulicas.
- Para garantizar un buen comportamiento de los materiales granulares es necesario mantener un control estricto de calidad de estos, de su colocación y proceso de compactación para lo cual son aplicables las especificaciones generales de construcción del Instituto Nacional de Vías para todos los materiales utilizados en el proyecto.
- El corredor vial propuesto para intervención es en general estable y atraviesa un primer tramo de depósitos aluviales recientes de arenas finas estas características de los depósitos aluviales recientes predominantes en el tramo vial.
- Aunque no se detectó el nivel freático durante la fase de exploración del subsuelo, es posible que se presenten flujos de agua durante las excavaciones; este flujo se puede presentar cuando aflore una arena arcillosa amarilla detectada a profundidades superiores a los 2 metros. Debido a que este material puede originar problemas geotectónicos, se recomienda removerlo.
- La calidad de los materiales provenientes de la Cantera necesarios para la conformación de la estructura de la vía y cicloruta, cumplirán con las Especificaciones generales de construcción de carreteras que igualmente serán acompañados del control de calidad de la obra.
- Las conclusiones y recomendaciones de este informe se basan en las investigaciones realizadas del subsuelo, las cuales son puntuales y por lo cual pueden presentarse casos, en que, condiciones especiales del subsuelo, no fueran detectadas en esta investigación. Si durante la construcción de las obras se encuentra que las condiciones del subsuelo varían sustancialmente respecto a las aquí consideradas, se deberá dar aviso a esta consultoría para efectuar las revisiones y/o ajustes a los diseños que sean del caso. Es recomendable que el Ingeniero supervise las etapas de relleno/excavación y apruebe el nivel de cimentación.



JOSE JAVIER BELTRAN QUIÑONEZ
C.C. No 1095726154
MP. 68202-414752 STD

7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito del Instituto Nacional de Vías – INVIAS 2009
Especificaciones generales de construcción de carreteras 2022
- Montejo Fonseca, A. 2008. Ingeniería de pavimentos: fundamentos, estudios básicos y diseño. 3a ed. Bogotá: Universidad Católica de Colombia.
- Normas de ensayo de materiales para carreteras- INVIAS 2013.
- AASHTO (1993). AASHTO guide for design of pavement structure, American Association of State and Highway Transportation Officials.
- MINISTERIO DEL TRANSPORTE. INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (2007). Manual de diseño de pavimentos asfálticos para vías con bajos volúmenes de tránsito. Bogotá. Colombia.
- MINISTERIO DEL TRANSPORTE. INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (2015). Manual de diseño de pavimento rígido para bajos volúmenes de tránsito.
- MINISTERIO DEL TRANSPORTE. INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (2022). EGCC 2022(Res 1524 mayo de 2022).