REQUISITOS SECTORIALES
PROYECTOS EN FASE III

c. Estudios geológico y geotécnico





963

CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA



ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

Elaborado por
JOAQUIN EDUARDO DELGADO MONTAGUT
Ingeniero Civil UFPS –Especialista en Geotecnia Ambiental UDES

Localización:
SARAVENA – ARAUCA
Abril de 2025

Carrera 18 # 27-21 Barrio Modelo
seincojedm@gmail.com **Cel. 3132635714**
Saravena-Arauca

CONTROL DE DOCUMENTO

OBJETO:	CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA.
CONTIENE:	ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

VERSIÓN	FECHA DOCUMENTO	DESCRIPCIÓN
V1	24 - 04- 2025	1. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

ELABORÓ:

NOMBRE: JOAQUIN EDUARDO DELGADO M.
ESPECIALIDAD: GEOTECNIA AMBIENTAL
M.P. No: 54202-72031 NTS

965

LISTA DE CONTENIDO

1. ANTECEDENTES 7
2. GENERALIDADES 8
2.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 8
2.2. ALCANCE DE PROYECTO 9
3. OBJETIVO DEL ESTUDIO 10
3.1. OBJETIVO PRINCIPAL 10
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 10
4. ESTUDIO GEOLÓGICO 11
4.1. METODOLOGÍA 11
4.2. TRABAJO DE CAMPO 11
4.3. TRABAJO DE OFICINA 11
4.4. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN 12
4.4.1. Información geológica 12
4.4.2. Visitas de campo 13
4.4.3. Apiques y sondeos realizados 13
4.4.4. Procesamiento de la información 15
4.5. GEOLOGÍA REGIONAL 15
4.5.1. Geomorfología 15
4.5.2. Fisiografía 16
4.5.3. Estratigrafía 17
4.5.4. Geología estructural 19
4.6. GEOLOGÍA LOCAL 20
4.7. AMENAZAS 22
4.7.1. Amenaza por inundación 22
4.7.2. Amenaza por actividad sísmica 24
4.7.3. Amenaza tecnológica 25
5. ESTUDIO GEOTÉCNICO 30
5.1. CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS 30
5.1.1. La subrasante 30
5.1.2. El subsuelo 34

966

5.1.3. Nivel de aguas freáticas 39
5.1.4. Clasificación del suelo guía de trabajo seguro en excavaciones 39
5.2. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE 40
5.2.1. Ensayos de cono dinámico 40
5.2.2. CBR sobre muestra inalterada 42
5.2.3. CBR representativo de la subrasante 43
5.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL SUBSUELO 45
5.3.1. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT 45
5.3.2. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT 47
5.3.3. Compresibilidad de los suelos 48
5.3.4. Módulo de elasticidad 49
5.4. ASPECTOS SÍSMICOS Y CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS 49
5.4.1. Perfil de los suelos 49
5.4.2. Clasificación de la amenaza sísmica 50
5.4.3. Determinación de parámetros sísmicos 51
5.4.4. Análisis de licuación de los suelos 51
5.5. CAPACIDAD PORTANTE 52
5.5.1. Generalidades 52
5.5.2. Nivel y sistema de cimentación 52
5.5.3. Cimentación superficial 53
5.5.4. Cálculo de capacidad portante 53
5.6. ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA CIMENTACIÓN DE TUBERÍAS 55
5.6.1. Clasificación de las excavaciones 55
5.6.2. Excavaciones a ejecutar en el proyecto 56
5.6.3. Análisis de cimentación para tuberías de alcantarillado 57
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 59
6.1. CONCLUSIONES 59
6.2. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PARA TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO 61
6.3. Recomendaciones constructivas generales 64
7. ANEXOS 65

962

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas de las vías a intervenir 8
Tabla 2. Localización de los apiques exploratorios 13
Tabla 3. Localización de los sondeos exploratorios 15
Tabla 4. Ponderación de las unidades geológicas según la susceptibilidad a inundaciones 22
Tabla 5. Ponderación de las unidades geomorfológicas según la susceptibilidad a inundaciones 24
Tabla 6. Resultado de ensayos de laboratorio suelos de subrasante 30
Tabla 7. Correlación límites de consistencia vs potencial de expansión 33
Tabla 8. Clasificación potencial de expansión para la subrasante 34
Tabla 9. Resultado de ensayos de laboratorio subsuelo de fundación 34
Tabla 10. Criterios de clasificación según el número de golpes del ensayo de penetración estándar NSPT 37
Tabla 11. Número de golpes/pie N_{campo} 38
Tabla 12. Clasificación de suelo expansivos según NSR-10 38
Tabla 13. Clasificación potencial de expansión para los valores máximos encontrados en todos los sondeos ejecutados 38
Tabla 14. Tipos de suelos 39
Tabla 15. Valor del índice de penetración dinámica de cono (mm/golpe) de la subrasante 40
Tabla 16. Valores de CBR y expansión de la subrasante 42
Tabla 17. Limites para la selección de la resistencia 43
Tabla 18. Valores de CBR ordenados Tramo 1 44
Tabla 19. Categorías de la subrasante 45
Tabla 20. Resumen CBR representativo de la subrasante 45
Tabla 21. Cálculo de parámetros de resistencia a partir del ensayo de SPT 46
Tabla 22. Resumen parámetros de resistencia a partir del ensayo de SPT 47
Tabla 23. Parámetros de resistencia al corte drenado 48
Tabla 24. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young Es en diferentes tipos de suelo a partir del ensayo de SPT. 49
Tabla 25. Módulo de Young estimado para los suelos encontrados 49
Tabla 26. Promedio de SPT a lo largo de las exploraciones. 49
Tabla 27. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E 50
Tabla 28. Parámetros sísmicos 51
Tabla 29. Capacidad portante admisible 54
Tabla 30. Ancho mínimo de zanja 56
Tabla 31. Ancho mínimo de zanja recomendado para instalación de entibados 57
Tabla 32. Características geométricas tubería de alcantarillado 57
Tabla 33. Carga total aplicada sobre el terreno 58

960

LISTA DE IMÁGENES

Imagen 1. Localización específica del proyecto 8
Imagen 2. Localización y vías de acceso, Plancha 123 - Saravena 12
Imagen 3. Localización de los apiques exploratorios 14
Imagen 4. Localización de los sondeos exploratorios 14
Imagen 5. Mapa de unidades geomorfológicas 16
Imagen 6. Mapa de geológico Plancha 123-Saravena 18
Imagen 7. Esquema estructural Plancha 123-Saravena 20
Imagen 8. Mapa de amenaza por inundación municipio de Saravena 23
Imagen 9. Mapa de amenaza sísmica 25
Imagen 10. Mapa de amenaza de elementos tecnológicos municipio de Saravena 26
Imagen 11. Mapa de amenaza por conflicto armado municipio de Saravena 28
Imagen 12. Perfiles de suelo encontrado en los apiques 33
Imagen 13. Perfiles de suelo encontrado en los sondeos 35
Imagen 14. Mapa de amenaza sísmica de Colombia 50
Imagen 15. Esquema de cimentación para tuberías PVC de alcantarillado diámetros 6 - 8" instalación fuera de vías 62
Imagen 16. Esquema de cimentación para tuberías PVC de alcantarillado diámetros 6 - 8" instalación en vías 63
Imagen 17. Detalle para zanja ancha para tuberías PVC de alcantarillado diámetros 6 - 8" 63

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Curvas de número de golpes N en el ensayo de SPT 37
Gráfico 2. Índice de penetración dinámica de cono (mm/golpe) de la subrasante 41
Gráfico 3. CBR representativo de la subrasante 44

969

1. ANTECEDENTES

En el municipio de Saravena de acuerdo con el inventario vial cuenta con una red vial urbana de 127.77 Km de los cuales la gran mayoría se encuentran a nivel de subrasante natural y solo el 28% se encuentra pavimentado, es decir 35.78 Km.

La malla vial del municipio de Saravena ha sido objeto de mejoras significativas en los últimos años, gracias a los esfuerzos del gobierno local y nacional para impulsar el desarrollo y la conectividad en la región.

Con el objetivo de mejorar la red vial del municipio, se han realizado inversiones significativas en la mejora de las calles de Saravena. Estas inversiones han incluido programas de pavimentación y rehabilitación de vías para garantizar una circulación más eficiente y segura.

Con relación al alcantarillado, Saravena ha trabajado en la implementación y mejora de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial para garantizar una adecuada gestión de las aguas residuales y pluviales. Estas obras son esenciales para preservar la salud pública, proteger el medio ambiente y mejorar la calidad de vida de los habitantes.

En los últimos años, se han realizado proyectos de construcción y expansión de redes de alcantarillado en Saravena. Estos proyectos buscan lograr una cobertura más amplia de la población y asegurar que las aguas residuales sean evacuadas y transportadas adecuadamente, evitando la contaminación de ríos y cuerpos de agua cercanos.

El presente informe hace parte fundamental del proyecto "CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA, el cual contiene el estudio Geológico y Geotécnico necesario para el diseño de la estructura del pavimento y obras complementarios de acueducto y alcantarillado.

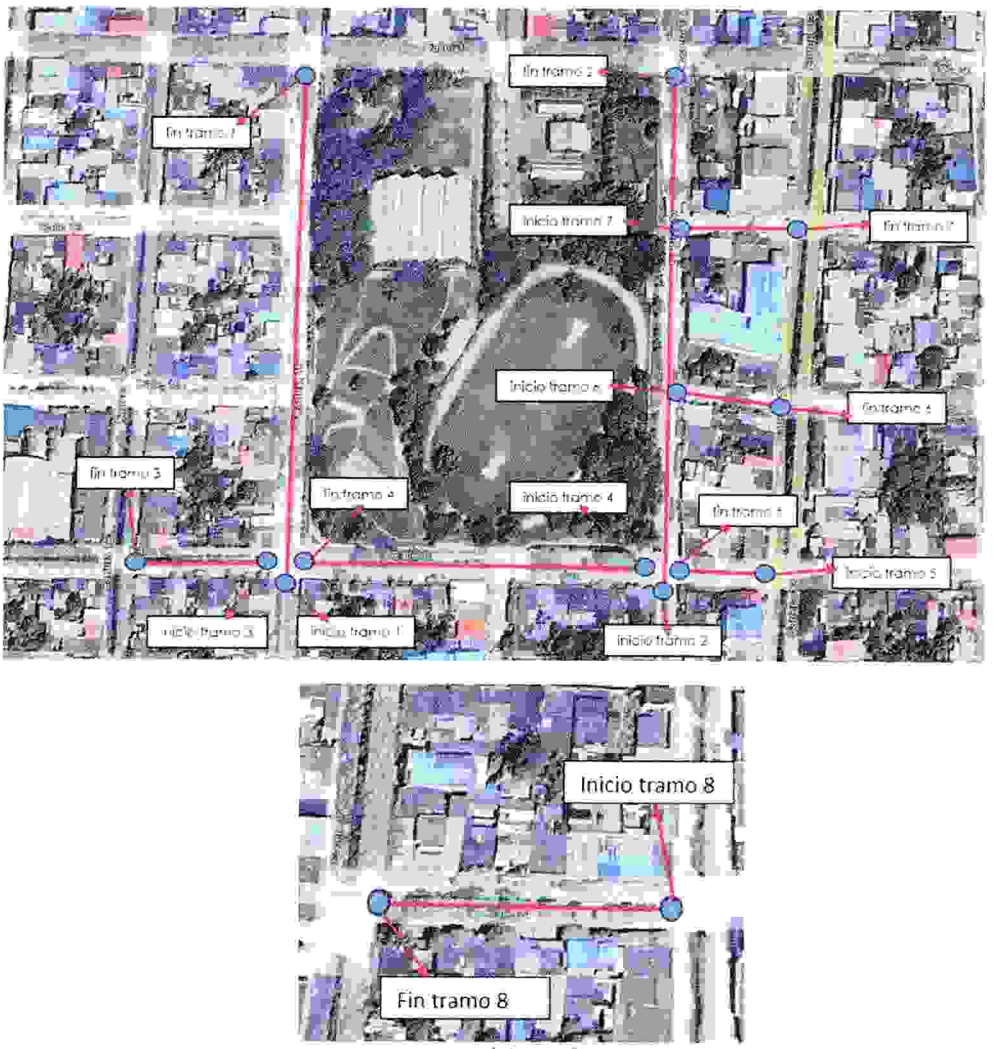
El programa de exploración de campo consistió en la ejecución de 14 apiques manuales a profundidades hasta 1.50 m y cuatro sondeos con equipo manual a percusión hasta una profundidad de 4.00 m, toma de muestras del sitio de ubicación de las obras, ensayos de campo (Penetración Dinámica de Cono, PDC y Penetración Estándar, SPT), y ensayos de laboratorio del material encontrado en los sondeos, con el fin de obtener los parámetros necesarios para la caracterización de la subrasante y del suelo de fundación.

2. GENERALIDADES

2.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

La ejecución del proyecto se llevará a cabo en los barrios, Cochise, Gaitán, Seis de Octubre y Galán situado en la zona urbana del municipio de Saravena en el departamento de Arauca, Colombia.

Imagen 1. Localización específica del proyecto



Fuente: Elaboración propia

Para la elaboración de los estudios y diseños del proyecto, se intervendrán tramos específicos que se encuentran ubicados de acuerdo con las coordenadas proporcionadas en la Tabla 1.

Tabla 1. Coordenadas de las vías a intervenir

Tramo	Dirección	ID	Coordenadas geográficas		Longitud (m)
			Norte	Este	
Tramo 1 Doble calzada	Carrera 16 entre calles 17 y 20: B. Cochise.	Inicio	6°56'56.35"N	71°52'21.08"O	606.54
		Fin	6°57'4.62"N	71°52'26.20"O	
Tramo 2 Doble calzada	Carrera 14 entre calles 17 y 20: B. Cochise.	Inicio	6°57'0.16"N	71°52'14.90"O	609.10
		Fin	6°57'8.53"N	71°52'20.25"O	
Tramo 3 Doble Calzada	calle 17 entre carreras 16 y 16A: B. Seis de Octubre	Inicio	6°56'56.41"N	71°52'21.50"O	161.08
		Fin	6°56'54.97"N	71°52'23.63"O	
Tramo 4 Doble Calzada	calle 17 entre carreras 14 y 16: B. Cochise.	Inicio	6°57'0.33"N	71°52'15.31"O	417.78
		Fin	6°56'56.75"N	71°52'20.96"O	
Tramo 5 Doble Calzada	calle 17 entre carreras 13 y 14: B. Gaitán.	Inicio	6°57'1.46"N	71°52'13.43"O	105.96
		Fin	6°57'0.18"N	71°52'14.92"O	
Tramo 6 Doble Calzada	Calle 18 entre carreras 13 y 14: B. Cochise.	Inicio	6°57'3.41"N	71°52'16.78"O	119.92
		Fin	6°57'4.27"N	71°52'15.07"O	
Tramo 7 Doble Calzada	Calle 19 entre carreras 13 y 14: B. Cochise.	Inicio	6°57'6.12"N	71°52'18.49"O	128.70
		Fin	6°57'7.26"N	71°52'16.71"O	
Tramo 8 Doble Calzada	calle 24 entre carreras 17 y 18 barrio Galán	Inicio	6°57'9.41"N	71°52'38.85"O	164.30
		Fin	6°57'10.85"N	71°52'36.50"O	
				TOTAL	**2,313.38**

Fuente: Elaboración propia

2.2. ALCANCE DE PROYECTO

El proyecto tiene por objeto "CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA." Se clasifica la vía objeto de estudio según su funcionalidad como una vía urbana cuyo transito alimenta a las vías principales, con una topografía plana, tiene una longitud de 2,313.38 metros, con un separador en promedio de ancho entre (1.80m-2.0m), y 6.60 m de ancho cada calzada

Para llevar a cabo este proyecto, se ejecutarán una serie de estudios preliminares exhaustivos que incluirán análisis topográficos, de suelos, geológicos, geotécnicos, de tránsito, hidrológicos, ambientales y de plan de manejo de tránsito.

Estos estudios preliminares se realizarán con el fin de obtener una comprensión completa de las condiciones actuales del área y los factores que pueden influir en el diseño y la ejecución del proyecto. Además, se llevarán a cabo análisis detallados y evaluaciones exhaustivas en cada uno de estos componentes.

Posteriormente, se procederá a la etapa de diseño, la cual abarcará aspectos como la planificación detallada de la estructura del pavimento flexible, estudios hidráulicos, diseño geométrico, diseño del plan de manejo ambiental y elaboración de la señalización horizontal y vertical.

923

3. OBJETIVO DEL ESTUDIO

3.1. OBJETIVO PRINCIPAL

Realizar el informe técnico correspondiente al estudio geológico y geotécnico para la construcción de pavimento y cimentación del acueducto y alcantarillado sanitario para el proyecto "CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Describir las características principales del área de estudio.
- Describir el estado geomorfológico, geológico, estratigráfico y sísmico presente en el área de influencia del proyecto.
- Caracterizar el estado actual en campo de los suelos.
- Determinar las características físicas del material de subrasante y del subsuelo.
- Establecer las unidades definitivas de diseño para pavimento.
- Determinar la capacidad de soporte de la subrasante.
- Determinar la capacidad de soporte del suelo de fundación.
- Generar recomendaciones de diseño y construcción.

974

4. ESTUDIO GEOLÓGICO

En el presente capitulo se describirá el estado geomorfológico, geológico, estratigráfico y sísmico presente en el área de influencia del proyecto, de acuerdo a los aspectos litoestratigráficos de las rocas presentes evaluadas por visitas de campo y recopilación de estudios anteriores, se definirán las unidades geológicas y sus miembros correspondientes al área de influencia del proyecto.

4.1. METODOLOGÍA

Para la elaboración de este estudio se tuvo en cuenta el estado del arte de los estudios de la zona a nivel local y regional, y lo contemplado la plancha 123 del servicio geológico colombiano y el esquema de ordenamiento territorial del municipio.

Para los aspectos de la Geología aplicada a la ingeniería se tuvo en cuenta la cartografía y caracterización geológica, geotécnica y geomorfológica de detalle de las calles en estudio.

4.2. TRABAJO DE CAMPO

- Recopilación y búsqueda de estudios anteriores de fuentes geográficas como el IGAC y estudios locales y regionales de la zona como los realizados por servicio geológico colombiano y el esquema de ordenamiento territorial municipal.
- Visita de campo para lograr la identificación de las unidades geológicas y morfológicas presentes a lo largo del área de estudio.
- Levantamiento cartográfico de todos elementos geológicos.

4.3. TRABAJO DE OFICINA

- Análisis de la información tanto secundaria como la recolectada en los reconocimientos de campo, los cuales conforman los elementos temáticos básicos de la geología y geomorfología aplicadas a la Ingeniería.
- Elaboración del informe temático respectivo del área de influencia directa del estudio.
- Conclusiones y recomendaciones.

975

4.4. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN

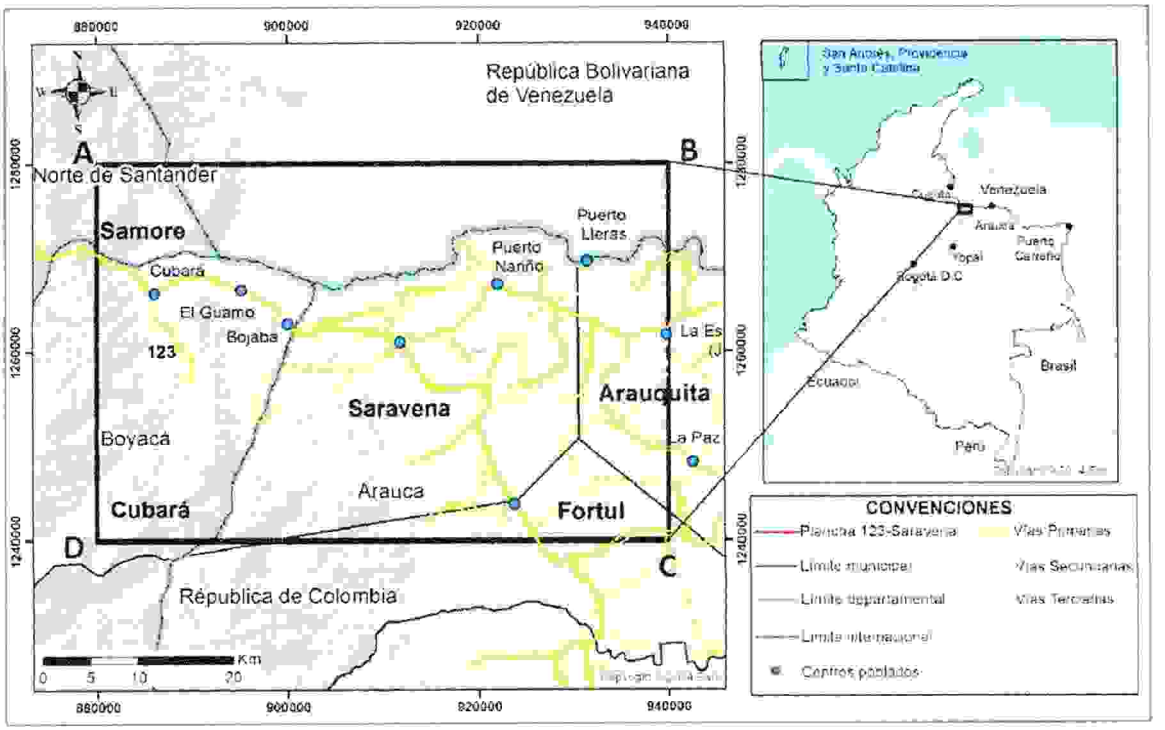
La obtención de datos geológicos en el presente estudio se desarrolló en cuatro fases:

- Información Geológica.
- Obtención de la información primaria en las diferentes visitas realizadas en campo.
- Apiques y sondeos realizados en el sitio del proyecto.
- Procesamiento de información conseguida en campo y posterior redacción del informe final.

4.4.1. Información geológica

Se consultaron los siguientes documentos: Cartografía Geológica Escala 1:100.000 de la Plancha 123-Saravena del Instituto Colombiano de Geología y Minería INGEOMINAS (2011). Mapa Geológico de Departamento de Arauca, ASONOP, 2014.

Imagen 2. Localización y vías de acceso, Plancha 123 - Saravena



Fuente: Servicio Geológico Colombiano

976

4.4.2. Visitas de campo

El reconocimiento preliminar se inicia con un recorrido general de la zona de estudio, para familiarizarse con los paisajes, las coberturas y los usos de los suelos. El conocimiento previo de la zona adicionalmente permite realizar, modificar, trasladar y/o aumentar las áreas piloto o los transeptos, mejorar la estrategia y ajustar el cronograma de actividades, realizar algunas observaciones sobre los suelos, el clima, la geología, la vegetación, la geomorfología, el uso y el manejo de las tierras, conocer la infraestructura y registrar datos clave para la programación del trabajo de campo.

En la fase de campo se realizó una inspección del lote, registrando evidencias de procesos morfo dinámicas actuales y geo formas, asociando la información a lo registrado en los documentos previos

4.4.3. Apiques y sondeos realizados

En la exploración de las calles se realizaron 14 apiques y 4 sondeos repartidos a criterio del consultor según el área de influencia del proyecto, contemplando criterios como cambio de estratificación del suelo haciendo depuración y selección del muestreo, las muestras extraídas fueron analizados en laboratorio con el fin de determinar la litología y los parámetros geotécnicos de la zona.

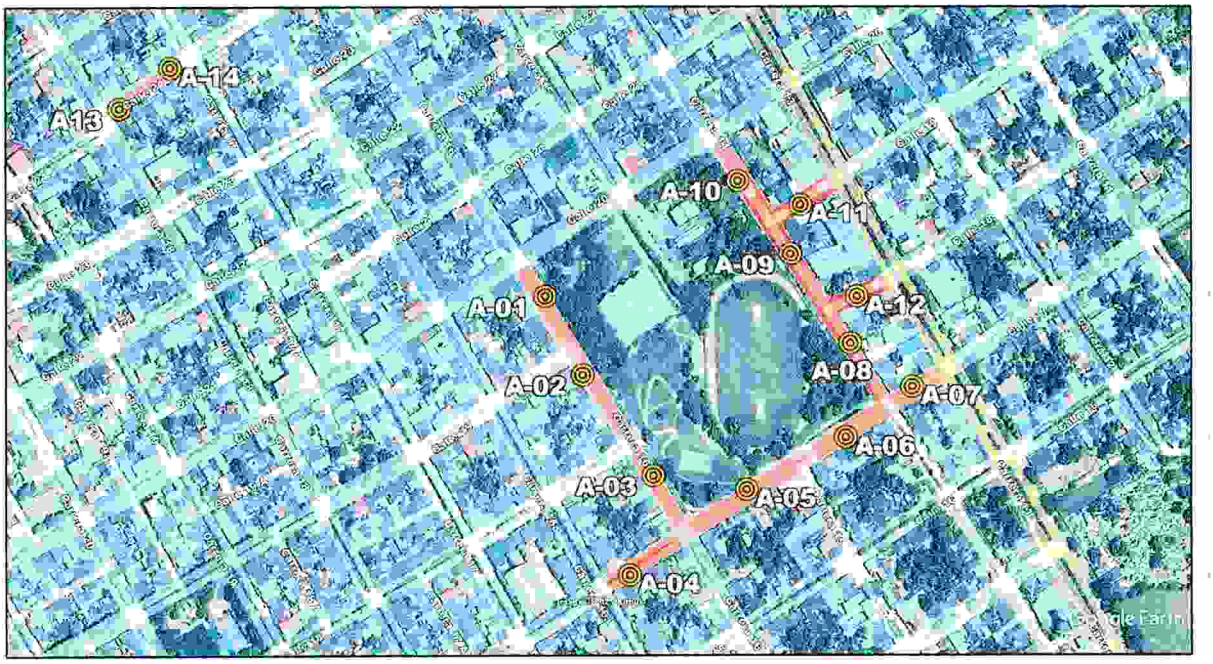
Tabla 2. Localización de los apiques exploratorios

Apique	Ubicación			Prof.	N.F.
	Sector	Lafitud N	Longitud W		
A-01	Carrera 16 entre calles 19 y 20	6°57'3.81"N	71°52'25.56"O	1.50	-
A-02	Carrera 16 entre calles 18 y 19	6°57'1.40"N	71°52'24.41"O	1.50	-
A-03	Carrera 16 entre calles 17 y 18	6°56'58.35"N	71°52'22.25"O	1.50	-
A-04	Calle 17 entre carreras 16 y 16A	6°56'55.32"N	71°52'22.96"O	1.50	-
A-05	Calle 17 entre carreras 15 y 16	6°56'57.92"N	71°52'19.39"O	1.50	-
A-06	Calle 17 entre carreras 14 y 15	6°56'59.51"N	71°52'16.35"O	1.50	-
A-07	Calle 17 entre carreras 13 y 14	6°57'1.04"N	71°52'14.32"	1.50	-
A-08	Carrera 14 entre calles 17 y 18	6°57'2.37"N	71°52'16.22"O	1.50	-
A-09	Carrera 14 entre calles 18 y 19	6°57'5.12"N	71°52'18.02"O	1.50	-
A-10	Carrera 14 entre calles 19 y 20	6°57'7.35"N	71°52'19.64"O	1.50	-
A-11	Calle 19 entre carreras 13 y 14	6°57'6.62"N	71°52'17.70"O	1.50	-
A-12	Calle 18 entre carreras 13 y 14	6°57'3.81"N	71°52'16.01"O	1.50	-
A-13	Calle 24 entre carreras 17 y 18	6°57'9.52"N	71°52'38.44"O	1.50	-
A-14	Calle 24 entre carreras 17 y 18	6°57'10.76"N	71°52'36.91"O	1.50	-

Fuente: Elaboración propia

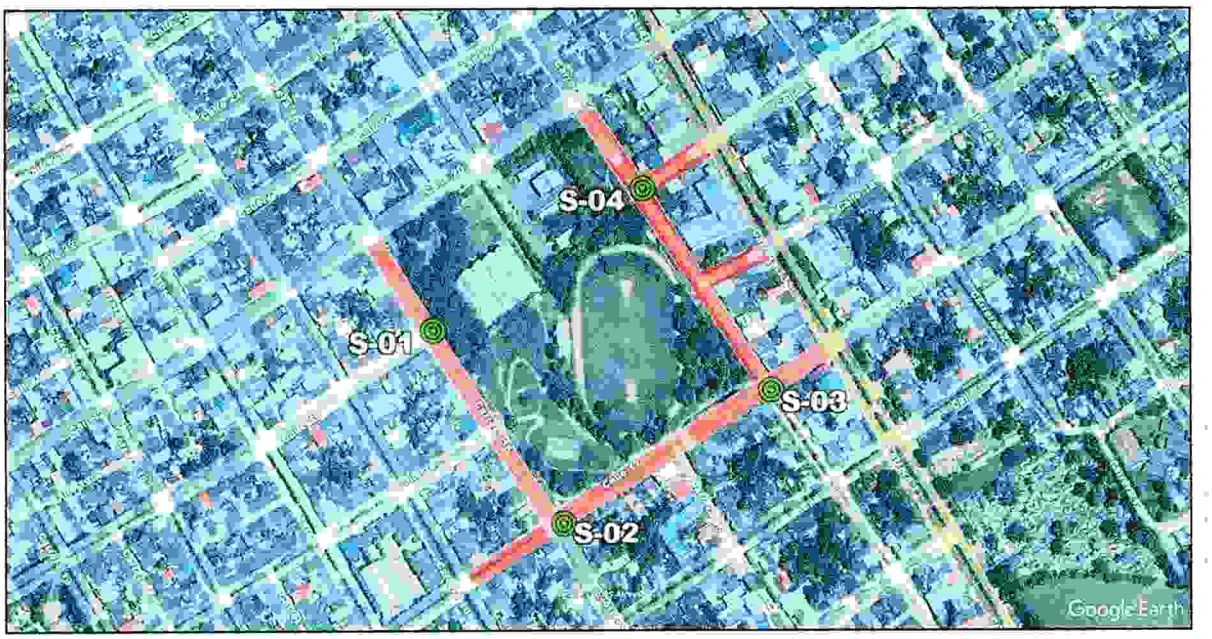
977

Imagen 3. Localización de los apiques exploratorios



Fuente: Google Earth -Elaboración propia

Imagen 4. Localización de las sondeos exploratorios



Fuente: Google Earth -Elaboración propia

978

Tabla 3. Localización de los sondeos exploratorios

Sondeo	Ubicación			Prof.	N.F.
	Sector	Latitud N	Longitud W		
S-01	Carrera 16 con Calle 19	6°57'2.18"N	71°52'24.60"O	4.00	-
S-02	Carrera 16 con Calle 17	6°56'56.58"N	71°52'20.97"O	4.00	-
S-03	Carrera 14 con Calle 17	6°57'0.35"N	71°52'14.95"O	4.00	-
S-04	Carrera 14 con Calle 19	6°57'6.14"N	71°52'18.55"O	4.00	-

Fuente: Elaboración propia

4.4.4. Procesamiento de la información

Los datos obtenidos en campo fueron correlacionados con la información secundaria existente con el fin de determinar unidades geológicas y geomorfológicas presentes en la zona y definir las características físicas más relevantes del terreno objeto de estudio.

4.5. GEOLOGÍA REGIONAL

El marco geológico regional se elaboró teniendo como fundamento el mapa geológico del EOT del Municipio de Saravena y la plancha geológica 123 del Servicio Geológico Colombiano, correspondientes al municipio de Saravena.

El Municipio de Saravena se encuentra localizado al noroccidente del espacio geográfico de la Orinoquia Colombiana y representa uno de los paisajes más complejos en términos de su biodiversidad, de su conformación fisiográfica, de sus procesos culturales y de su dinámica de poblamiento.

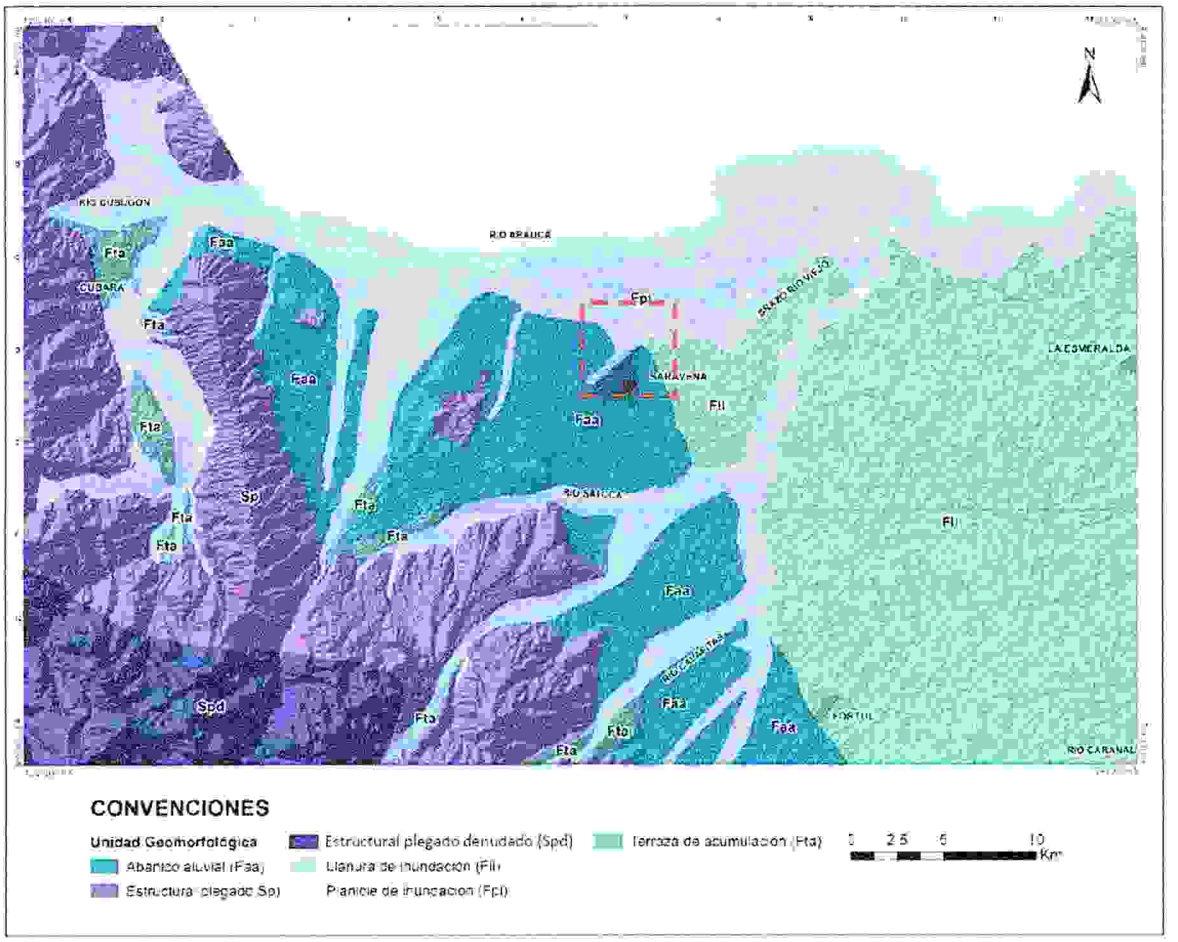
4.5.1. Geomorfología

La zona de estudio se encuentra en el cuadrante D-8 de la Plancha 123 – Saravena de la Cartografía Geológica del Servicio Geológico Colombiano.

Planicie de inundación (Fpi): Corresponde al área que han ganado los drenajes actuales y que se ubica a ambos lados de los mismos. Esta puede extenderse según el nivel del agua y en ella se acumula el material transportado por los ríos que recorren la plancha. Las planicies más importantes en la zona son las asociadas al río Arauca y sus afluentes y se extienden en un área aproximada de 380 km2.

979

Imagen 5. Mapa de unidades geomorfológicas



Fuente: Plancha 123 – SARAVENA. Servicio Geológico Colombiano. 2013

Se distingue una unidad geomorfológica dentro de la zona de estudio:

4.5.2. Fisiografía

El relieve del departamento de Arauca, está constituido por tres conjuntos morfológicos: la cordillera oriental, el piedemonte y la llanura aluvial. La Cordillera Oriental en el Occidente, representa aproximadamente la quinta parte de la superficie departamental y comprende elevaciones desde los 500 m, en límites con el piedemonte, hasta los 5380 m, en la Sierra Nevada del Cocuy; se caracteriza por las altas montañas, páramos cubiertos por pajonales y frailejones, pendientes abruptas, fuertemente disectadas y vertientes bajas con bosques subandinos.

980

La formación orográfica más destacada es la Sierra Nevada del Cocuy, la cual tiene entre sus accidentes más notables los cerros de la Plaza, La Piedra, El Diamante, Los Altos, Nievecitas y Los osos y las cuchillas Altamira y el Salitre.

El área del piedemonte está conformada por conos, abanicos aluviales y terrazas de relieve plano a inclinado, cubierta de vegetación de sabana y bosque ecuatorial; por último, la llanura aluvial que se extiende desde el piedemonte hasta los límites con Venezuela; el modelado es de terrazas y llanuras aluviales de desborde cubierta por vegetación de sabana inundable y por bosque de galería en las vegas de los ríos y caños del Sarare.

4.5.3. Estratigrafía

En el cuadrante D-7 (zona de estudio) afloran depósitos cuaternarios con morfología plana, donde se distinguen los depósitos aluviales recientes (Q2al) y los Depósitos de Abanicos Aluviales Inferiores (Q1abi).

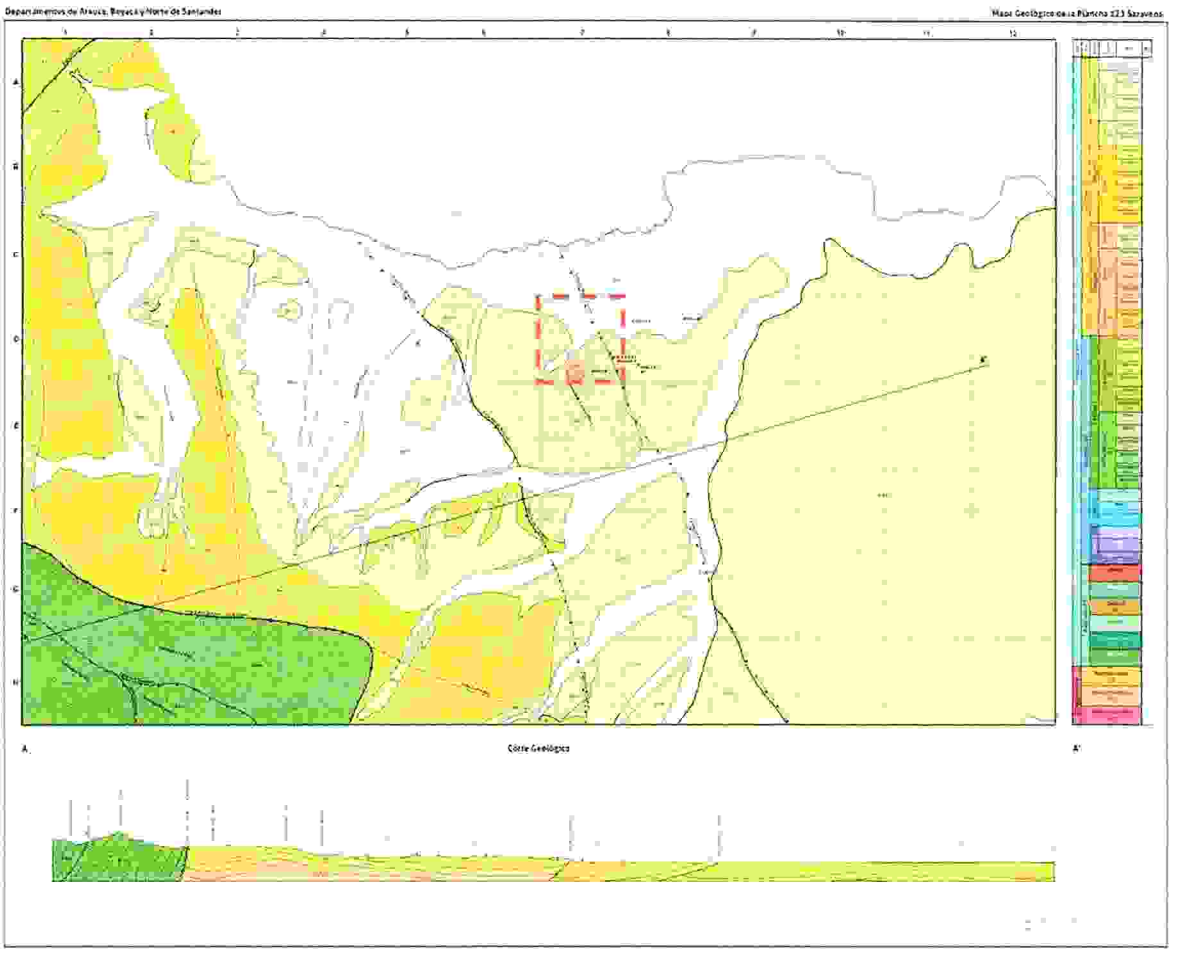
Depósitos aluviales recientes (Q2al): Esta unidad corresponde a sedimentos no litificados de limos arcillosos, arenosos y arenas finas, asociados a morfología plana a levemente ondulada, producto de la dinámica aluvial de los ríos Arauca, Banadía, Agua Clara, Satocá y sus afluentes menores Caño Claro, Cascarrón, La Colorada, Botadero, La Cabaña, entre otros.

La llanura de inundación está conformado por una capa superior de arena limosa y limo-arcillosa en menor proporción, de color marrón amarillento moderado, con contenido de materia orgánica y espesores entre 0,15 – 0,30 m, aunque no siempre se presenta; seguida de una capa, con menos porcentaje de limo, constituida por sedimentos arenosos y areno-limosos; con tamaño de grano arena de fina a muy fina, compuesta por cuarzo (95%), líticos (<5%) y moscovitas como accesorio, con granos de subangulares a subredondeados, subesféricos a subelongados, de bien a moderadamente seleccionados, en ocasiones, principalmente cerca al cauce de los drenajes, presenta guijos redondeados de cuarzoarenita. La coloración típica es naranja amarillento oscuro con variaciones de marrón amarillento moderado a marrón amarillento oscuro, dado por el contenido de materia orgánica; con manchas pardo rojizo de óxidos en los granos de cuarzo.

Esta unidad cubre los depósitos de abanicos aluviales y está depositada en la base o costados de las incisiones de las unidades del Neógeno, Paleógeno y Cretácico

981

Imagen 6. Mapa de geológico Plancha 123-Saravena



Fuente: Plancha 123 – SARAVENA. Servicio Geológico Colombiano. 2013

Depósitos de Abanicos Aluviales Inferiores (Q1abi): La parte proximal de los abanicos aluviales inferiores presentan gravas de tamaño variable desde gránulo hasta cantos rodados, con predominio de tamaño guija a canto; con pendientes moderadas en los taludes hacia los caños y ríos, debido a la incisión por la erosión, en ocasiones con bloques en superficie hasta de 1 m de diámetro, de areniscas cuarzosas, lodolitas y arcillolitas. La parte distal del abanico presenta disminución en el tamaño de los clastos, con aumento del contenido de arena y limo y esporádicas gravas tamaño guija.

La composición de las arenas es 80% a 90% de cuarzo, en su mayoría cristalino, sin embargo, el color predominante de los sedimentos finos es marrón pálido (5YR 5/2) a marrón amarillento moderado (10YR 5/4), debido a los procesos de oxidación y al contenido de materia orgánica.

982

Los depósitos de abanicos aluviales inferiores están cubiertos en algunos sectores por depósitos aluviales recientes y limitados al Este por la Falla del Borde Llanero, mientras que al Oeste están limitados por la Falla Paz de Ariporo.

4.5.4. Geología estructural

La Plancha 123-Saravena está localizada en la parte Nororiental de la Cordillera Oriental, la cual fue sometida durante la Orogenia Andina, a esfuerzos compresivos que la levantaron, plegaron y fracturaron. En esta plancha se diferencian tres dominios estructurales: el primero al suroccidente, caracterizado por presentar bloques monoclinales separados por fallas de cabalgamiento y de transpresión, el segundo en la parte centro occidental, limitado por la Falla Loma San José - Guaicáramo en la parte sur, y por la Falla del Borde Llanero en la parte oriental. Se caracteriza por presentar amplios pliegues sinclinales y anticlinales y un monoclinal entre la Falla Paz de Ariporo y la Falla del Borde Llanero. El tercer dominio estructural se localiza en la parte oriental del área, limitado al occidente por la Falla del Borde Llanero y en subsuelo presenta pliegues muy amplios de poca longitud y una zona subhorizontal.

Cerca al casco urbano del municipio de Saravena se detectan tres estructuras tectónicas: Falla del Borde Llanero, Falla Paz de Ariporo y Monoclinal Campo Alegre.

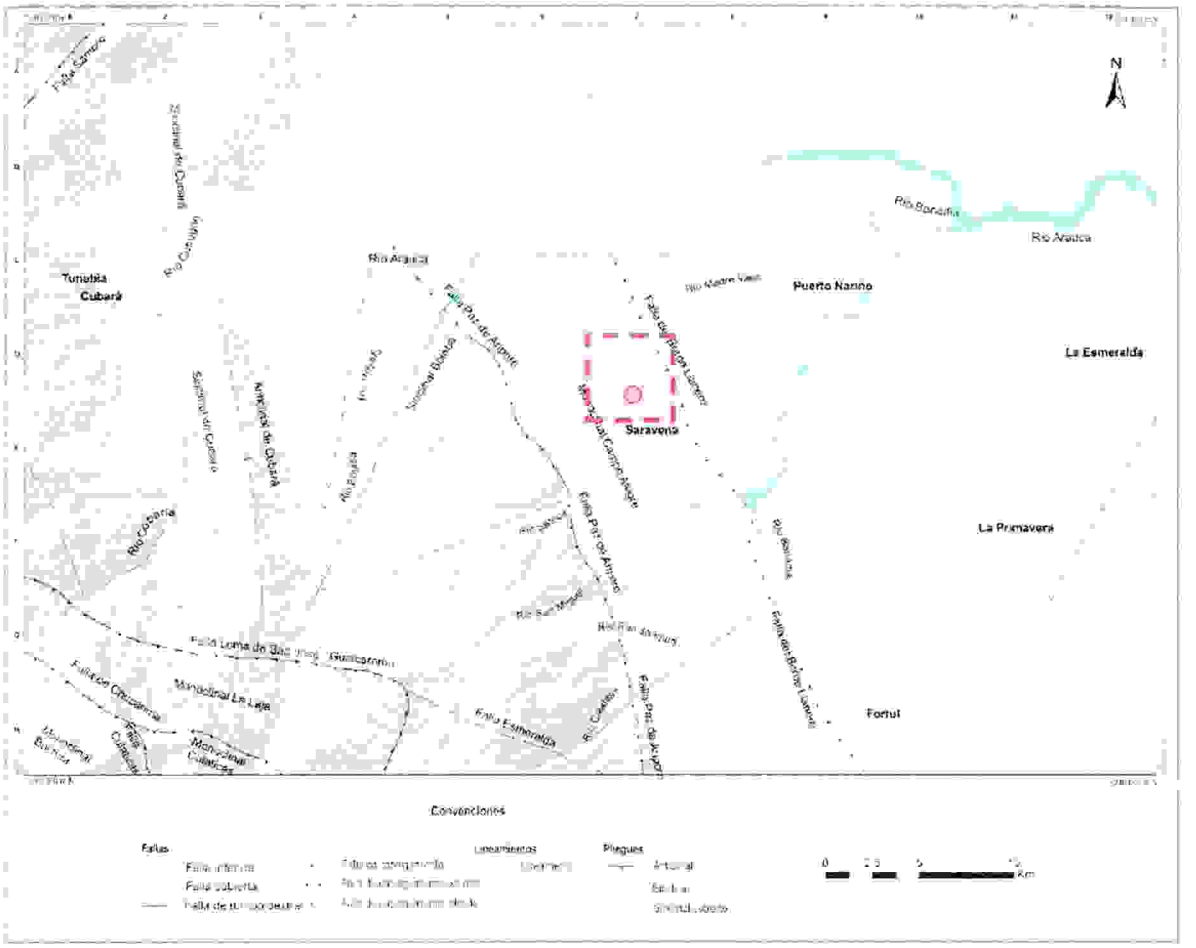
Falla de Paz de Ariporo: Localizada en la parte central de la plancha, lleva una dirección general N5°W a N12°W. En su trayecto, está cubierta por depósitos recientes del Cuaternario y su trazo se ha delimitado teniendo en cuenta los cambios de pendientes entre los Abanicos superiores e inferiores y por líneas sísmicas. Se encuentra inclinada hacia el SW.

Falla del Borde Llanero: *Localizada en la parte central de la plancha, lleva una dirección general N15°W, inclinada al occidente 15°. Se encuentra cubierta por depósitos cuaternarios y se ha inferido por el trazo que lleva en la Plancha 138-Tame y por la línea sísmica Au-8161.*

Monoclinal Campo Alegre: Localizado en la parte central de la plancha, limitado al occidente por la Falla Paz de Ariporo y al oriente por la Falla del Borde Llanero. Está cubierto en su totalidad por depósitos cuaternarios. En la línea sísmica AU-8161, está inclinado al occidente 6°.

983

Imagen 7. Esquema estructural Plancha 123-Saravena


N
Río Banadía
Río Arauca
Tame
Tame
Tame

984

Depósitos aluviales actuales. Se presentan dispuestos en forma de barras laterales, longitudinales y puntuales, a lo largo del cauce activo de la quebrada la pava, estos depósitos son producto de la dinámica hidráulica de la quebrada la pava aguas abajo, originando procesos de erosión y depósito.

Los depósitos aluviales actuales identificados en el área de estudio corresponden a gravas a bloques dispuestos de forma irregular pobremente clasificados, en algunos bancos presentan matriz gravo arenosa, mientras que en otras capas son comunes las matrices areno gravosa con presencia de limos de poca proporción (x<de 10%), esta condición es producto de la estructura morfológica del cauce (zonas con magnitud de fuerza de arrastre diferente) y las condiciones hidrometereológicas, intensidad de precipitaciones y avenidas.

Las gravas y bloques que componen la unidad litológica, tienen una forma redondeada, semiesféricas a alargadas, estos clastos presentan en gran porcentaje (x<70%) una composición de arcosas de grano fino a medio.

Depósitos de Terraza aluvial. La evolución del cauce de la quebrada la pava sumado a la erosión vertical, ha generado un sistema de depósitos de borde dispuesto en formas con geometría de bancos y superficie plana, su litología es de manera general clastos de tamaño grava inmersos en una matriz areno limosa, en algunas facies de estas terrazas se concentran depósitos finos con contenido significativo de materia orgánica, estas unidades presentan proceso de erosión lateral por actividad de socavación del cauce activo evidenciado en taludes verticales en el borde interior de las terrazas.

Depósitos aluviales antiguos. La mayor parte del casco urbano del municipio de Saravena se encuentra ubicado sobre depósitos de abanicos aluviales producto de la descarga de materiales de la cordillera oriental, estos se extienden desde el borde actual de la cordillera hasta el área de la falla frontal del piedemonte llanero ubicado al oriente del casco urbano del municipio de Saravena.

Están compuestos por depósitos de bloques flotantes en una matriz gravo areno limosa, están dispuestos en geometría de cañas con de mayor amplitud hacia el área proximal a la cordillera, estos depósitos fueros identificados en los bordes de la quebrada la pava y a través de perforaciones y apiques en la zona urbanizada.

Depósitos de llanura de inundación. Esta unidad geológica se encuentra ubicada al oriente de la falla frontal del piedemonte, presenta una litología uniforme compuesta por materiales finos, que tiene grandes implicaciones en los procesos de inundación por encharcamiento debido a su baja capacidad de infiltración. La litología que componen esta unidad es en gran porcentaje: depósitos de limos arenosos de color amarillento a grises, y arenas silíceas con linos negros compuestos de materia orgánica.

985

Depósitos antropogénicos. El proceso de expansión urbanística del casco urbano del municipio de Saravena, a cambio de manera significativa la unidad más superficial del suelo, los materiales de los depósitos aluviales por materiales de composición arcillosa a limosa, concretos y asfaltos cambiando su condición de permeabilidad ye infiltración natural y ocasionando escurrimiento concentrado según los niveles del terreno configurado según la disposición de las obras civiles del municipio.

4.7. AMENAZAS

En la zona urbana del municipio de Saravena se identificaron tres tipos de amenazas: amenaza por inundación, amenaza por actividad sísmica y amenaza tecnológica.

4.7.1. Amenaza por inundación

Los depósitos aluviales actuales y los depósitos de terraza aluvial son las unidades geológicas con mayor susceptibilidad a sufrir eventos de inundación, estas unidades están asociadas directamente a los procesos de erosión transporte y sedimentación del cauce actual de la quebrada la Pava, en los depósitos aluviales antiguos se encuentra concentrada la mayor parte del urbanismo de Saravena, estas unidad presenta procesos de encharcamientos por escorrentía superficial en eventos de máxima precipitación y en los límites con las unidades 1 y 2 presenta procesos de erosión por la actividad hidráulica de la quebrada la pava, los depósitos de llanura de inundación por su litología (sedimentos finos) son susceptibles a inundación por encharcamiento y desborde de drenajes intermitentes que se forman en lluvias intensas.

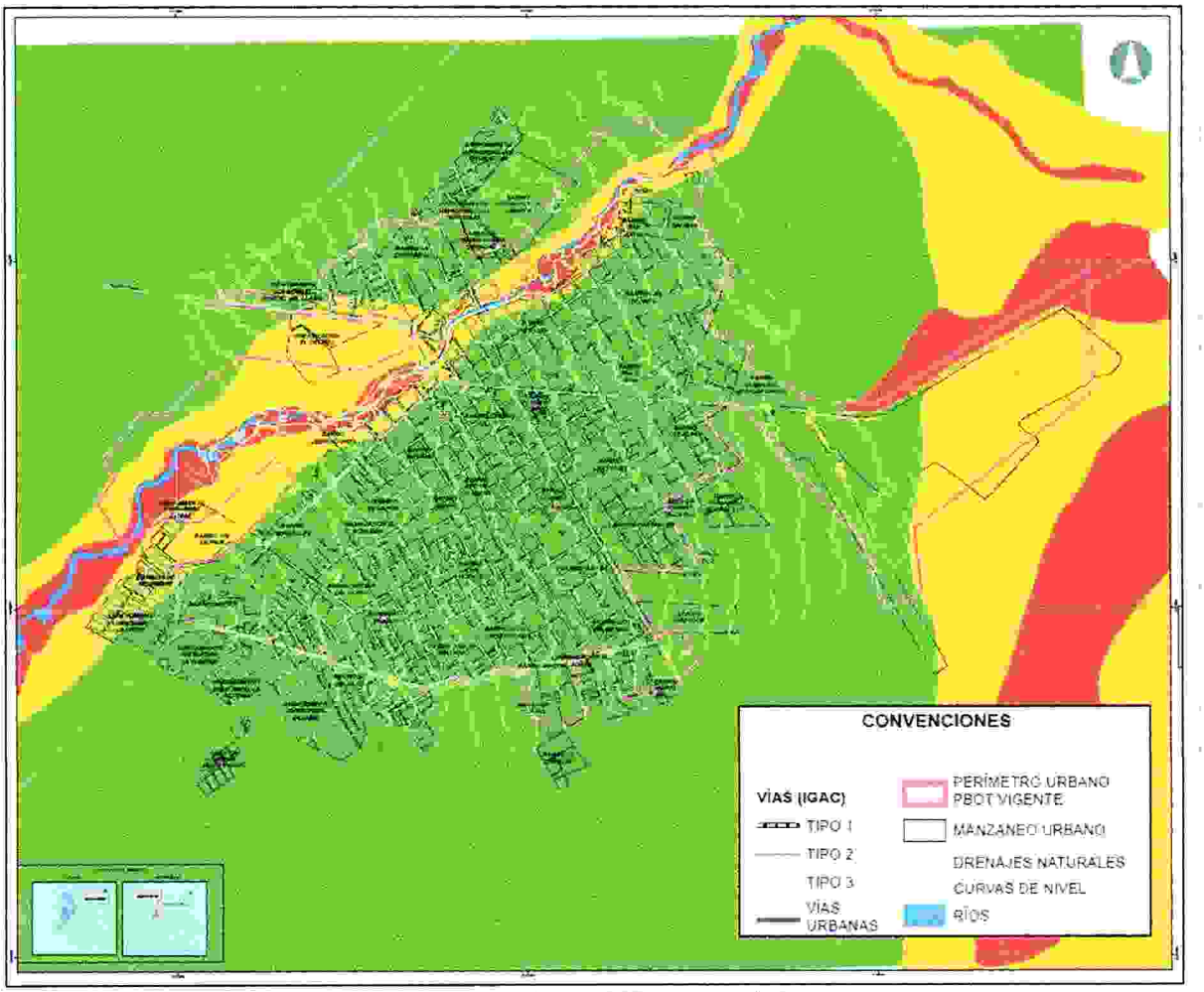
Tabla 4. Ponderación de las unidades geológicas según la susceptibilidad a inundaciones

Nomenclatura	Unidad geológica	Ponderación
Unidad 1	Depósitos aluviales actuales	Susceptibilidad alta
Unidad 2	Depósitos de terraza aluvial	Susceptibilidad alta
Unidad 3	Depósitos aluviales antiguos	Susceptibilidad media
Unidad 4	Depósitos de llanura de inundación	Susceptibilidad media
Unidad 5	Depósitos antropogénicos	Susceptibilidad baja

Fuente: Diagnóstico Urbano PBOT municipio de Saravena

986

Imagen 8. Mapa de amenaza por inundación municipio de Saravena



Fuente: Diagnóstico Urbano PBOT municipio de Saravena

Por tratarse de un ambiente aluvial, las unidades geomorfológicas tienen relación directa con las unidades geológicas y son producto de la dinámica fluvial actual y la evolución de antiguos cauces, las unidades geomorfológicas compuestas por terrazas, islas y barras hacen parte del registro morfológico del cauce actual, por lo tanto presenta la mayor ponderación, los abanicos inferiores presenta un relieve positivo y una litología granular lo que disminuye las posibilidades de presentarse encharcamiento o inundación laminar, aunque los procesos de urbanización (pavimentación de vías, construcción de viviendas) sin un adecuado manejo de las aguas lluvias, han modificado las condiciones de los suelos ocasionando escurrimiento por las vías del casco urbano y encharcamiento en los barrios de orientales, la unidad de Bajos inundables presenta una geometría cóncava de relieve negativo, asociadas a litologías finas, que generan las condiciones propicios para la acumulación de aguas producto de lluvias directas y escorrentía.

987

Tabla 5. Ponderación de las unidades geomorfológicas según la susceptibilidad a inundaciones

Nomenclatura	Unidad geomorfológica	Ponderación
Unidad 1	Terrazas de acumulación	Susceptibilidad alta
Unidad 2	Islas y barras compuestas	Susceptibilidad alta
Unidad 3	Abanicos inferiores	Susceptibilidad baja
Unidad 4	Bajos inundables	Susceptibilidad media

Fuente. Diagnóstico Urbano PBOT municipio de Saravena

4.7.2. Amenaza por actividad sísmica

También conocida como como peligro sísmico, se cuantifica en términos de periodos de retorno de intensidades sísmicas relevantes en el comportamiento de las estructuras, evaluando la tasa de actividad sísmica de las fuentes generadoras y la integración de los efectos que producen (Alcaldia de Manizales, 2018). El municipio de Saravena se encuentra limitado por dos fallas activas de este a oeste: la falla del Borde llanero y la falla de Paz de Ariporo, según el mapa de zonificación de amenaza sísmica ubicado por (SGC, 2014) la totalidad del casco urbano del municipio de Saravena se encuentra en amenaza alta por actividad sísmica (500-600 PGA).

Según el reporte de la red sismológico nacional de Colombia (RSNC, 2018), en el municipio de Saravena desde el año 1998 hasta el año 2018 se han generado 189 sismos de magnitud 1.5 a 4.8 Ml. La magnitud promedio de los sismos en el periodo de tiempo es 2,36 Ml.

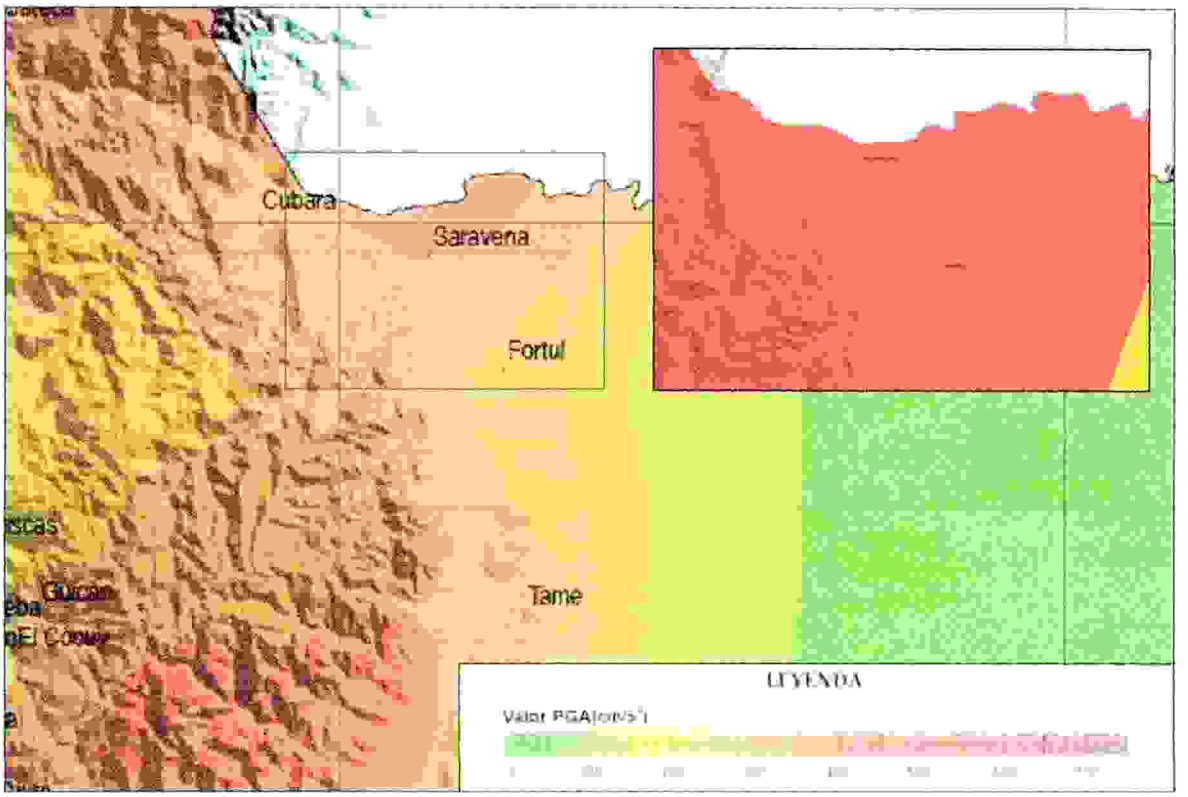
La actividad sísmica y la perdida de estabilidad en las zonas de falla modifican las características litológicas de las rocas o materiales circundantes, afectando las estructuras cercanas, En el área de estudio hay influencia de la falla Paz de Ariporo y la falla del Borde Llanero a continuación se describen las características estructurales de las Fallas.

Falla de Paz de Ariporo: falla de tipo inverso, que evidencia procesos neotectónicos por la afectación de la secuencia sedimentaria de abanicos recientes, dejando escarpes que separan dichas secuencias, y provocando procesos de inestabilidad en el terreno a lo largo de la línea de falla.

Falla del borde llanero: esta falla se encuentra cubierta por depósitos recientes, delimita las áreas distales de los abanicos con los depósitos aluviales, esta falla presenta actividad neotectonica a lo largo de toda su línea de falla.

988

Imagen 9. Mapa de amenaza sísmica



Fuente: Sistema Geológico Colombiano

4.7.3. Amenaza tecnológica

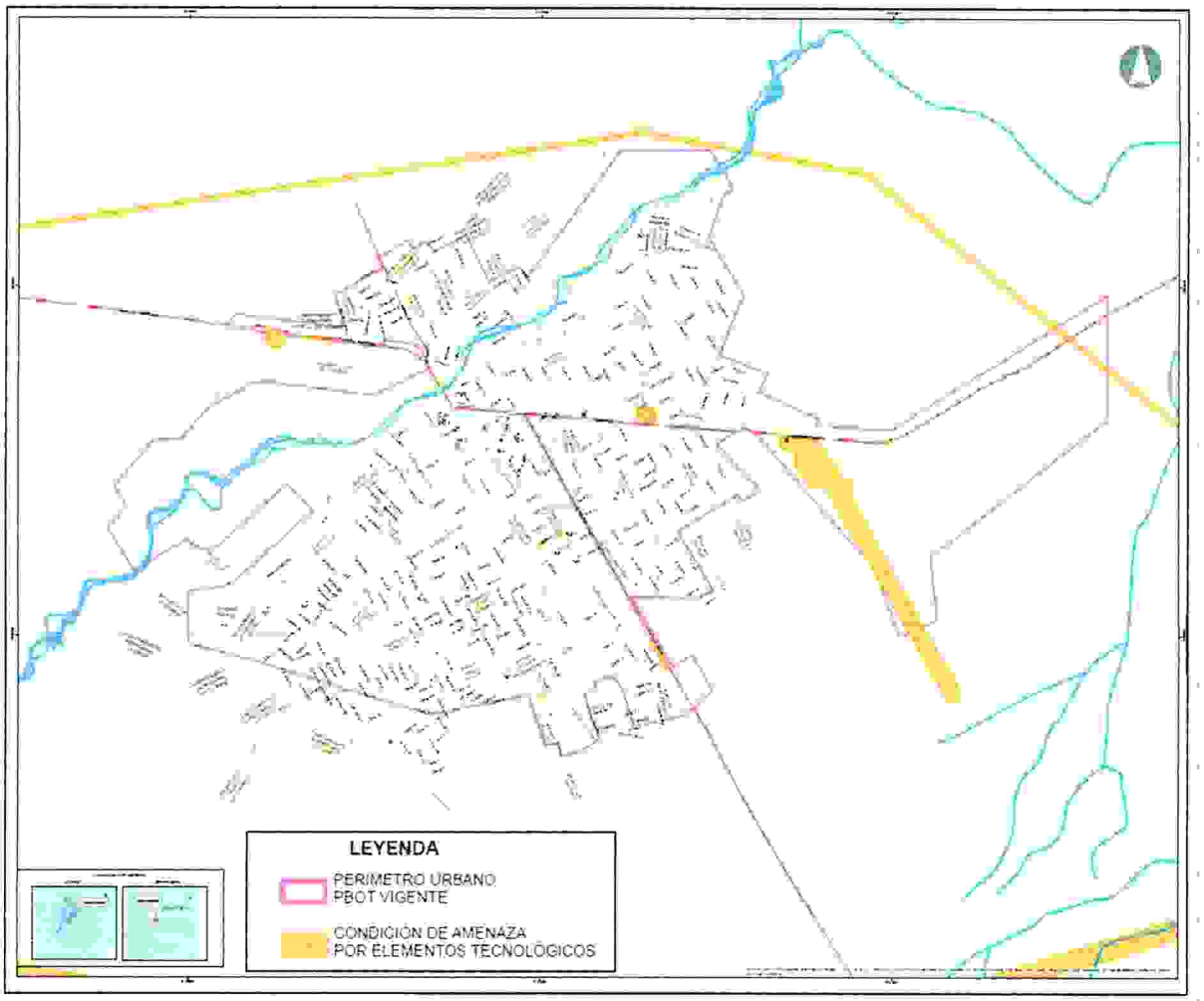
En el municipio de Saravena, se presenta amenaza tecnológica debido a: la presencia de la línea de oleoducto año limón Coveñas, la existencia de un aeropuerto adjunto al casco urbano, la manipulación inadecuada y el almacenamiento de los cilindros de gas, las estaciones de servicio, la presencia de redes de alta tensión y la subestación eléctrica dentro del casco urbano.

Oleoducto Caño Limón Coveñas. La amenaza por la presencia del oleoducto a menos de 2 km del casco urbano se presenta por los posibles daños en la estructura que puedan causar derrames de crudo y explosiones asociadas a la volatilidad del hidrocarburo. El oleoducto se encuentra operado por la empresa CENIT, empresa encargada del manejo del plan de contingencia del Oleoducto en caso de presentaren emergencias ya sea por fallos estructurales o por acciones externas.

Distribución y almacenamiento de cilindros de gas. La empresa NORGAS S.A. E.S.P presta el servicio de distribución de gas propano a través de cilindros de confinamiento, los protocolos de recepción, almacenamiento y distribución

realizados por la empresa disminuyen el riesgo de explosión de los cilindros sin embargo se zonificó como amenaza alta el área donde se encuentra ubicada la planta de depósito y recarga de cilindros.

Imagen 10. Mapa de amenaza de elementos tecnológicos municipio de Saravena



Fuente: Diagnóstico Urbano PBOT municipio de Saravena

Es importante mencionar que existen otras empresas que prestan el mismo servicio de distribución de gas y que tiendas y bodegas y algunas viviendas de uso residencial son usadas para el almacenamiento de los cilindros generando amenaza alta de explosión.

Estaciones de servicio y gasolineras. En el casco urbano del municipio de Saravena se identificaron siete estaciones de servicio que vende combustibles y prestan servicios varios, asociados a manejo de líquidos inflamables, estas estaciones son visitadas por el cuerpo de bomberos para verificar los protocolos de seguridad en

la manipulación de sustancias inflamables sin embargo representan amenaza alta de explosión. Se identificaron sectores que son usados para el expendio de combustible de forma ilegal, el almacenamiento y la distribución se hace a través de barriles metálicos y recipientes plásticos que con tribuyen a aumentar la amenaza de explosión.

Infraestructura eléctrica. El en sector nororiental del municipio se encuentran instaladas las líneas de alta tensión que conducen la energía eléctrica a la subestación del municipio y es tránsito para el ingreso de líneas eléctricas del departamento provenientes de Norte de Santander, estas líneas son operadas por ISA, empresa que se encarga del funcionamiento y establece los planes de contingencia ente emergencias que se puedan presentar a lo largo de las líneas eléctricas, las líneas atraviesan el sector denominado los tronquitos.

Aeropuerto. Los usos de la tierra no compatibles con la actividad aeronáutica representan un riesgo tanto para la aviación como para los usuarios del transporte aéreo y comunidad aledaña a los aeródromos (Aeronautica civil , 2009). El aeropuerto Los Colonizadores, se encuentra ubicado al suroriente del casco urbano del municipio de Saravena, tienen un área de 25.412 m2 , y 4000,67 m de perímetro el barrio más cercano se está ubicado a 207 m en línea recta. Las zonas de mayor amenaza corresponden a las áreas de maniobras, áreas críticas de radiación de las Radioayudas, Superficies de aproximación y despegue, Superficies Aeronáuticas Horizontales y Cónicas (Aeronautica civil , 2009).

Amenaza Por Acciones Violentas. El municipio de Saravena históricamente ha sido escenario del conflicto armado, se identificaron tres zonas con mayor incidencia de acciones armadas, áreas aledañas al batallón Reveiz Pizarro, la estación de policía y la línea del oleoducto Caño Limón Coveñas. La incidencia de hostigamientos por parte de grupos al margen de la ley hace que en estas áreas presenten amenaza alta por acciones violentas.

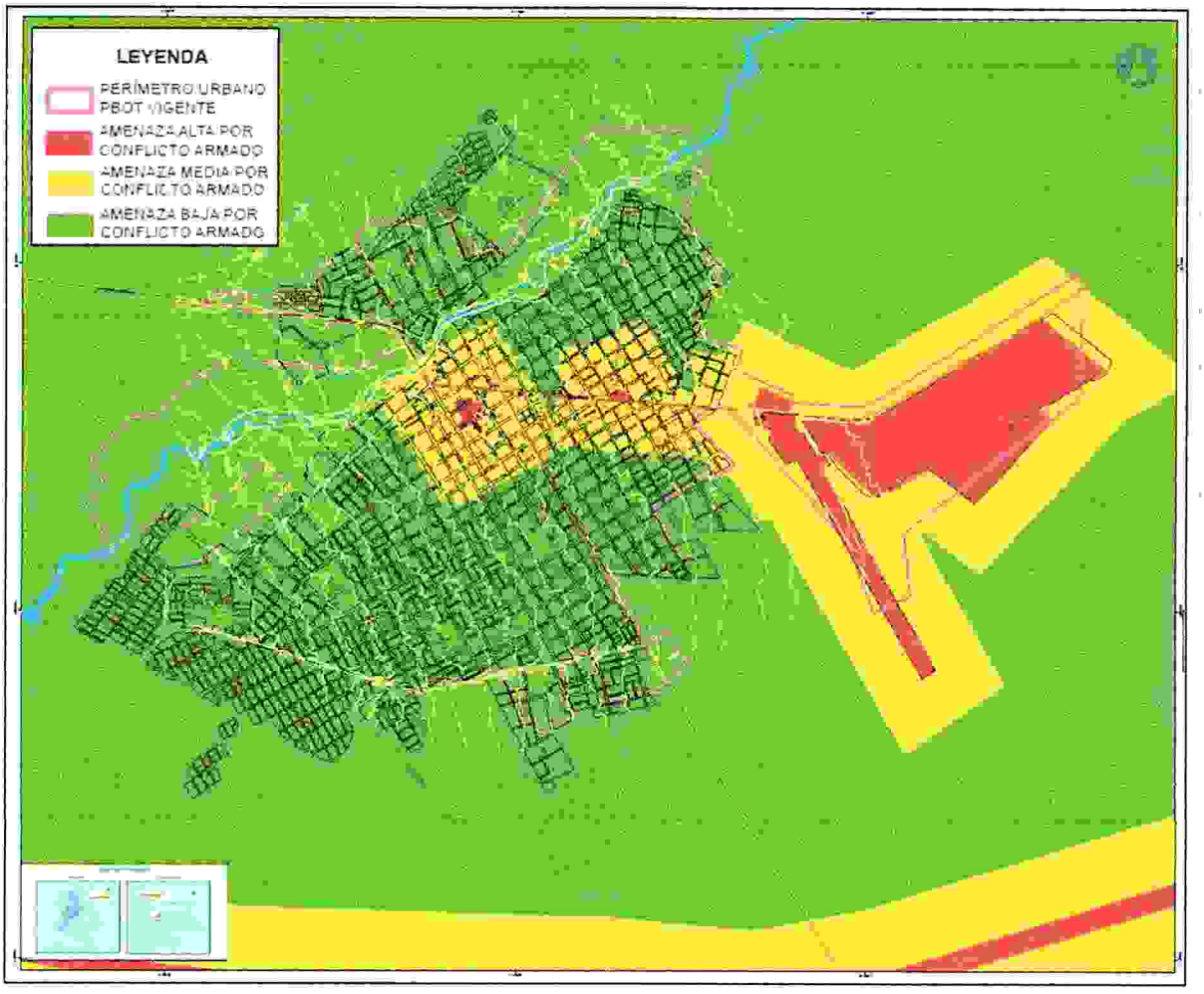
La zonificación de las áreas de amenaza alta por acciones violentas se realizó teniendo como variables: la incidencia de ataques a la fuerza pública, el alcance de las ondas explosivas y la fragmentación, y las estructuras sociales que se ven involucradas en el conflicto armando.

Según (Ministerio de Defensa, 2009), los daños ocasionados por una explosión se deben a dos efectos: la onda explosiva y la fragmentación, el efecto dominante depende del entorno y el confinamiento, mientras que en un medio abierto la fragmentación puede causar mayor daño debido a que la onda se disipa mientras que los fragmentos tienen libertad de impactar, por lo contrario en una área urbana la reflexión de las ondas en las paredes y objetos incrementa de forma considerable el efecto de la onda expansiva.

991

Según los registros del Concejo Municipal De Gestión Del Riesgo De Desastres (CMGRD, 2015), en el municipio de Saravena las explosiones han sido producto de la detonación de artefactos explosivos improvisados -IED, según (Ministerio de Defensa, 2009) el efecto de la fragmentación de los IED, está basada en el poder destructivo de las esquirlas que se generan en la explosión, estas son: fragmentos primarios que hacen parte del artefacto explosivo, en su diseño de recubrimiento como fragmentos metálicos o elementos preconformados como tuercas, tornillos o clavos, los fragmentos secundarios son aquellos originados por la colisión de los fragmentos primarios con materiales circundantes (laminas metálicas, paredes, vidrios, etc), estos fragmentos constituyen una de las mayores amenazas letales para las personas.

Imagen 11. Mapa de amenaza por conflicto armado municipio de Saravena



Fuente: Diagnóstico Urbano PBOT municipio de Saravena

Amenaza por contaminación ambiental. Se identificaron tres tipologías de amenaza asociada a la contaminación ambiental, estas tienen implicaciones en la salud humana y condiciona los procesos de urbanismo en las áreas de influencia de cada foco de contaminación.

Contaminación por polución producto de las actividades de explotación, cargue y depósito de las canteras cercanas al casco urbano, se identificaron cuatro canteras legalmente constituidas que cuentan con un plan de manejo ambiental en el desarrollo de sus actividades, y que requieren de un buffer o perímetro de protección ambiental que disminuya los efectos en la población de las partículas en suspensión generadas en las actividades propias del desarrollo minero.

Dentro de las disposiciones legales vigentes en materia de planeación urbana, los artículos 187, 188 y 192 del Decreto ley 2811 de julio de 1.974, consideran el factor ruido como afectación a la calidad ambiental para los usos urbanos y residenciales (Aeronáutica civil, 2009).

993

5. ESTUDIO GEOTÉCNICO

5.1. CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS

Para la clasificación y caracterización de los materiales extraídos de las exploraciones hechas en la zona de estudio se ejecutaron una serie de ensayos de laboratorio.

Los resultados de los ensayos realizados en campo y laboratorio, permiten determinar ciertos parámetros de comportamiento físico y mecánico, que luego bajo un modelo de comportamiento determinado indicarán la respuesta del suelo a las solicitaciones impuestas por las obras de infraestructura que se van a construir.

Los ensayos realizados se pueden clasificar en físicos y mecánicos, los primeros se emplean para clasificar el material y son ensayos cuyos resultados indican parámetros que definen ciertas propiedades como densidad, porosidad, entre otras. Estas propiedades permiten inferir la homogeneidad del depósito de suelos y en cierta medida su futuro comportamiento. Los ensayos mecánicos entregan parámetros numéricos que permiten conformar las ecuaciones de comportamiento de diferentes modelos constitutivos que modelan matemáticamente la respuesta del suelo.

5.1.1. La subrasante

Los suelos de subrasante de la zona están compuestos en su mayoría por depósitos de abanicos aluviales inferiores (Q1abi) estratificados de arenas limosas de granulometría fina y gravas limosas con arena y bloques tamaño máximo 4 pulgadas. La caracterización se realizó considerando los resultados de los ensayos presentados en la tabla 6.

Tabla 6. Resultado de ensayos de laboratorio suelos de subrasante

Sector	Apique No.	Mtra. No.	Litología	Hum. a la Prof.		L.L. %	I.P. %	Granulometría % pasa				Indice de grupo	Clasificacion		Nivel Freático	CBR		
				%	Mts			No. 4	No. 10	No. 40	No. 200		AASHTO	USC	Mts	CBR INALTERADO CBR %	CBR INALTERADO Exp %	PDC mm/golpe
CARRERA 16 ENTRE CALLES 19 Y 20	A-01	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
		1		9.64	0.20 - 0.70	-	-	100.00	100.00	61.88	38.74	1	A-4	SM	-	2.94	0.09	28.00
		2		5.66	0.70 - 1.50	-	-	47.10	45.48	37.39	23.42	0	A-1-b	GM	-	-	-	-
CARRERA 16 ENTRE CALLES 18 Y 19	A-02	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
		1		10.49	0.20 - 0.80	-	-	100.00	100.00	71.31	35.92	0	A-4	SM	-	3.09	0.08	29.60
		2		7.14	0.80 - 1.50	-	-	43.31	41.77	33.56	16.35	0	A-1-b	GM	-	-	-	-

Sector	Apique No.	Mtra. No.	Litología	Hum. a la Prof.		L.L. %	I.P. %	Granulometría % pasa				Indice de grupo	Clasificación		Nivel Freático	CBR		
				%	Mts			No. 4	No. 10	No. 40	No. 200		AASHTO	USC	Mts	CBR INALTERADO		PDC
																CBR %	Exp %	mm/golpe
CARRERA 16 ENTRE CALLES 17 Y 18	A-03	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-		-
		1		11.01	0.20 - 0.50	-	-	100.00	100.00	70.90	36.37	0	A-4	SM	-	3.16	0.09	25.00
		2		10.17	0.50 - 1.50	-	-	43.40	42.35	33.21	17.60	0	A-1-b	GM	-	-	-	-
CALLE 17 ENTRE CRAS. 16 Y 16A	A-04	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
		1		9.68	0.20 - 0.70	-	-	100.00	100.00	67.84	36.91	0	A-4	SM	-	2.50	0.10	29.20
		2		8.55	0.70 - 1.50	-	-	36.34	33.74	23.97	13.07	0	A-1-a	GM	-	-	-	-
CALLE 17 ENTRE CRAS. 15 Y 16	A-05	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
		1		8.78	0.20 - 1.50	-	-	31.72	29.07	22.58	12.66	0	A-1-a	GM	-	8.23	0.03	12.00
CALLE 17 ENTRE CRAS. 14 Y 15	A-06	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-		-
		1		8.39	0.20 - 1.50	-	-	35.32	32.63	23.80	12.83	0	A-1-a	GM	-	7.15	0.04	16.00
CALLE 17 ENTRE CRAS. 13 Y 14	A-07	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
		1		9.88	0.20 - 0.70	-	-	100.00	100.00	74.03	37.76	0	A-4	SM	-	2.87	0.10	28.00
		2		10.67	0.70 - 1.50	-	-	40.13	39.03	30.32	15.11	0	A-1-b	GM	-	-	-	-
CARRERA 14 ENTRE CALLES 17 Y 18	A-08	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
		1		9.55	0.20 - 0.70	-	-	100.00	100.00	69.98	35.54	0	A-4	SM	-	3.38	0.07	29.20
		2		8.25	0.70 - 1.50	-	-	38.30	34.01	25.35	14.49	0	A-1-a	GM	-	-	-	-
CARRERA 14 ENTRE CALLES 18 Y 19	A-09	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-		-
		1		11.95	0.20 - 0.60	-	-	100.00	100.00	71.97	36.64	0	A-4	SM	-	3.18	0.09	26.10
		2		10.24	0.60 - 1.50	-	-	37.62	36.32	27.30	13.80	0	A-1-a	GM	-	-	-	-
CARRERA 14 ENTRE CALLES 19 Y 20	A-10	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
		1		9.14	0.20 - 0.60	-	-	100.00	100.00	74.02	37.89	1	A-4	SM	-	2.79	0.11	28.60
		2		8.16	0.60 - 1.50	-	-	36.05	34.21	25.03	14.75	0	A-1-a	GM	-	-	-	-
CALLE 19 ENTRE CRAS. 13 Y 14	A-11	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
		1		10.39	0.20 - 0.70	-	-	100.00	100.00	72.32	37.07	0	A-4	SM	-	2.99	0.10	31.80
		2		9.20	0.70 - 1.50	-	-	38.94	36.31	28.14	16.10	0	A-1-b	GM	-	-	-	-

995

Sector	Apique No.	Mra. No.	Litología	Hum. a la Prof.		L.L. %	I.P. %	Granulometría % pasa				Indice de grupo	Clasificacion		Nivel Freático	CBR		
				%	Mts			No. 4	No. 10	No. 40	No. 200		AASHTO	USC	Mts	CBR INALTERADO CBR %	Exp %	PDC mm/golpe
CALLE 18 ENTRE CRAS. 13 Y 14	A-12	-		-	0.00 - 0.20	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-		-
		1		9.78	0.20 - 0.70	-	-	100.00	100.00	72.45	37.86	1	A-4	SM	-	3.23	0.09	28.00
		2		7.53	0.70 - 1.50	-	-	36.13	33.51	26.84	15.48	0	A-1-b	GM	-	-	-	-
CALLE 24 ENTRE CRAS. 17 Y 18	A-13	-		-	0.00 - 0.15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
		1		10.69	0.15 - 0.50	-	-	100.00	100.00	74.59	36.57	0	A-4	SM	-	3.04	0.08	27.30
		2		8.92	0.50 - 1.50	-	-	46.25	44.55	33.50	16.64	0	A-1-b	GM	-	-	-	-
CALLE 24 ENTRE CRAS. 17 Y 18	A-14	-		-	0.00 - 0.15	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-		-
		1		11.04	0.15 - 0.80	-	-	100.00	100.00	78.94	35.79	0	A-4	SM	-	2.65	0.11	30.00
		2		9.08	0.80 - 1.50	-	-	45.64	44.42	33.64	16.26	0	A-1-b	GM	-	-	-	-
SUBRASANTE		Mínimo		5.66	0.00 - 0.15	-	-	31.72	29.07	22.58	12.66	0	-	-	-	2.50	0.03	12.00
		Promedio		9.31	0.27 - 0.79	-	-	67.55	66.44	48.65	25.45	0	-	-	-	3.66	0.08	26.34
		Máximo		11.95	0.80 - 1.50	-	-	100.00	100.00	78.94	38.74	1	-	-	-	8.23	0.11	31.80
SUBRASANTE ARENO-LIMOSA		Mínimo		9.14	0.15 - 0.50	-	-	100.00	100.00	61.88	35.54	0			-	2.50	0.07	25.00
		Promedio		10.27	0.19 - 0.67	-	-	100.00	100.00	71.69	36.92	0	A-4	SM	-	2.99	0.09	28.40
		Máximo		11.95	0.20 - 0.80	-	-	100.00	100.00	78.94	38.74	1			-	3.38	0.11	31.80
SUBRASANTE GRAVO-LIMOSA		Mínimo		5.66	0.20 - 1.50	-	-	31.72	29.07	22.58	12.66	0				7.15	0.03	12.00
		Promedio		8.48	0.50 - 1.50	-	-	39.73	37.67	28.90	15.61	0	A-1-b	GM	-	7.69	0.04	14.00
		Máximo		10.67	0.80 - 1.50	-	-	47.10	45.48	37.39	23.42	0				8.23	0.04	16.00

Fuente: Propia

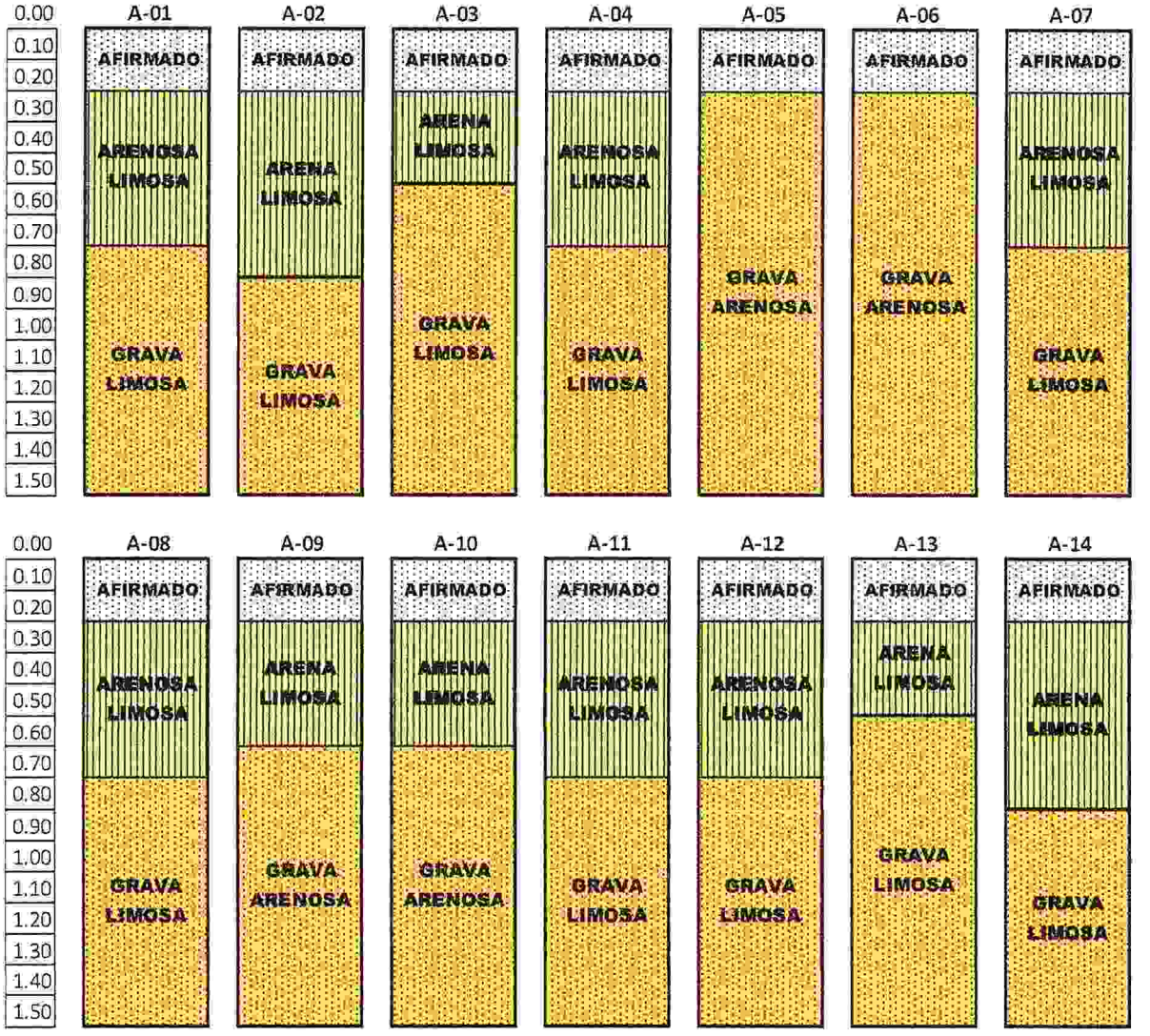
En general, en los suelos de subrasante hasta la profundidad explorada se encuentra en dos estratos, excluyendo la primera capa de 15 a 20 cm que corresponde al afirmado granular de las calles.

De 0.20 a 0.50/0.80 m de profundidad se encuentra un estrato de arena muy limosa de compacidad suelta y baja humedad. De 0.50/0.80 m a 1.50 m se encuentra un estrato conformado por grava en una matriz areno-limosa con cantos rodados de hasta 4 pulgadas de consistencia densa.

Para identificar el potencial expansivo de la subrasante, se debe conocer el tipo de suelo fino que se encuentra en su matriz. Por lo general los suelos más expansivos pertenecen a los grupos A-6 y A-7 (Clasificación AASHTO) o CH y MH (Clasificación Unificada), los cuales son suelos de alta plasticidad o alta compresibilidad.

996

Imagen 12. Perfiles de suelo encontrado en los apiques



Fuente: Propia

Con las propiedades índice de los suelos y mediante el uso de la tabla 7, se definió el potencial de expansión de los suelos.

Tabla 7. Correlación límites de consistencia vs potencial de expansión

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

Fuente: Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos para Vías con Bajos Volúmenes de Tránsito. INVIAS

0197

Tabla 8. Clasificación potencial de expansión para la subrasante

Parámetros	Valor máximo obtenido	Valores referencia	Potencial de expansión
LL %	-	< 50	Bajo
IP %	-	< 25	

Fuente: Propia

Conforme a la tabla 8 y los valores máximos allí presentados, y considerando que los suelos encontrados corresponden a arenas limosas, el potencial de expansión de la subrasante es Bajo. La metodología utilizada para el cálculo del potencial de expansión fue utilizando el rango de valores en los que se encuentre el límite líquido y el índice plástico de los suelos.

5.1.2. El subsuelo

El subsuelo de la zona está compuesto por arenas limosas y gravas limosas con arena y bloques hasta 6 pulgadas, identificados por la clasificación SUCS como SM y GM respectivamente.

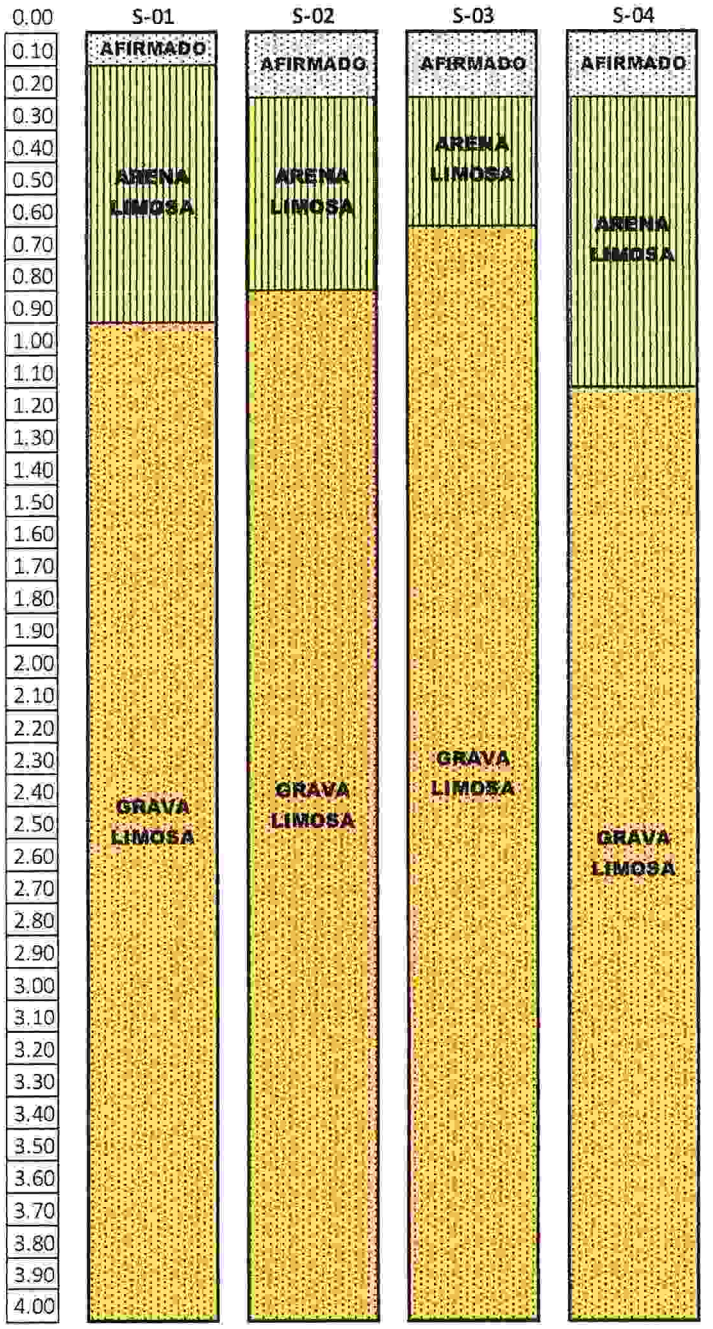
Tabla 9. Resultado de ensayos de laboratorio subsuelo de fundación

Sondeo	Muestra	Rango de muestreo (m)	Peso Unitario	Gravedad específica	Distribución granulométrica				Límites de plasticidad			Humedad		Clasificación de suelos		
					Grava	Arena	Limo	Arcilla	LL	LP	IP	Weq	Natural			
			Ton / m3	Gs	%	%	%	%	%	%	%	%	%	U.S.C.	AASHTO	Índice de grupo
S-01		0.00 - 0.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1	0.10 - 0.90	1.745	2.661	0.00	64.04	35.96	-	-	-	-	-	11.89	SM	A-4	0
	2	0.90 - 4.00	2.060	2.657	49.56	25.56	24.88	-	-	-	-	-	8.99	GM	A-1-b	0
S-02		0.00 - 0.16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1	0.16 - 0.80	1.805	2.662	0.00	61.01	38.99	-	-	-	-	-	10.09	SM	A-4	1
	2	0.80 - 4.00	2.088	2.655	59.60	24.02	16.38	-	-	-	-	-	8.57	GM	A-1-b	0
S-03		0.00 - 0.15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1	0.15 - 0.60	1.797	2.661	0.00	62.83	37.17	-	-	-	-	-	9.52	SM	A-4	0
	2	0.60 - 4.00	2.072	2.655	60.17	23.40	16.43	-	-	-	-	-	7.04	GM	A-1-b	0
S-04		0.00 - 0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1	0.20 - 1.10	1.782	2.661	0.00	63.53	36.47	-	-	-	-	-	12.56	SM	A-4	0
	2	1.10 - 4.00	2.102	2.655	61.44	23.24	15.32	-	-	-	-	-	9.07	GM	A-1-b	0
Mínimo			1.745	2.655	0.00	23.24	15.32	-	-	-	-	-	7.04	-	-	0
Promedio			1.931	2.658	28.85	43.45	27.70	-	-	-	-	-	9.72	-	-	0
Máximo			2.102	2.662	61.44	64.04	38.99	-	-	-	-	-	12.56	-	-	0
Promedio sobrecapa			1.782	2.661	0.00	62.85	37.15	-	-	-	-	-	11.02	SM	A-2-4	0
Promedio suelo de fundación			2.081	2.655	57.69	24.06	18.25	-	-	-	-	-	8.42	GM	A-1-b	0

Fuente: Propia

998

Imagen 13. Perfiles de suelo encontrado en los sondeos



Fuente: Propia

Para modelar el comportamiento mecánico del suelo de cimentación se realizan ensayos mecánicos de laboratorio que permiten evaluar parámetros numéricos que serán la base de los modelos de análisis de estabilidad. Estos ensayos se clasifican en dos grupos, el primero de ellos, pretende definir el comportamiento

resistente del suelo frente a diferentes niveles de esfuerzos, el segundo grupo indica el comportamiento deformacional del suelo también bajo diferentes niveles de carga.

Para definir la resistencia del suelo se ha recurrido en el desarrollo del presente estudio al Criterio de resistencia de falla de Mohr-Coulomb, el cual considera el aumento de la resistencia cuando crece el esfuerzo de confinamiento del material, debido a fenómenos de fricción y dilatancia que presentan las partículas constituyentes del suelo. Este criterio exige la definición de dos parámetros para la elaboración del modelo: ángulo de resistencia al corte, φ, y cohesión, C. Estos parámetros se evaluaron a partir de los golpes de avance en el ensayo SPT y del ensayo de corte directo sobre muestras remoldeadas.

A continuación, se presentan las características del ensayo SPT y la metodología propuesta por González (1998), para la determinación de los parámetros de resistencia

Ensayo normal de penetración, SPT. El muestreo de los suelos granulares con el toma muestras partido produce cambios intensos en su estructura original e imposibilita la correcta determinación de las propiedades mecánicas mediante pruebas de laboratorio. Para obviar esta dificultad se ha encontrado conveniente medir en forma sencilla el grado de compacidad del suelo en el sitio, al convertir el proceso de hincar el toma muestras en el terreno en un ensayo dinámico de penetración conocido como Ensayo Normal de Penetración, SPT.

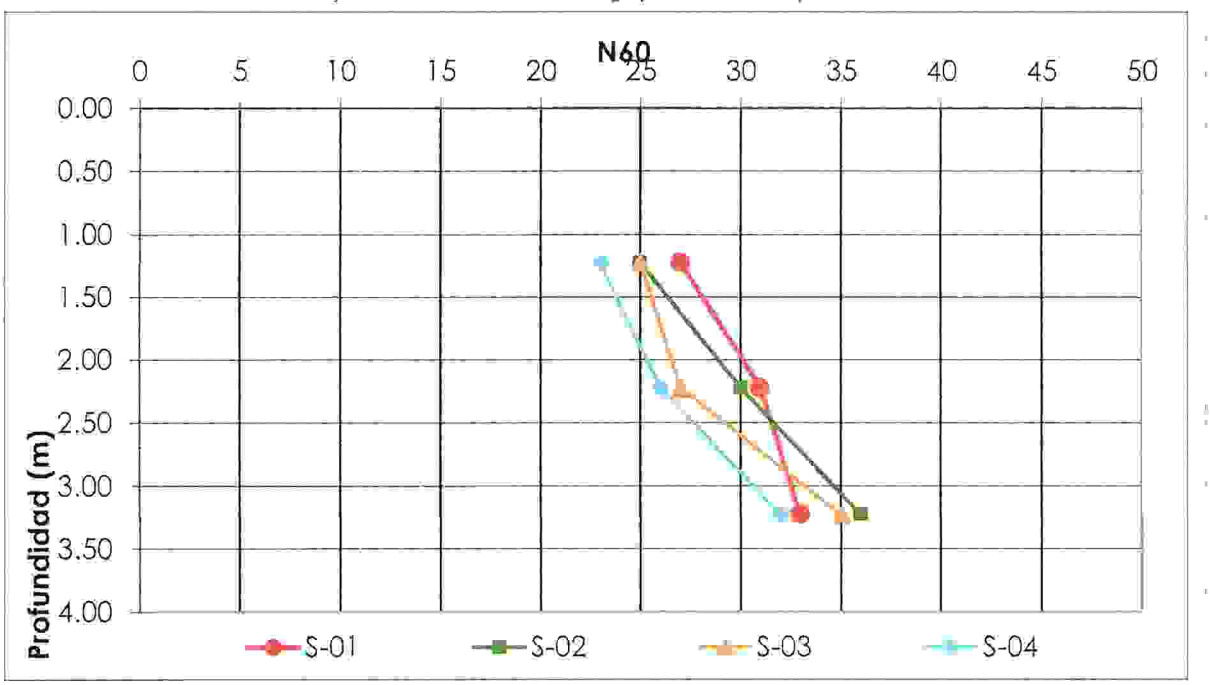
Suelo inalterado un toma muestras partido normalizado (Split spoon) en una distancia de 305 mm (1 Desde 1958 los procedimientos para su ejecución y los equipos usados fueron normalizados como la prueba ASTM D-1586. EL ensayo SPT es una prueba in-situ que se realiza en el fondo de una perforación; consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso de 63 kg (140 lb) y 762 mm (30 pg.) de altura de caída, necesarios para hincar en el pie).

No obstante, la aparente simplicidad del ensayo, incontables experiencias documentales indican una acentuada sensibilidad de los resultados a numerosos factores y variables involucrados en su ejecución.

En la imagen 12 se muestran los perfiles encontrados para el número de golpes, N, en el ensayo normal de penetración, SPT, para los sondeos realizados. Dichos ensayos se ejecutaron a partir de 1.00 m de profundidad. En general los valores del número de golpes encontrados en cada sondeo aumentan levemente con la profundidad.

1000

Gráfico 1. Curvas de número de golpes N en el ensayo de SPT



Fuente: Propia

El ensayo de penetración estándar (SPT) realizado en los barrenos manuales, permitió determinar los parámetros de resistencia de los suelos, tales como el ángulo de fricción interna y resistencia al corte no drenado (Su). La consistencia y densidad relativa de los suelos puede ser calificada de acuerdo con lo indicado por Terzaghi y Peck. En la tabla 10 se muestran los criterios de clasificación según el número de golpes por pie del ensayo de penetración estándar (NSPT).

Tabla 10. Criterios de clasificación según el número de golpes del ensayo de penetración estándar NSPT

Consistencia arcillas	N	Densidad relativa arenas y limos	N
Muy Blanda	< 2	Muy Suelta	< 4
Blanda	2 – 4	Suelta	4 – 10
Media	4 – 8	Media	10 – 30
Firme	8 – 15	Densa	30 – 50
Muy Firme	15 – 30	Muy Densa	> 50
Dura	> 30		

En la tabla 11 se presenta el resumen del número de golpes/pie para cada depósito de suelo encontrado en los sondeos.

1001

Tabla 11. Número de golpes/pie N_{campo}

Sondeo	Muestra	Profundidad Inicial (m.)	Profundidad Final (m.)	Profundidad Media (m.)	golpes/pie con puntaza			golpes/pie cuchara = puntaza/1.3			N_{CAMPO}
					1	2	3	1	2	3	
S-01	1	1.00	1.45	1.23	12	16	20	9	12	15	27
	2	2.00	2.45	2.23	15	18	22	12	14	17	31
	3	3.00	3.45	3.23	17	20	24	13	15	18	33
S-02	1	1.00	1.45	1.23	10	14	18	8	11	14	25
	2	2.00	2.45	2.23	12	17	22	9	13	17	30
	3	3.00	3.45	3.23	18	23	24	14	18	18	36
S-03	1	1.00	1.45	1.23	11	14	18	8	11	14	25
	2	2.00	2.45	2.23	13	16	20	10	12	15	27
	3	3.00	3.45	3.23	18	22	23	14	17	18	35
S-04	1	1.00	1.45	1.23	10	14	16	8	11	12	23
	2	2.00	2.45	2.23	12	16	18	9	12	14	26
	3	3.00	3.45	3.23	18	20	22	14	15	17	32

Fuente: Propia

Según los resultados de los ensayos de SPT para el perfil de diseño, los suelos encontrados son de densidad relativa MEDIA a DENSA.

Para determinar las características de expansión de los suelos encontrados, se utilizaron las propiedades índices de estos. Con estas propiedades y mediante el uso de la Tabla H. 9.1-1 de la NSR-10 se definió el potencial de expansión de los suelos.

Tabla 12. Clasificación de suelo expansivos según NSR-10

Potencial de expansión	Expansión Consolidómetro (%)	LL (%)	LC (%)	IP (%)	Particulas menores 1µ (%)	Expansión libre en probeta (%)
Muy Alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 - 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 - 20.	39 - 50	8 - 18.	12 - 34.	12 - 37.	50 – 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Fuente: Título H de la NSR-10

Tabla 13. Clasificación potencial de expansión para los valores máximos encontrados en todos los sondeos ejecutados

Parámetros	Valores máximos obtenidos	Valores referencia
LL %	0.00	< 39
IP %	0.00	< 20
Potencial de expansión		**BAJO**

Conforme a la tabla 13 y los valores allí presentados el potencial de expansión de los suelos es BAJO.

1002

5.1.3. Nivel de aguas freáticas

En los 4 sondeos y 14 apiques realizados y a las profundidades estudiadas (1.50 a 4.00 m), no se identificó la presencia de aguas freáticas.

5.1.4. Clasificación del suelo guía de trabajo seguro en excavaciones

La primera actividad a realizar para determinar si una excavación requiere un sistema de protección es conocer el tipo del suelo en el cual se está realizando la excavación. A continuación, se describen los tipos de suelos según la Guía de Trabajo Seguro en Excavaciones 2014 del Ministerio del Trabajo.

Los suelos encontrados en la exploración pueden ser clasificados como suelos granulares sin cohesión: Suelos Tipo B.

Tabla 14. Tipos de suelos

Tipo A	Tipo B	Tipo C
Es un suelo cohesivo con una resistencia a la compresión no confinada de 144 KPa o mayor. Tipo A, si: • El suelo está fisurado. • El suelo está sujeto a vibración de tráfico pesado, hincado de pilotes, efectos similares. • El suelo ha sido previamente perturbado. • Es suelo es parte de un talud, en un sistema de capas donde las capas llegan dentro de la excavación en una pendiente de 4 horizontal a 1 vertical (4H:1V) o mayor. • El suelo está sujeto a otros factores que podrían requerirlo para ser clasificado como un material menos inestable.	Es un suelo cohesivo con una resistencia a la compresión no confinada mayor a 48 KPa pero menor de 144 KPa, o: • Es un suelo granular sin cohesión incluyendo: grava angular (similar a roca partida), limo, margas limosas, margas arenosas y en algunos casos, margas arcillo limosas, y margas arcillo arenosos. • Suelos previamente perturbados, excepto aquellos que puedan ser clasificados como Tipo C. • Suelos que cumplan los requerimientos de resistencia a la compresión no confinada o de cementación para el tipo A, pero está fisurado o sometido a vibración. • Roca seca pero que no es estable. • Material que es parte de un talud, sistema de capas donde las capas entran a la excavación en una pendiente menos de 4H:1V, pero solamente si el material pueda ser clasificado como Tipo B.	Es suelo cohesivo con una resistencia a la compresión no confinada de 48 KPa o menos, o: • Suelo granular incluyendo gravilla, arena margas. • Suelo sumergido o suelo donde el agua está drenada de forma lenta. • Roca sumergida que no es estable. • Material en un talud, sistema de capas donde las capas entran en la excavación sobre un talud de 4H:1V o mayor

Fuente: Guía de trabajo seguro en excavaciones 2014. Ministerio del Trabajo.

1003

5.2. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE

En este numeral se presentan las metodologías y criterios de diseño empleados para el cálculo de la capacidad de soporte de la subrasante.

5.2.1. Ensayos de cono dinámico

El ensayo de cono dinámico es un método de campo para estimar el CBR de la sub-rasante de los materiales en campo. El uso de los valores de CBR obtenidos mediante este ensayo debe ser ajustado al tipo de suelo y las condiciones de humedad del sitio. Es un ensayo que proporciona datos sobre la consistencia del suelo, siendo en algunas ocasiones un ensayo rápido de buena aproximación al valor de soporte de los suelos en estado natural.

Los datos de PDC obtenidos en campo son un indicativo indirecto de la consistencia del suelo del sitio. El uso de estos resultados en el diseño de los pavimentos debe realizarse bajo buenas consideraciones y criterios de acuerdo al estado del suelo explorado.

Con la finalidad de establecer la homogeneidad de los suelos con respecto a su comportamiento mecánico se efectuaron quince pruebas con el penetrómetro dinámico de cono, obteniéndose el índice de penetración sobre las calles del proyecto a profundidades hasta 1.39 cm.

En la Tabla 15 se puede observar los valores del índice PDC obtenidos sobre los suelos de subrasante. Los reportes de los ensayos de penetración dinámica de cono sobre los suelos de subrasante donde se construirán los pavimentos se pueden observar en el anexo A-3 Ensayos de laboratorio del estudio de suelos.

Tabla 15. Valor del índice de penetración dinámica de cono (mm/golpe) de la subrasante

Apique	Sector	Coordenadas		Indice PDC (mm/golpe)	Rechazo (m)
		Latitud N	Longitud W		
A-01	Carrera 16 entre calles 19 y 20	6°57'3.81"N	71°52'25.56"O	28.00	0.90
A-02	Carrera 16 entre calles 18 y 19	6°57'1.40"N	71°52'24.41"O	29.60	1.00
A-03	Carrera 16 entre calles 17 y 18	6°56'58.35"N	71°52'22.25"O	25.00	0.60
A-04	Calle 17 entre carreras 16 y 16A	6°56'55.32"N	71°52'22.96"O	29.20	0.90
A-05	Calle 17 entre carreras 15 y 16	6°56'57.92"N	71°52'19.39"O	12.00	0.32
A-06	Calle 17 entre carreras 14 y 15	6°56'59.51"N	71°52'16.35"O	16.00	0.36
A-07	Calle 17 entre carreras 13 y 14	6°57'1.04"N	71°52'14.32"	28.00	0.90

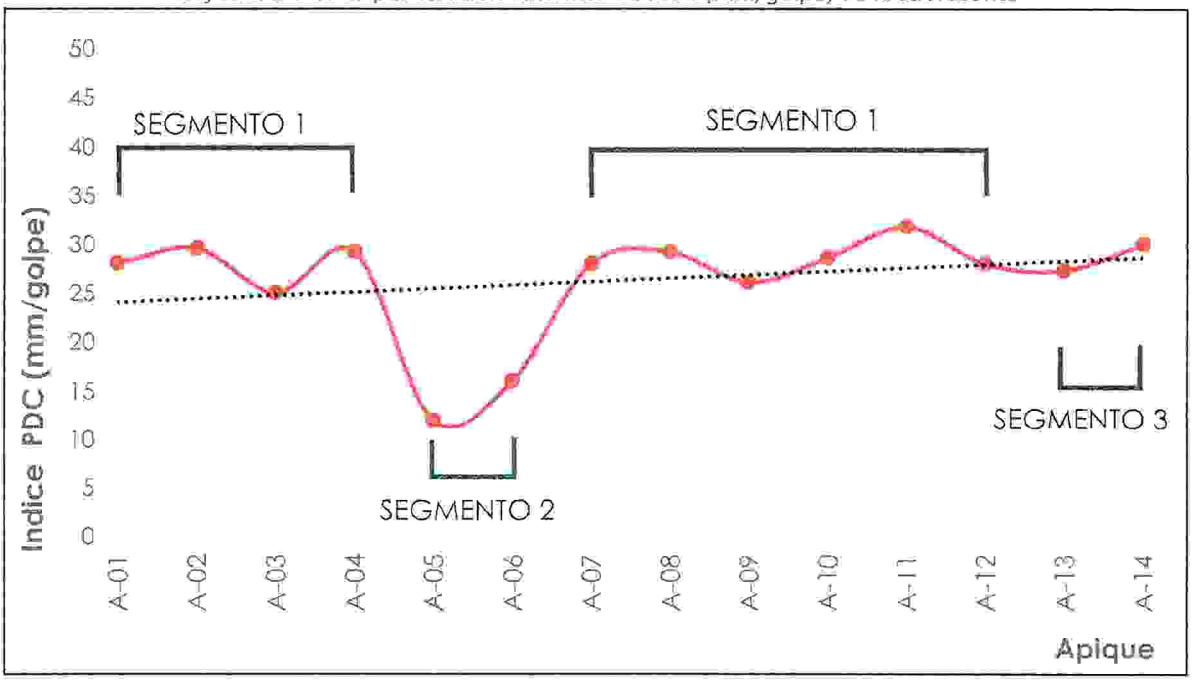
1004

Apique	Sector	Coordenadas		Indice PDC (mm/golpe)	Rechazo (m)
		Latitud N	Longitud W		
A-08	Carrera 14 entre calles 17 y 18	6°57'2.37"N	71°52'16.22"O	29.20	0.90
A-09	Carrera 14 entre calles 18 y 19	6°57'5.12"N	71°52'18.02"O	26.10	0.80
A-10	Carrera 14 entre calles 19 y 20	6°57'7.35"N	71°52'19.64"O	28.60	0.80
A-11	Calle 19 entre carreras 13 y 14	6°57'6.62"N	71°52'17.70"O	31.80	0.90
A-12	Calle 18 entre carreras 13 y 14	6°57'3.81"N	71°52'16.01"O	28.00	0.90
A-13	Calle 24 entre carreras 17 y 18	6°57'9.52"N	71°52'38.44"O	27.30	0.80
A-14	Calle 24 entre carreras 17 y 18	6°57'10.76"N	71°52'36.91"O	30.00	0.95

Fuente: Propia

Los resultados de los ensayos de penetración dinámica de cono efectuados a profundidades entre 0.20 m y 1.00 m arrojaron valores del índice PDC entre 15.90 y 33.00 mm/golpe, presentando rechazo entre 0.32 y 1.00 m de profundidad. Dichos ensayos nos permiten determinar dos segmentos homogéneos tipo A en la que la rasante del proyecto es sensiblemente paralela al afirmado existente, diferenciados por el rango de su resistencia a la penetración con un índice de penetración promedio de 26.34 mm/golpe y 14.00 mm/golpe y un tercer segmento por su equidistancia con un índice de penetración promedio de 28.65 mm/golpe.

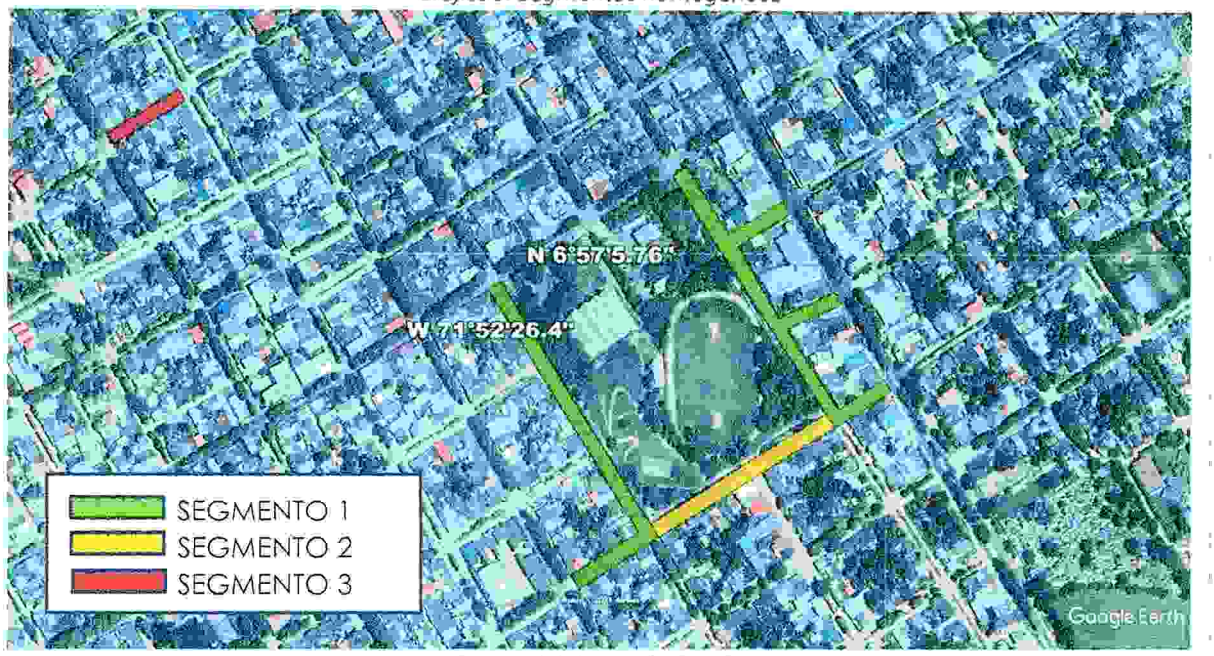
Gráfico 2. Índice de penetración dinámica de cono (mm/golpe) de la subrasante



Fuente: Propia

1065

Gráfico 3. Segmentos homogéneos



Fuente: Elaboración Propia

5.2.2. CBR sobre muestra inalterada

Teniendo en cuenta los resultados de ensayos de laboratorio, se realizó la caracterización de los materiales existentes a lo largo del perfil de suelo de las calles y con base en los ensayos de penetración CBR sobre muestras inalteradas y sumergidas, se determinaron los valores de la capacidad de soporte de la subrasante, según norma INV. E-148.

Tabla 16. Valores de CBR y expansión de la subrasante segmento 1

Apique	Clasificación del suelo		CBR (%)				Expansión (%)
	USC	AASHTO	Natural	Sumergido	CBR	Promedio	
A-01	SM	A-4	4.56	2.94	2.94	3.01	0.09
A-02	SM	A-4	4.70	3.09	3.09		0.08
A-03	SM	A-4	5.29	3.16	3.16		0.09
A-04	SM	A-4	3.82	2.50	2.50		0.10
A-07	SM	A-4	4.78	2.87	2.87		0.10
A-08	SM	A-4	5.95	3.38	3.38		0.07
A-09	SM	A-4	5.68	3.18	3.18		0.09
A-10	SM	A-4	3.97	2.79	2.79		0.11
A-11	SM	A-4	4.85	2.99	2.99		0.10
A-12	SM	A-4	4.85	3.23	3.23		0.09

Fuente: Propia

1006

Tabla 17. Valores de CBR y expansión de la subrasante segmento 2

Apique	Clasificación del suelo		CBR (%)				Expansión (%)
	USC	AASHTO	Natural	Sumergido	CBR	Promedio	
A-05	GM	A-1-a	10.29	8.23	8.23	7.69	0.03
A-06	GM	A-1-a	9.70	7.15	7.15		0.04

Fuente: Propia

Tabla 18. Valores de CBR y expansión de la subrasante segmento 3

Apique	Clasificación del suelo		CBR (%)				Expansión (%)
	USC	AASHTO	Natural	Sumergido	CBR	Promedio	
A-13	SM	A-4	4.51	3.04	3.04	2.85	0.08
A-14	SM	A-4	4.48	2.65	2.65		0.11

Fuente: Propia

5.2.3. CBR representativo de la subrasante

El criterio más difundido para la determinación de valores de la resistencia de diseño es el propuesto por el Instituto del Asfalto, el cual recomienda tomar un valor total, que el 60, el 75 o el 87.2% de los valores individuales sea igual o mayor que él, de acuerdo con el tránsito que se espera circule sobre el pavimento, como se muestra en la Tabla 19.

Tabla 19. Limites para la selección de la resistencia

Numero de ejes de 8.2 Toneladas en el carril de diseño (N)	Percentil a seleccionar para hallar la resistencia
<10^4	60
10^4 – 10^6	75
>10^6	87.5

Fuente: MS-1 Asphalt Institute, Thickness Dessing, 1981

Definidos los valores de CBR, determinados mediante penetración CBR de laboratorio en muestras inalteradas, se organizan los valores de menor a mayor por y analizarlos en conjunto para elegir un valor representativo de la capacidad de soporte de las unidades definitivas de diseño.

El procedimiento anterior se aplica para el Segmento 1, en donde tenemos más de dos valores de CBR.

Para los Segmentos 2 y 3, el CBR representativo de diseño será el promedio de los dos valores de CBR disponibles en cada uno de los segmentos.

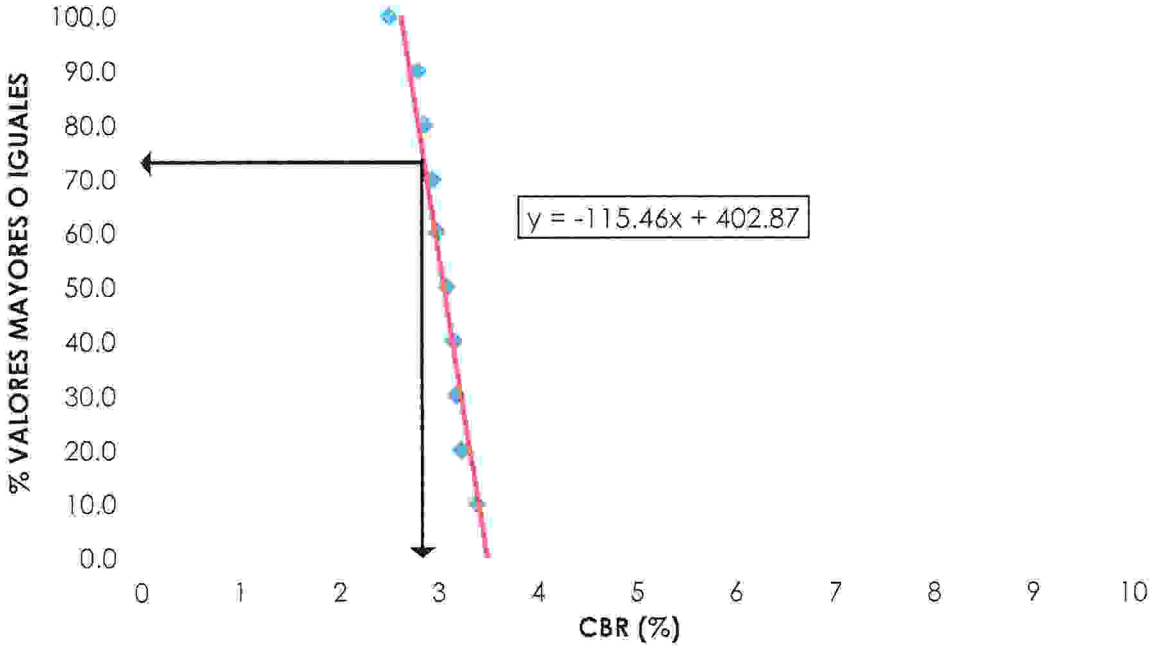
1007

Tabla 20. Valores de CBR ordenados Segmento 1

CBR (%)	Frecuencia	Número de valores mayores o iguales	% de valores iguales o mayores
2.50	1	10	100.0
2.79	1	9	90.0
2.87	1	8	80.0
2.94	1	7	70.0
2.99	1	6	60.0
3.09	1	5	50.0
3.16	1	4	40.0
3.18	1	3	30.0
3.23	1	2	20.0
3.38	1	1	10.0

Fuente: Propia

Gráfico 4. CBR representativo de la subrasante Segmento 1



Fuente: Propia

ECUACIÓN DE COMPORTAMIENTO	***Y=***	**-115.46**	***X ±***	**402.87**
PERCENTIL SELECCIONADO		**75%**		
CBR DE DISEÑO TRAMO 1		**2.84%**	**Mr(2555CBR$^{0.64}$)**	**4983 psi**

1008

Tabla 21. Categorías de la subrasante

Categoría	CBR (%)	COMPORTAMIENTO COMO SUBRASANTE
S1	CBR ≤ 3	Malo
S2	3 < CBR ≤ 5	Regular
S3	5 < CBR ≤ 10	Bueno
S4	CBR > 10	Muy Bueno

Fuente: MS-1 Asphalt Institute, Thickness Dessing, 1981

Tabla 22. Resumen CBR representativo de la subrasante

Sector	CBR (%)	MR (PSI)	Categoría
Segmento 1: Carrera 14 entre calles 17 y 20, Carrera 16 entre calles 17 y 20, Calle17 entre carreras 13 y 14, Calle 17 entre carreras 16 y 16A, Calle 18 entre carreras 13 y 14, Calle 19 entre carreras 13 y 14	2.84	4983	S1
Segmento 2: Calle 17 entre carreras 14 y 16	7.69	9427	S3
Segmento 3: Calle 24 entre carreras 17 y 18	2.85	49.89	S1

Fuente: Propia

5.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL SUBSUELO

5.3.1. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT

Se presenta un método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ', mediante el empleo de los datos de SPT (N en golpes/pie). Aunque el método provee valores estimados, se obtienen resultados razonables útiles iniciales, especialmente para materiales granulares o intermedios, siendo menos aproximados para materiales cohesivos.

El procedimiento para obtener valores aproximados de valores efectivos de resistencia c' y ϕ' con SPT es el siguiente:

a) Obtener el valor de N (golpes/pie) en campo, con la profundidad respectiva e identificar al tipo de suelo en el cual se hizo el ensayo. En el estrato de grava limosa se empleó una puntaza para lo cual el valor de N de la cuchara fue corregido, N(cuchara) = (1/1,3)N(puntaza).

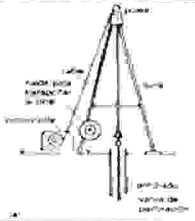
b) Colocar al ensayo la profundidad media entre las dos lecturas de golpes que se usen.

Tabla 23. Cálculo de parámetros de resistencia a partir del ensayo de SPT

La determinación de los párametros de resistencia, se basa en las siguientes expresiones matemáticas:

$$\sigma = \sum_{i=0}^{n} \gamma_i Z_i \qquad \mu = \gamma_W * Z_W \qquad \sigma' = \sigma - \mu \qquad RS = \frac{\sigma'}{Pa}$$

$$Ncor = N * Cn \qquad \phi_{eq}' = 15 + (12.5Ncor)^{0.5} \qquad \tau = \tan\left(\phi_{eq}'\right)\sigma' \qquad Cn = 1 - K Log RS$$



σ = Esfuerzo vertical normal
γ_i = Peso unitario en el nivel i
Z_i = Profundidad del nivel i
Ncor = Número de golpes corregido
N = Número de golpes en campo
Cn = Factor de corrección

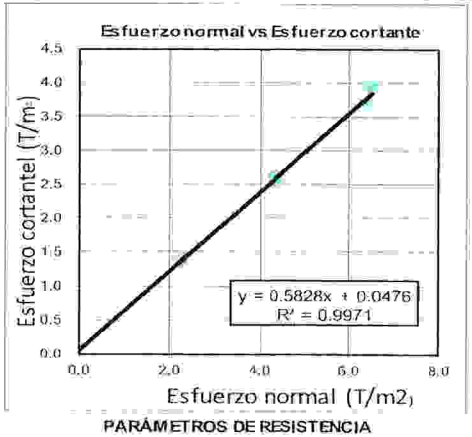
μ = Presión del agua intersticial
γ_W = Peso unitario del agua
Z_W = Profundidad
ϕ_{eq} = ángulo de resistencia al corte
Ncor = Número de golpes corregido

σ' = Esfuerzo vertical efectivo
σ = Esfuerzo vertical normal
μ = Presión del agua intersticial
σ = Esfuerzo cortante
ϕ_{eq} = ángulo de resistencia al corte
σ' = Esfuerzo vertical efectivo

RS = Parámetro adimensional
σ' = Esfuerzo vertical efectivo
Pa = Presion atmosférica
Cn = Factor de corrección
K = Constante del modelo
RS = Parametro adimensional

Altura sobre nivel del mar: 222 m
Presión atmosférica : 10.08 T/m²

PARÁMETROS DE RESISTENCIA



PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Pendiente	m = 0.5828	
Ángulo de resistencia al corte	ϕ =	0.53 rad
	ϕ =	30.2 °
Cohesión	C =	0.05 kg/cm²

Sondeo	Muestra	SPT N1	SPT N2	SPT N3	SPT N	Prof. m	Nivel piezométrico m	σ T/m²	μ T/m²	σ' T/m²	SPTcorregido RS	SPTcorregido Cn	SPTcorregido Ncor	ϕ_{eq}.	σ' T/m²	τ T/m²
S-01	1	9	12	15	27	1.23		2.24	0.00	2.24	0.22	1.92	23	31.96	2.24	1.40
S-01	2	12	14	17	31	2.23		4.30	0.00	4.30	0.43	1.52	21	31.20	4.30	2.60
S-01	3	13	15	18	33	3.23		6.36	0.00	6.36	0.63	1.28	19	30.41	6.36	3.73
S-02	1	8	11	14	25	1.23		2.33	0.00	2.33	0.23	1.90	21	31.20	2.33	1.41
S-02	2	9	13	17	30	2.23		4.42	0.00	4.42	0.44	1.51	20	30.81	4.42	2.64
S-02	3	14	18	18	36	3.23		6.51	0.00	6.51	0.65	1.27	21	31.20	6.51	3.94
S-03	1	8	11	14	25	1.23		2.37	0.00	2.37	0.24	1.89	21	31.20	2.37	1.44
S-03	2	10	12	15	27	2.23		4.45	0.00	4.45	0.44	1.50	18	30.00	4.45	2.57
S-03	3	14	17	18	35	3.23		6.52	0.00	6.52	0.65	1.27	20	30.81	6.52	3.89
S-04	1	8	11	12	23	1.23		2.25	0.00	2.25	0.22	1.92	20	30.81	2.25	1.34
S-04	2	9	12	14	26	2.23		4.36	0.00	4.36	0.43	1.51	18	30.00	4.36	2.52
S-04	3	14	15	17	32	3.23		6.46	0.00	6.46	0.64	1.27	18	30.00	6.46	3.73

Fuente: Propia

1010

c) Obtener o estimar el valor del peso unitario total de la muestra, preferentemente en el sitio. Esta se puede obtener de la muestra de la cuchara perdida, pero corrigiendo el área por la compresión que sufre la muestra al entrar al muestreador.

d) Obtener lo más fiablemente posible la posición del nivel piezométrico.

e) Calcular el valor de los esfuerzos totales (σ), la presión de poros (uw) y los esfuerzos efectivos ($\sigma' = \sigma - uw$) para toda la columna de ensayo. Hay que tener en cuenta que el material puede estar saturado y la presión de poros puede ser negativa hasta la altura de capilaridad.

f) El valor de N45 para Colombia se corrige por confinamiento con la formulación de Cn de Seedldriss (Marcuson), teniendo cuidado que $Cn \leq 2$.

g) Se obtiene el valor de $\phi eq'$ con la fórmula de Kishida.

h) Se calcula el valor de $\tau = \sigma' \times \tan(\phi eq')$.

i) Se agrupan los valores de τ y σ' por tipos de materiales.

j) Se hace la regresión τ vs σ' para cada tipo de material y se obtienen c' y $\tan\phi'$. Si en la regresión resulta $c' < 0$, se obliga a la regresión a pasar por cero.

k) Se puede obtener el ϕ' mínimo de cada material haciendo ϕ' mínimo = $\phi eq'$ mínimo

l) Se colocan los resultados en un diagrama c' - $\tan\phi'$ y si son materiales del mismo origen geológico, los puntos normalmente se alinean en forma aproximada.

La Tabla 24 resume los parámetros de diseño para los suelos explorados.

Tabla 24. Resumen parámetros de resistencia a partir del ensayo de SPT

Estrato	Prof. [m]	Φ [°]	Cu (kg/cm2)
Grava limosa con arena color amarillo	1.00 – 4.00	30.2°	0.05

Fuente: Propia

5.3.2. Parámetros de resistencia a partir del ensayo de corte directo

Se realizaron ensayos de corte directo drenado sobre muestras remoldeadas de los suelos del sondeo S-01, encontrados a una profundidad entre 1.30 m y 4.00 m, a humedad de saturación, obteniéndose resultados del ángulo de fricción interna (ϕ) de 33.3°.

101

Tabla 25. Parámetros de resistencia al corte drenado

Sondeo	Prof. [m]	ϕ	C [kg/cm²]	USC
S-01	0.90 – 4.00	33.3°	0.07	GM

Fuente: Propia

5.3.3. Compresibilidad de los suelos

Debido a que el comportamiento mecánico del subsuelo del lugar está afectado principalmente por fricción interna, los asentamientos serán de tipo elástico y se calcularán por el método semi-empírico de Schmertman:

$$S_e = C_1 C_2 \, \Delta q \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i \qquad C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_{zo}}{\Delta q} \right) \geq 0.5$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \, log_{10}(10 \; t) \qquad I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{zp}}}$$

Donde:

C1= factor de corrección por profundidad

σ´zo = esfuerzo efectivo en el nivel de apoyo

Δq = esfuerzo neto de la cimentación, es igual a la presión sobre el cimiento (q) menos el esfuerzo efectivo en el nivel de apoyo; Δq = q - σ´zo

C2= factor de influencia para considerar efectos a largo plazo de tipo creep (fluencia lenta) o presencia de capas delgadas de suelos finos. Por lo general se toma como 1.0 en suelos granulares.

t =periodo de tiempo en años.

Δzi = espesor de la capa i en consideración

E = módulo de deformación promedio del suelo en la capa i.

Iz = factor de influencia para la capa i , tomado de la distribución de la figura 51.

Izp = valor máximo del valor de influencia Iz , a la profundidad mostrada en el figura 51.

σ´zp = esfuerzo efectivo en la profundidad donde ocurre el valor máximo del factor de influencia Izp

z = profundidad relativa bajo el nivel del apoyo.

1012

5.3.4. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad Es se obtuvo a partir del número de golpes del ensayo de penetración estándar, tal como se presenta en la tabla 26.

Tabla 26. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young Es en diferentes tipos de suelo a partir del ensayo de SPT.

TIPO DE SUELO	CORRELACIÓN (E_s en kPa)	REFERENCIA
Gravas	600(N+6) N ≤ 15 600(N+6)+2000 N > 15	Bowles, 1996
Arenas saturadas	250(N+15)	Bowles, 1996
Arenas limosas	1800+270N N ≤ 15 7740+135N N > 15	Ten et al, 1991
Arenas arcillosas	320(N+15)	Bowles, 1996
Limos	300(N+6)	Bowles, 1996
Arcillas	$E = 130*C_u$	Butler, 1974

En la tabla 27 se presentan los valores de rigidez obtenidos para los materiales presentes en cada una de los sondeos.

Tabla 27. Módulo de Young estimado para los suelos encontrados

Perfil	Material	N60	E [MPa]
1.00 – 4.00	Grava limosa	20	17.60

Fuente: Propia

Los valores de módulo de elasticidad de los materiales del perfil de diseño corresponden a la correlación para gravas.

5.4. ASPECTOS SÍSMICOS Y CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS

5.4.1. Perfil de los suelos

Para la clasificación del perfil del suelo se utilizó el promedio de los golpes SPT desde el primer metro de profundidad, obteniéndose:

Tabla 28. Promedio de SPT a lo largo de las exploraciones.

Perfil	$\overline{N_{spt}}$
Perfil de diseño	20

Fuente: Propia

1013

Tabla 29. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)

Fuente: Tabla A.2.4-2 NSR-10

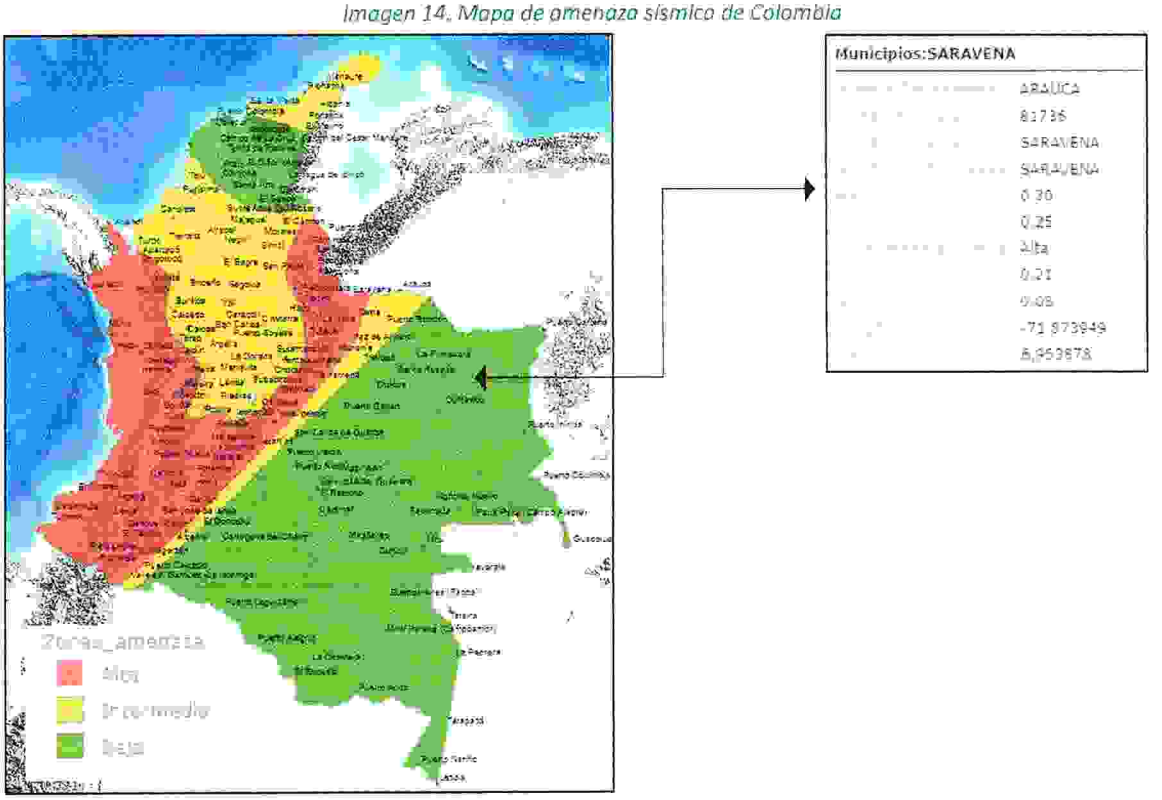
De acuerdo con las características predominantes de los perfiles, los suelos se sitúan en un Tipo D (15<N<15).

Coeficiente de importancia: I = 1.5 (Edificaciones indispensables) Grupo IV.

5.4.2. Clasificación de la amenaza sísmica

De acuerdo a la NSR (Normas Sismo Resistentes Colombianas 2010) título A, El municipio de Saravena – Arauca, pertenece a una zona de amenaza sísmica Alta, en la imagen 14 se observa la ubicación del municipio de Saravena en el mapa de amenaza sísmica de Colombia.

Imagen 14. Mapa de amenaza sísmica de Colombia



Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

1014

5.4.3. Determinación de parámetros sísmicos

De acuerdo a la NSR – 10, el tipo de clasificación del suelo y la zona de amenaza sísmica, se concluye que los parámetros símicos que caracterizan esta son:

Tabla 30. Parámetros sísmicos

Aa	0.30
Av	0.25
Fa	1.2
Fv	1.9
Ae	0.21
Ad	0.08

Donde:

Aa: Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.
Av: Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.
Fa: Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debido a los efectos de sitio, adimensional.
Fv: Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
Ae: Es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
Ad: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño.

5.4.4. Análisis de licuación de los suelos

Las arenas mal gradadas y las arenas limpias presentan mayor susceptibilidad a ser licuadas, a medida que el porcentaje de contenido de finos de un suelo aumente, disminuye la susceptibilidad: "Cuando contenido de finos excede cierto porcentaje (aproximadamente 20-30%), el comportamiento del suelo es completamente gobernado por el contacto entre finos" (Chu, et al., 2002), es decir no son susceptibles a licuación.

Los suelos que presentan mayor susceptibilidad a la licuación son los que tienen bajas densidades, ya que hay una mayor cantidad de espacios vacíos que permitirían la reacomodación de las partículas de suelo cuando tiende a densificarse, producto de la aplicación de una carga. Un mismo material puede no ser susceptible a la licuación en estado denso, pero en estado suelto puede licuarse bajo la aplicación de una carga cíclica o estática. Materiales con valores altos de densidad relativa presentan menor susceptibilidad a la licuación que materiales con valores menores, los cuales pueden desarrollar altas presiones de poros bajo la aplicación de cargas, produciéndose altos valores de deformación en el suelo.

1015

La presencia de agua en el suelo es fundamental para que ocurra el fenómeno de licuación ya que el aumento en la presión de poros del suelo, producido por la aplicación de una carga cíclica o estática, es el detonante en la ocurrencia de este fenómeno.

En los perfiles de suelo registrados, se encontraron depósitos de gravas limosas con arena con cantos rodados de compacidad media a densa. Teniendo en cuenta que el nivel freático se encuentra por debajo de los 12 m, se concluye que los suelos NO son licuables, por lo tanto, no se esperan que ocurran deformaciones por licuación.

5.5. CAPACIDAD PORTANTE

En este capítulo se realiza una evaluación de las condiciones de soporte del suelo y el cálculo de la capacidad portante para las obras de este proyecto.

5.5.1. Generalidades

Se define capacidad admisible para una cimentación como: "el menor valor entre la capacidad calculada a partir de la resistencia ante falla, reducida por el factor de seguridad, y la que produzca asentamientos inferiores a los permitidos. Esta capacidad debe ser claramente establecida en los estudios geotécnicos. Después de conocer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman la zona geotécnica encontrada mediante la exploración realizada se procede a determinar la capacidad de carga y el nivel de deformaciones que se pueden presentar debido a las cargas impuestas, se establece ahora el nivel de cimentación para entrar a valorar la capacidad portante. Para el sitio de estudio se determinarán las capacidades portantes del suelo a diferentes profundidades.

5.5.2. Nivel y sistema de cimentación

El nivel de la cimentación debe quedar a una profundidad tal que se garantice una resistencia adecuada del suelo y que presente deformaciones inmediatas y por consolidación tolerable para el tipo de proyecto y las cargas que se impondrán.

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR 10, en el numeral H4.6 – Profundidad de cimentación, establece para la profundidad de cimentación:

(a) La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.

1016

(b) En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos.

(c) Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización.

Según las condiciones encontradas en el sitio de estudio y las estructuras a construir (pozos de inspección y tubería de alcantarillado) las cargas se desplantarán a una profundidad mínima de 1.40 m.

5.5.3. Cimentación superficial

De acuerdo a la zona geotécnica encontrada y definida, se hace la evaluación de la capacidad de carga con las expresiones de cimentaciones de manera que se pueda establecer un perfil de capacidad de carga. Es necesario mencionar que para aplicar los valores de carga a áreas resultantes es indispensable comprobar que los materiales existentes son los reportados en el estudio realizado. La capacidad de soporte del suelo quien modificó la ecuación general de carga para cimientos circulares.

5.5.4. Cálculo de capacidad portante

En este literal se procederá a realizar los diferentes cálculos de capacidad portante que apliquen a este proyecto, adicionalmente se presentaran las metodologías y expresiones matemáticas que se emplearan para el desarrollo y obtención de dichos cálculos.

Siendo más conservadores, se escogió el parámetro ϕ determinado mediante correlación de la prueba de SPT (ϕ=30.4°), para determinar la capacidad de soporte del suelo de fundación, resultando un margen de seguridad superior al obtener valores menores que los calculados con el ensayo de corte de directo sobre muestras remoldeadas.

Ecuaciones de capacidad portante utilizadas en el análisis:

Ecuación general de capacidad portante para suelo con fricción y cohesión ($\phi \neq 0$, $c \neq 0$), TERZAGHI.

$$q_{ult} = c\, N_c\, s_c + q\, N_q + \tfrac{1}{2}\, \gamma\, B\, N_\gamma\, s_\gamma$$

$$N_q = \frac{e^{(1.5\pi - \phi)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} \qquad N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right) \qquad N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

1017

Dónde:
c: cohesión del suelo o resistencia al corte no drenado (su).
B: ancho, menor dimensión del cimiento, para cimiento circular diámetro.
γ: peso unitario del suelo de fundación
q = γD: esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación. D=profundidad de desplante, γ peso unitario del suelo por encima de la profundidad de desplante.
Nc, Nq, Nγ: factores de capacidad de carga
sc, sγ: factores de corrección de la forma del cimiento
sc = 1+0.3 B/L; cuando L=continuo sc=1.0
sγ = 1-0.2 B/L; cuando L=continuo sγ=1.0
sc = 1.3 sγ = 0.6 para cimientos circulares

Cálculos de capacidad de carga admisible de los suelos de fundación ("perfil de diseño"):

La capacidad de carga nominal del suelo fue evaluada utilizando análisis de esfuerzos totales y parámetros de resistencia obtenidos mediante correlaciones del ensayo de SPT, siendo estos resultados los más confiables, y considerando el máximo nivel freático esperado durante la vida útil de la estructura.

Tabla 31. Capacidad portante admisible

SUELO NATURAL
Propiedades del suelo

Ángulo de resistencia al corte	ϕ =	30.20 °			
	ϕ =	0.53 rad	N.F.=	12.00	m
Cohesión	C =	0.00 T/m^2	γ_{sat} =	2.20	T/m^3
Peso unitario de la sobrecapa	γ_b =	1.782 T/m^3	$\gamma\omega$ =	1.00	T/m^3
Peso unitario suelo fundación	γ =	2.081 T/m^3	γ' =	1.20	T/m^3

Factores de Capacidad Portante	
Nc =	30.63
Nq =	18.82
Nγ =	23.08

H estrato	H= 4 m
FS	3

Cálculo de Capacidad Portante del Suelo para cimientos superficiales

Df	B	B/L	L	B'/L'	L'	sc	sγ	CASO	q	γ	σ_u (T/m^2)	σ_a (T/m^2)	σ_n (T/m^2)	Qmax (T)
1.20	0.70	--	--	--		1.000	1.000	caso 3	2.14	1.782	54.65	52.51	17.50	-
	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.300	0.600	caso 3	2.14	2.081	51.78	49.64	16.55	33.27
1.40	0.70	--	--	--	--	1.000	1.000	caso 3	2.49	2.081	63.77	61.28	20.43	-
	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.300	0.600	caso 3	2.49	2.081	58.49	55.99	18.66	37.53
1.60	0.70	--	--	--	--	1.000	1.000	caso 3	2.85	2.081	70.48	67.63	22.54	-
	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.300	0.600	caso 3	2.85	2.081	65.20	62.35	20.78	41.78
2.00	0.70	--	--	--	--	1.000	1.000	caso 3	3.56	2.081	83.90	80.33	26.78	-
	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.300	0.600	caso 3	3.56	2.081	78.62	75.05	25.02	50.30

1018

Se puede observar que la capacidad portante en el estrato portante a 1.40 m de profundidad obtenida para un cimiento circular con radio B = 0.80 es de 18.66 Ton/m², y para un cimiento continuo de 0.70 m de ancho a 1.20 m profundidad de 17.50 Ton/m².

5.6. ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA CIMENTACIÓN DE TUBERÍAS

A partir de los resultados de los trabajos de campo y laboratorio se procedió al análisis de las muestras obtenidas, estableciendo los parámetros requeridos para el diseño de la cimentación de las redes de alcantarillado, determinando las capacidades portantes admisibles, asentamientos y empujes laterales sobre las paredes de la excavación para el diseño de las estructuras provisionales que faciliten y aseguren la instalación de la tubería.

Las excavaciones en zanja se realizan principalmente para la construcción o reparación de ductos para servicios públicos, acueductos, alcantarillados, etc.

Para las excavaciones en zanja se debe tener en cuenta:

- La estabilidad de la zanja propiamente dicha.
- Evitar los efectos adversos sobre las construcciones y áreas aledañas.

Elementos a tener en cuenta:

- Diseño de la zanja.
- Entibado.
- Drenaje.
- Protección de ductos y estructuras.
- Manejo del tránsito (movilidad).

5.6.1. Clasificación de las excavaciones

Excavaciones de menos de 6 metros de profundidad: Las excavaciones de menos de 6 metros de profundidad se pueden realizar construyendo un talud de acuerdo al tipo de suelo o utilizando entibados de madera, aluminio o metálicos.

Los entibados estándar (sin diseño específico) se permiten para este tipo de excavaciones.

1019

Las excavaciones con profundidades superiores a 1.25 m, deben disponer de sistemas de contención de tierras, entibaciones, de protección y rescate de los trabajadores

Excavaciones de más de 6 metros de profundidad: Toda excavación de más de 6 metros de profundidad deberá ser diseñada por un profesional competente.

5.6.2. Excavaciones a ejecutar en el proyecto

En las actividades constructivas del alcantarillado sanitario se construirán colectores y acometidas domiciliarias entre 1.20 m y 2.00 m de profundidad, con diámetros de 160 mm para acometidas domiciliarias y de 200 mm para los colectores principales y segundarios.

Instalación: Como tubería enterrada en zanja.

Condiciones de apoyo: Directamente sobre el terreno natural en fondo de zanja.

Ancho de las zanjas: El ancho mínimo de zanja según la ficha técnica de la tubería debe ser 1.25 veces el diámetro exterior de la tubería más 30 cm o el diámetro exterior de la tubería más 40 cm.

Tabla 32. Ancho mínimo de zanja

Diámetro tubería mm	Ancho mínimo de zanja en m	
	1.25 D + 0.30	D + 0.40
160	0.50	0.56
200	0.55	0.60

Fuente: Ficha Técnica Alcantarillado. Grupo Gerfor

El ancho mínimo de zanja aconsejable hasta la altura de la clave exterior de la tubería debe ser tal que permita la compactación apropiada del relleno a cada lado de la tubería y la movilización del personal que realiza la instalación, éste ancho en ningún caso debe ser menor de 0.70 m. Si al aplicar las expresiones anteriores, el valor resultante es menor a 0.70 m, el ancho de la zanja debe ser 0.70 m.

Las paredes de las zanjas deben hacerse equidistantes del eje de instalación de la tubería, de tal forma que se mantengan verticales. Si debido a la profundidad de las excavaciones o el tipo de material encontrado se requiere conformar taludes, la verticalidad de las paredes no se puede variar hasta no superar los 0.30 m por encima de la clave de la tubería que se va a instalar, o la altura necesaria para mantener la condición de zanja, a partir de este punto se debe excavar en talud

El ancho de las excavaciones se debe incrementar cuando se requiera entibado.

1020

Tabla 33. Ancho mínimo de zanja recomendado para instalación de entibados

Diámetro tubería mm	Ancho mínimo de zanja en m			
	1.25 D + 0.30	D +0.40	Recomendado	Con entibado
160	0.50	0.56	0.70	1.20
200	0.55	0.60	0.70	1.20

Fuente: Propia

Profundidad de las zanjas: Si para la excavación de zanjas se emplea equipo mecánico, estas deben realizarse hasta 0.20 m por encima de la profundidad indicada en los planos, y el resto se debe realizar manualmente, de tal forma que se presente un apoyo continuo en la totalidad del área del tubo en contacto con el suelo de fundación, incluyendo las campanas, para garantizar que la distribución de esfuerzos sea uniforme en la superficie de apoyo del tubo evitando que éste quede sometido a esfuerzos de flexión.

La profundidad de las redes especificada en los diseños oscila entre 1.20 m y 2.00 m.

5.6.3. Análisis de cimentación para tuberías de alcantarillado

Para las redes de alcantarillado se emplearán tuberías de pared estructural de PVC, con superficie interior lisa y exterior corrugada (PVC rígido) de 6" a 8" de diámetro.

Tabla 34. Características geométricas tubería de alcantarillado

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Exterior (m)	Diámetro Interior (m)	Masa por metro (kg)	Longitud
200	0.200	0.182	2.66	6
160	0.160	0.145	1.84	6

Fuente: Propia

Condiciones de instalación:

Profundidad mínima de clave para tuberías de alcantarillado: 1.20 m.

Instalación: Como tubería enterrada en zanja.

Condiciones de apoyo: Directamente sobre el terreno natural en fondo de zanja.

Se diseñará la cimentación tanto para tramos en vías como para tramos fuera de vías donde no existan cargas provenientes de estructuras ni vehículos.

1021

Análisis de cargas: Se consideran las cargas que actúan sobre la tubería proveniente de los siguientes elementos: Peso propio de la tubería, cargas del material de relleno de la zanja, cargas hidráulicas.

Cargas vivas: Se consideran las cargas que actúan sobre las tuberías, provenientes de cargas móviles tales como tráfico vehicular, compactadores, acciones producidas por hincado de la tubería o provenientes de la construcción.

Tabla 35. Carga total aplicada sobre el terreno

SECTOR	SONDEO	PROFUNDIDAD	HUMEDAD NATURAL	P. UNITARIO HUMEDO	Capacidad Admisible (qa)	DIAMETRO			MASA POR M.	PROFUNDIDAD DESPLANTE	ANCHO ZANJA	CARGA TOTAL APLICADA
			%	Ton / m3	Ton / m2	Nomina Pulg	Exterio m	Interior m	kg	m	m	Ton / m2
VÍAS URBANAS	S-01	0.00 - 0.90	11.89	1.75	18.66	8	0.200	0.182	2.66	1.40	0.70	1.74
		0.90 - 4.00	8.99	2.06	26.78	8	0.200	0.182	2.66	2.00	0.70	2.91
	S-02	0.00 - 0.80	10.09	1.81	18.66	8	0.200	0.182	2.66	1.40	0.70	1.80
		0.80 - 4.00	8.57	2.09	26.78	8	0.200	0.182	2.66	2.00	0.70	2.95
	S-03	0.00 - 0.60	9.52	1.80	18.66	8	0.200	0.182	2.66	1.40	0.70	1.79
		0.60 - 4.00	7.04	2.07	26.78	8	0.200	0.182	2.66	2.00	0.70	2.93
	S-04	0.00 - 1.10	12.56	1.78	18.66	8	0.200	0.182	2.66	1.40	0.70	1.78
		1.10 - 4.00	9.07	2.10	26.78	8	0.200	0.182	2.66	2.00	0.70	2.97

Fuente: Propia

Las cargas transmitidas por las redes de alcantarillado son mínimas y no generan ningún riesgo de inestabilidad al suelo de fundación.

1022

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Del análisis efectuado en el presente Informe Técnico, en base a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, perfiles estratigráficos obtenidos y al conocimiento de los suelos encontrados, se concluye:

- El Estudio Geológico y Geotécnico con fines de cimentación para la "CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA", se llevó a cabo en los barrios Cochise, Gaitán, Seis de Octubre y Galán del casco urbano del Municipio de Saravena.
- El casco urbano del municipio de Saravena se encuentra implantado sobre depósitos sedimentarios de edad cuaternaria, de paleo ambientes y ambientes actuales de dominio fluvial, los rasgos morfológicos, planos están relacionados con su evolución y génesis, hay un claro control estructural limitados por dos fallas geológicas que sirven de limite litológico condición que le imprime rasgos al terreno en cuanto al poder de infiltración y resistencia a la erosión, fundamentales en los procesos de circulación hidráulica natural, es importante mencionar que los procesos urbanísticos han modificado las condiciones de la superficie del terreno lo que tiene gran incidencia en los procesos de inundación identificados en los escenarios de riesgo.
- En el área de estudio se identificó una unidad geológica correspondiente a Depósitos de Abanicos Aluviales Inferiores (Q1abi).
- El Servicio Geológico Colombiano estable que el municipio de Saravena se encuentra en zona de amenaza sísmica alta.
- Las calles objeto del estudio se encuentran en zonas moderadamente estables, zonas de relieve positivo con bajo riesgo de inundación.
- No se encontraron zonas con riesgos de fallas geológicas garantizando la no presencia de puntos críticos debido a este aspecto.
- Los suelos de subrasante de la zona están compuestos por arenas limosas de granulometría fina (SM/A-4) con porcentaje de finos entre 35.5% y 39.0% con índice de plasticidad, Ip=0, y gravas limosas (GM/A-1-a, A-1-b), con cantos rodados de hasta 6 pulgadas con porcentajes de grava entre 68.3% y 52.9%, arena entre 19.1% y 29.5%, porcentaje de finos (limos) entre 12.7% y 23.4%, con índice de plasticidad, Ip=0.

1023

- Durante la ejecución de los apiques y sondeos exploratorios y hasta la profundidad explorada (4.00 m) no se identificó la existencia de nivel freático.
- Los resultados de los ensayos de penetración dinámica de cono efectuados a profundidades entre 0.20 m y 1.00 m arrojaron valores del índice PDC entre 15.90 y 33.00 mm/golpe, presentando rechazo entre 0.32 y 1.00 m de profundidad. Dichos ensayos nos permiten determinar dos segmentos homogéneos tipo A en la que la rasante del proyecto es sensiblemente paralela al afirmado existente, diferenciados por el rango de su resistencia a la penetración con un índice de penetración promedio de 26.34 mm/golpe y 14.00 mm/golpe y un tercer segmento por su equidistancia con un índice de penetración promedio de 28.65 mm/golpe.
- Los resultados de los ensayos de penetración CBR sobre probetas con muestra de suelo inalterado luego de 4 días de inmersión dieron valores de CBR entre 2.50% y 8.23% lo que indica que existen sectores clasificados como subrasante mala (CBR < 3%) a buena (5 < CBR < 10%).
- Los valores de expansión CBR arrojaron resultados entre 0.03% y 0.11% lo que clasifica el potencial de expansión de la subrasante en la categoría baja (expansión potencial < 0.5%).
- Dependiendo de las variables asumidas y seleccionadas para el presente estudio se establece el siguiente CBR de diseño:

Sector	CBR (%)	MR (PSI)	Categoría
Segmento 1: Carrera 14 entre calles 17 y 20, Carrera 16 entre calles 17 y 20, Calle17 entre carreras 13 y 14, Calle 17 entre carreras 16 y 16A, Calle 18 entre carreras 13 y 14, Calle 19 entre carreras 13 y 14	2.84	4983	S1
Segmento 2: Calle 17 entre carreras 14 y 16	7.69	9427	S3
Segmento 3: Calle 24 entre carreras 17 y 18	2.85	49.89	S1

- Las características mecánicas como resistencia y deformabilidad de los suelos de subrasante en condiciones naturales se consideran poco aceptables, en la mayoría de las calles los valores de CBR luego de 4 días de inmersión resultaros menor al 3% (arena limosa con capacidad de soporte mala Categoría S1). Se recomienda que, en dichos sectores, la subrasante debe ser estabilizada con geotextiles y/o materiales granulares que puedan aumentar la capacidad de soporte en mínimo 5%.

1024

- Si al momento de realizar las obras de construcción de la estructura de pavimentos se detectan suelos blandos o "acolchonamientos" y/o fallos, se deberá reemplazar por lo menos 0.30 m de suelo por material tipo crudo y/o material granular para sello con un geotextil de separación.
- Los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) muestran que los suelos encontrados a partir de 1.00 m de profundidad son de compacidad media a densa (N_{SPT} entre 30 y 47).
- Con la finalidad de determinar los parámetros de resistencia de suelos encontrados se realizaron ensayos de corte directo drenado resultado valores del ángulo de ficción interna ϕ de 33.3°.
- La capacidad portante admisible mínima a 1.40 m de profundidad obtenida para un cimiento circular con radio B = 0.80 es de 18.66 Ton/m^2, y para un cimiento continuo de 0.70 m de ancho a 1.20 m profundidad de 17.50 Ton/m^2.
- Las cargas transmitidas por las redes de alcantarillado son mínimas y no generan ningún riesgo de inestabilidad al suelo de fundación.
- Debido al tipo de suelo encontrado en la mayoría de los sondeos exploratorios (gravas limosas con arena), desde el nivel de rodadura, no es posible realizar un cajeo con paredes verticales, por lo que se hace necesario ampliar la excavación por encima del lomo de la tubería como se muestra en la ilustración 17.

6.2. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PARA TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO

Al evaluar las condiciones geotécnicas encontradas y teniendo en cuenta las condiciones más desfavorables para la cimentación de las tuberías para las distintas profundidades de desplante, podemos definir que la capacidad admisible del suelo es adecuada para recibir la carga de trabajo para soportar la tubería en su condición más crítica (tubo lleno):

- Realizar las excavaciones hasta las profundidades establecidas en los diseños hidráulicos.
- El fondo de la zanja debe nivelarse de tal forma que se garantice la pendiente del diseño, así como para que la tubería quede apoyada y debidamente soportada en toda su longitud. Deben retirarse rocas y material punzante que pueda afectar la tubería.

- Si al momento de realizar las obras de construcción de la estructura de pavimentos se detectan suelos blandos o "acolchonamientos" y/o fallos, se deberá reemplazar por lo menos 0.30 m de suelo por material tipo crudo y/o material granular para sello con un geotextil de separación.
- Los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) muestran que los suelos encontrados a partir de 1.00 m de profundidad son de compacidad media a densa (N_{SPT} entre 30 y 47).
- Con la finalidad de determinar los parámetros de resistencia de suelos encontrados se realizaron ensayos de corte directo drenado resultado valores del ángulo de ficción interna ϕ de 33.3°.
- La capacidad portante admisible mínima a 1.40 m de profundidad obtenida para un cimiento circular con radio B = 0.80 es de 18.66 Ton/m², y para un cimiento continuo de 0.70 m de ancho a 1.20 m profundidad de 17.50 Ton/m².
- Las cargas transmitidas por las redes de alcantarillado son mínimas y no generan ningún riesgo de inestabilidad al suelo de fundación.
- Debido al tipo de suelo encontrado en la mayoría de los sondeos exploratorios (gravas limosas con arena), desde el nivel de rodadura, no es posible realizar un cajeo con paredes verticales, por lo que se hace necesario ampliar la excavación por encima del lomo de la tubería como se muestra en la ilustración 17.
- No se identificaron puntos críticos asociados a condiciones geotécnicas dentro de los tramos evaluados del proyecto. En general, los suelos presentes en el área de intervención muestran un comportamiento estable y adecuado para el desarrollo de las actividades proyectadas, siempre y cuando se implementen las medidas de manejo y mejoramiento de subrasante recomendadas.

6.2. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PARA TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO

Al evaluar las condiciones geotécnicas encontradas y teniendo en cuenta las condiciones más desfavorables para la cimentación de las tuberías para las distintas profundidades de desplante, podemos definir que la capacidad admisible del suelo es adecuada para recibir la carga de trabajo para soportar la tubería en su condición más crítica (tubo lleno):

- Realizar las excavaciones hasta las profundidades establecidas en los diseños hidráulicos.
- El fondo de la zanja debe nivelarse de tal forma que se garantice la pendiente del diseño, así como para que la tubería quede apoyada y debidamente soportada en toda su longitud. Deben retirarse rocas y material punzante que pueda afectar la tubería.
- Colocar una capa de 15 cm de espesor como cama de apoyo de la tubería. El material debe ser relleno Clase II (Arena Lavada), el cual debe ser compactado de modo que se ejerzan presiones laterales sobre las paredes de la excavación, con lo cual se garantiza la estabilidad de la misma.
- Colocar la tubería sobre el relleno descrito anteriormente, y continuar rellenando a ambos lados de la tubería con el mismo material Clase II (Arena Lavada) hasta una altura mínima de 0.15 m sobre el lomo de la tubería. El material debe ser colocado en capas de 0.15 a 0.20 m compactadas al 85% de la densidad máxima. El relleno en la parte baja de la tubería debe hacerse con pisón de mano, el resto puede ser con pisones mecánicos, pero teniendo cuidado de no tocar la tubería.
- Continuar con relleno Clase III (suelos tipo GM, GC, SM y SC), el cual debe ser libre de piedras y cuerpos extraños, compactado en capas no mayores de 0.15 m al 90% de la densidad máxima. Puede ser utilizado el material proveniente de la excavación, siempre y cuando sea homogéneo y su contenido de materia orgánica sea menor al 8%.
- Se deberá tener cuenta la colocación de capas de sub-base granular y/o base granular en los espesores indicados de acuerdo a las especificaciones del INVIAS normas para carreteras artículos 320-07 y 330-07 con sus respectivas normas para ensayos requeridos para los materiales, especialmente a lo referente a reparación de calzadas.

Imagen 15. Esquema de cimentación para tuberías PVC de alcantarillado diámetros 6 - 8" instalación fuera de vías

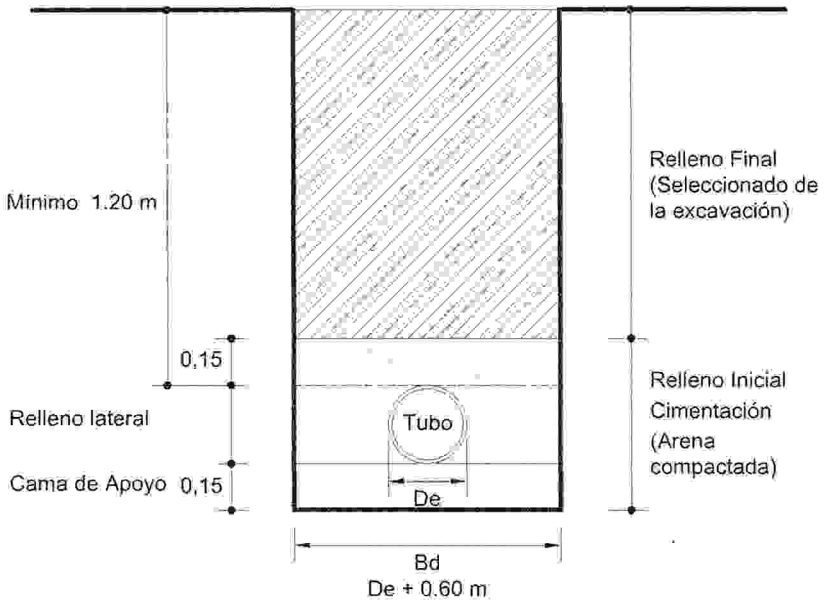
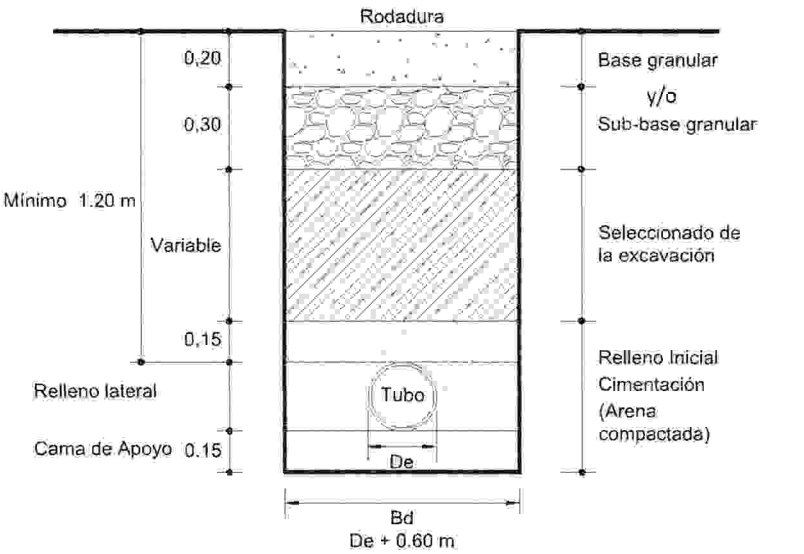
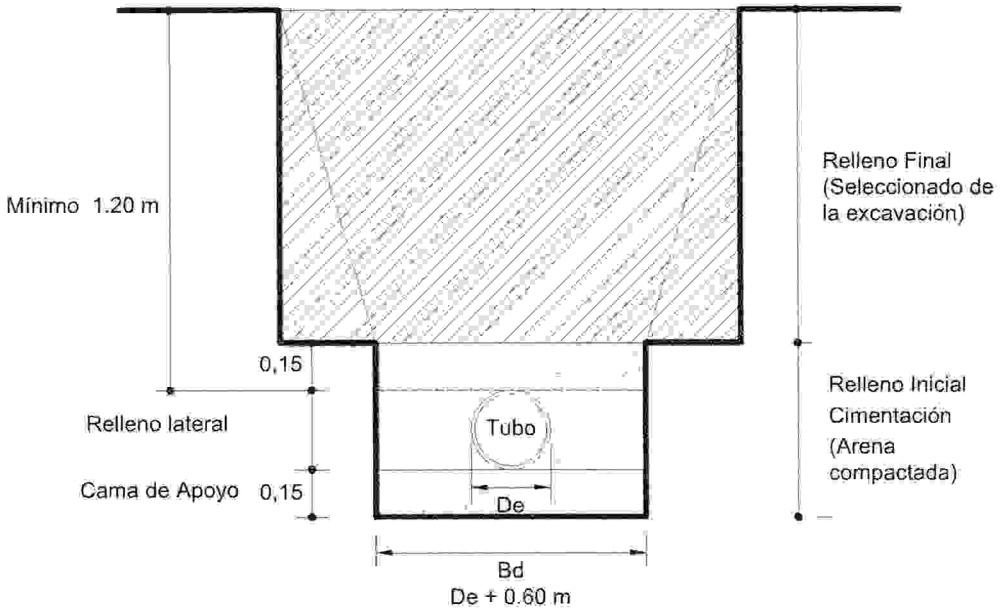


Imagen 16. Esquema de cimentación para tuberías PVC de alcantarillado diámetros 6 - 8" instalación en vías



- Si se requiere ampliar el ancho de la zanja debe hacerse por encima del lomo de la tubería:

Imagen 17. Detalle para zanja ancha para tuberías PVC de alcantarillado diámetros 6 - 8"



6.3. Recomendaciones constructivas generales

- Las zanjas y excavaciones se deben rellenar inmediatamente se instale la tubería.
- El apisonado del material alrededor del tubo se debe hacer en forma cuidadosa, para evitar desplazamientos y daños en la tubería.
- Donde se manifiesten desprendimientos durante la excavación, las paredes de la zanja deben ser apuntaladas o acodaladas.
- El ancho de la zanja debe ser tal que facilite la instalación del tubo en forma adecuada, como mínimo será el diámetro exterior del tubo incrementado en 30 cm y un ancho medio recomendado del diámetro exterior más 60 cm.
- Cuando hay presencia de agua en el fondo de la zanja, esta deberá ser evacuada por bombeo u otros mecanismos hasta que la tubería haya sido instalada y rellenada la zanja hasta una altura tal que prevenga la flotación de la tubería. Generalmente, una altura sobre la corona del tubo de aproximadamente 1.5 veces el diámetro, es suficiente.

- El material de relleno debe ser de baja plasticidad (IP<6), no debe contener escombros, desperdicios o chatarra y no debe contener piedras de tamaño mayor a 5 cm entre la cama y 15 cm por encima de la corona de la tubería.
- Cuando el material de relleno no es cohesivo, este deberá vibrarse y apisonarse en capas no mayores de 15 cm.

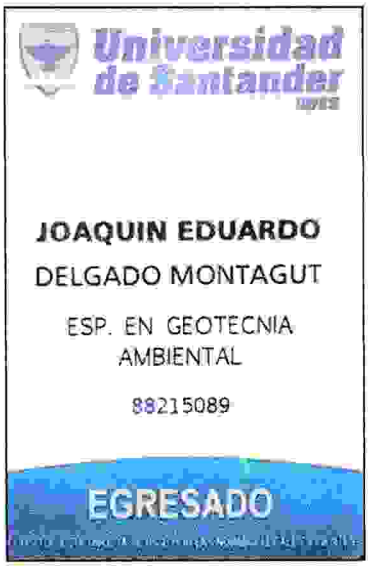
7. ANEXOS

Anexo 1. Documentación geotecnista











República de Colombia
Ministerio de Educación Nacional
y en su nombre

La Universidad Francisco de Paula Santander

Personería Jurídica No 20 Septiembre 19 de 1962 de la Gobernación del Departamento Norte de Santander

Confiere el Título de

Ingeniero Civil

A

Joaquín Eduardo Delgado Montagut

C.C. No. 88.215.089 expedida en Cúcuta, N. de S.

Quien cumplió satisfactoriamente con los requisitos académicos exigidos.
En testimonio de ello otorga el presente

DIPLOMA

Expedido en la ciudad de Cúcuta, a 30 de Enero de 1998

EL RECTOR

EL DECANO DE LA FACULTAD

LIBRO No. 20 ACTA No. 0044 FOLIO 031
Registro 9103329

La Universidad de Santander
UDES

Joaquín Eduardo Delgado Montagut

Especialista en Geotecnia Ambiental

CARTA DE CESIÓN DE DERECHOS

Yo **JOAQUIN EDUARDO DELGADO MONTAGUT,** identificado con CC 88.215.089, en calidad de Ingeniero Civil Especialista en Geotecnia Ambiental, con matrícula profesional No. 54202-72031 NTS, certifico que realicé el **ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO** para el proyecto cuyo objeto es: **"CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".**

Por lo anterior, manifiesto ceder plenamente los derechos a la alcaldía Municipal de Saravena y A La Gobernación Del Departamento De Arauca.

La duración de los derechos cedidos será por término indefinido a partir de la fecha de la firma de la presente carta de cesión de derechos.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta o Matrícula Profesional, certificado de vigencia de la misma y copia de la cédula de ciudadanía.

Se expide a los (24) días del mes de abril de 2025.

Cordialmente,

INGENIERO CIVIL: JOAQUIN EDUARDO DELGADO MONTAGUT
ESPECIALIDAD: GEOTECNIA AMBIENTAL
MP. No. 54202-72031 NTS

CARTA DE RESPONSABILIDAD

Yo **JOAQUIN EDUARDO DELGADO MONTAGUT**, identificado con CC 88.215.089, en calidad de Ingeniero Civil Especialista en Geotecnia Ambiental, con matrícula profesional No. 54202-72031 NTS, certifico que realicé el **ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO** para el proyecto cuyo objeto es: **" "CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA.**

Por lo anterior, manifiesto que asumo toda responsabilidad referente a los perjuicios que puedan deducirse a causa de este estudio y exonero a La Alcaldia Municipal De Saravena Y La Gobernacion Del Departamento de Arauca ante terceros de cualquier responsabilidad civil, penal o administrativa por cualquier falta u omision del presente estudio.

Se da cumplimiento a la normativa y reglamentos vigentes aplicables al área de estudio. Así mismo el presente documento no podrá ser modificado, sin la autorización del profesional responsable, una vez el proyecto sea viabilizado por la entidad competente.

Acepto y reconozco que la revisión efectuada por la secretaria de planeacion e infraestructura municipal, no constituye una aprobacion del estudio, sino una verificación.

Pra los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta o Matrícula Profesional, certificado de vigencia de la misma y copia de la cédula de ciudadanía.

Se expide a los (24) días del mes de abril de 2025.

INGENIERO CIVIL: JOAQUIN EDUARDO DELGADO MONTAGUT
ESPECIALIDAD: GEOTECNIA AMBIENTAL
MP. No. 54202-72031 NTS

COPNIA

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2025-4027214

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que JOAQUIN EDUARDO DELGADO MONTAGUT, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 88215089, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 54202-72031 desde el 14 de Mayo de 1998, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 1216.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los cinco (05) días del mes de Noviembre del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Darío Ochoa Arbeláez

Firma del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado

El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.

Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStanding/Start indicando el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.