ESTUDIO DE SUELOS

ESTUDIO SUELOS Y GEOTÉCNICO

PROYECTO: "CONSTRUCCION Y OPTIMIZACION DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

CONTIENE: ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTÉCNICO

PRESENTADO A: DEPARTAMENTO DE ARAUCA

PRESENTADO POR: JOAQUIN EDUARDO DELGADO MONTAGUT

ING. CIVIL ESP. GEOTECNIA AMBIENTAL

SARAVENA, ARAUCA
ABRIL DE 2026

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN **8**

1. PROYECTO **10**

1.1 PRESENTACIÓN DEL ESTUDIO 10
1.2 OBJETIVOS 10
1.2.1 Objetivo general. *10*
1.2.2 Objetivos específicos. *10*
1.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO 11
1.4 DESCRIPCIÓN SISTEMA ESTRUCTURAL Y EVALUACIÓN DE CARGAS 13

2. CARACTERÍSTICAS ÁREA DEL PROYECTO **14**

2.1 ASPECTOS FÍSICOS 14
2.1.1 Geomorfología. *14*
2.1.2 Fisiografía. *15*
2.1.3 Estratigrafía. *15*
2.2 RECONOCIMIENTO DE CAMPO 17
2.3 CARACTERÍSTICAS AMBIENTALES 18
2.3.1 Clima. *18*
2.3.2 Vegetación. *18*
2.3.3 Hidrografía. *18*

3. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO **19**

3.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 19
3.2 ENSAYOS EN CAMPO 20
3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO 20

4. CARACTERIZACIÓN DEL SUBSUELO **22**

4.1 ESTRATIGRAFÍAS 22
4.2 PROPIEDADES MECÁNICAS 23
4.2.1 Ensayo normal de penetración, SPT *23*
4.3 POTENCIAL DE EXPANSIÓN 26
4.4 NIVEL FREÁTICO 26
4.5 CLASIFICACIÓN DEL SUELO GUÍA DE TRABAJO SEGURO EN EXCAVACIONES 27

5. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS **29**

5.1 ESTIMATIVOS DE PARÁMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA CON EL SPT 29
5.2 PARÁMETROS A PARTIR DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO 30
5.3 COMPRESIBILIDAD 31
5.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD 32
5.5 PRESIONES DE TIERRA 33
5.5.1 Presión de tierra en reposo *33*
5.5.2 Presiones activas *34*

5.5.3 Presiones pasivas 34
5.5.4 Parámetros para obras de retención 35

6. ASPECTOS SÍSMICOS Y CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS 36

6.1 PERFIL DE LOS SUELOS 36
6.2 CLASIFICACIÓN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA 36
6.3 DETERMINACIÓN PARÁMETROS SÍSMICOS 38
6.4 ANÁLISIS DE LICUACIÓN DE LOS SUELOS 38

7. CAPACIDAD PORTANTE 40

7.1 GENERALIDADES 40
7.2 NIVEL Y SISTEMA DE CIMENTACIÓN 40
7.3 CIMENTACIÓN SUPERFICIAL 41
7.4 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE 42
7.4.1 Ecuaciones de capacidad portante utilizadas en el análisis 42
7.4.2 Cálculos de capacidad de carga admisible de los suelos de fundación ("perfil de diseño") 43

8. ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE TUBERÍAS 44

8.1 CLASIFICACIÓN DE LAS EXCAVACIONES 44
8.2 EXCAVACIONES DE MENOS DE 6 METROS DE PROFUNDIDAD. 44
8.2.1 Excavaciones de más de 6 metros de profundidad. 45
8.3 EXCAVACIONES A EJECUTAR EN EL PROYECTO 45
8.3.1 Ancho de las zanjas. 45
8.3.2 Profundidad de las zanjas. 46
8.4 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN PARA TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO 46
8.4.1 Condiciones de instalación. 47
8.4.2 Análisis de cargas 47
8.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES 47
8.5.1 Parámetros del proyecto. 48
8.5.2 Creación del modelo. 48
8.5.3 Definir propiedades 50
8.5.4 Asignación de cargas 50
8.5.5 Superficies de falla 50
8.5.6 Ejecución de análisis 51
8.5.7 Interpretación de los resultados 52

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 59

9.1 CONCLUSIONES 59
9.2 RECOMENDACIONES 60

10. REFERENCIAS 63

ANEXOS 64

ANEXO A-1. REGISTRO FOTOGRÁFICO 65

ANEXO A-2 PERFILES DE SUELOS.....70
ANEXO A-3 ENSAYOS DE LABORATORIO.....75
ANEXO A-4 DOCUMENTACIÓN GEOTECNISTA.....110

LISTA DE TABLAS

Tabla 1- Localización y profundidad de los sondeos 20
Tabla 2- Cantidad total de ensayos ejecutados en campo y laboratorio 21
Tabla 3- Resumen de resultados de laboratorio 22
Tabla 4- Criterios de clasificación según el número de golpes del ensayo de penetración estándar (N_{SPT}) 25
Tabla 5- Número de golpes/pie N_{CAMPO} 25
Tabla 6- Número de golpes/pie promedio N_{60} 25
Tabla 7- Clasificación de suelo expansivos según NSR-10 26
Tabla 8- Clasificación potencial de expansión de los suelos 26
Tabla 9- Tipos de suelos 28
Tabla 10- Cálculo de parámetros de resistencia del suelo 30
Tabla 11- Resumen de parámetros de resistencia obtenidos con SPT 30
Tabla 12- Parámetros de resistencia al corte drenado 31
Tabla 13- Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young Es en diferentes tipos de suelo a partir del ensayo de SPT 32
Tabla 14- Módulo de Young estimado para los suelos encontrados 32
Tabla 15- Valores Típicos del Módulo de elasticidad (E) 32
Tabla 16- Coeficientes de empuje para el perfil de diseño 35
Tabla 17- Promedio de SPT a lo largo de las exploraciones. 36
Tabla 18- Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E 36
Tabla 19- Parámetros sísmicos 38
Tabla 20- Capacidad portante admisible 43
Tabla 21- Ancho mínimo de zanja 45
Tabla 22- Ancho mínimo de zanja recomendado para instalación de entibados. 46
Tabla 23-. Características geométricas tubería de alcantarillado 46
Tabla 24- Carga total aplicada sobre el terreno 47
Tabla 25- Factores de seguridad mínimos directos 52
Tabla 26- Resumen factores de seguridad obtenidos excavación para pozos 58
Tabla 27- Resumen factores de seguridad obtenidos excavación para colectores 58

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación general de Saravena en Colombia 11
Figura 2. Ubicación general del Proyecto 12
Figura 3. Ubicación específica del Proyecto (Redes a construir en rojo) 13
Figura 4. Mapa de unidades geomorfológicas 14
Figura 5. Mapa geológico Plancha 123 - Saravena 16
Figura 6. Mapa geológico de la zona de estudio 17
Figura 7. Ubicación sondeos sector del Proyecto 19
Figura 8. Mapa de amenaza sísmica de Colombia 37
Figura 9. Parámetros del proyecto y métodos de análisis 48
Figura 10. Creación del modelo en Autocad excavación para pozos 49
Figura 11. Creación del modelo en Slide 6.0 49
Figura 12. Definición de propiedades de los materiales en Slide 6.0 50
Figura 13. Asignación de carga vehicular y sísmica 50
Figura 14. Superficies de falla 51
Figura 15. Ejecución y proceso de análisis 51
Figura 16. FS Bishop simplified – Excavación pozos talud 0.5H:1V 52
Figura 17. FS Spencer – Excavación pozos talud 0.5H:1V 53
Figura 18. FS Ordinary/Fellenius – Excavación pozos talud 0.5H:1V 53
Figura 19. FS Bishop simplified – Excavación pozos talud 0.5H:1V con sismo 54
Figura 20. Creación del modelo en Autocad excavación colector 54
Figura 21. FS Ordinary/Fellenius – Excavación colector talud 0.5H:1V 55
Figura 22. Creación del modelo en Autocad excavación colector talud 0.70H:1V 55
Figura 23. FS Bishop simplified – Excavación colector talud 0.70H:1V 56
Figura 24. FS Spencer – Excavación colector talud 0.70H:1V 56
Figura 25. FS Ordinary/Fellenius – Excavación colector talud 0.7H:1V 57
Figura 26. FS Bishop simplified – Excavación colector talud 0.70H:1V con sismo 57
Figura 27. Esquema típico de cimentación de colectores 61

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Curvas de número de golpes, N, en el ensayo SPT, contra profundidad 24
Gráfico 2. Humedad natural contra profundidad..... 27

INTRODUCCIÓN

El presente documento técnico constituye el Informe Geotécnico y de Estudio de Suelos elaborado de manera exclusiva para el proyecto cuyo objeto contractual es: "CONSTRUCCIÓN Y OPTIMIZACIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA". El diseño estructural riguroso y la ejecución de sistemas de conducción enterrados exigen una caracterización exhaustiva del medio geomecánico que albergará la infraestructura. Por consiguiente, el propósito fundamental de esta investigación es definir con precisión el perfil estratigráfico del subsuelo a nivel de la cota de instalación de la tubería, cuantificar los parámetros de resistencia y deformabilidad del terreno, y establecer los lineamientos geotécnicos de obligatorio cumplimiento para garantizar la integridad, funcionalidad y durabilidad del sistema proyectado.

A diferencia de las cimentaciones puntuales concebidas para edificaciones, las obras de infraestructura lineal enterrada presentan desafíos críticos de interacción dinámica entre el suelo y la estructura a lo largo de su trazado. La zanja excavada conforma un sistema compuesto donde el material circundante asume un papel activo en la disipación de esfuerzos. La tubería instalada debe soportar las cargas muertas derivadas del peso del prisma de suelo superior, así como las cargas vivas transitorias transmitidas por el tráfico vehicular operativo en las vías urbanas de Saravena, transfiriendo dichas solicitaciones de manera eficiente al estrato de fundación.

Bajo estas condiciones de operación, el factor de diseño imperativo es la mitigación estricta de los asentamientos diferenciales. Dado que el sistema operará bajo un régimen de flujo por gravedad, mantener inalterable la pendiente longitudinal de diseño es un requisito hidráulico ineludible para asegurar la velocidad de autolimpieza. Una deformación excesiva del estrato de apoyo induciría la aparición de contrapendientes, pérdida de capacidad hidráulica, acumulación de sólidos y la eventual falla por esfuerzos de flexo-tracción o desconexión de las juntas. Por ello, este análisis garantiza que las presiones de contacto inducidas a la cota de zanja no superen la capacidad portante admisible del terreno, manteniendo las deformaciones dentro de umbrales elásticos.

La fase constructiva en entornos urbanos conlleva riesgos inherentes asociados a la apertura de zanjas. Este proceso altera drásticamente el estado inicial de esfuerzos in situ del terreno, generando descompresión lateral y propiciando posibles fallas por corte en las paredes de la excavación. Este riesgo geomecánico se magnifica ante la presencia de solicitaciones dinámicas en superficie por maquinaria pesada y probables infiltraciones de agua. En respuesta, este informe suministra los parámetros efectivos de resistencia al corte necesarios para que el

constructor dimensione de manera segura estructuras de contención temporal (entibados continuos o discontinuos) y formule protocolos para el manejo de escorrentías, previniendo fenómenos de pérdida de finos que comprometan la seguridad industrial y la estabilidad de pavimentos o cimentaciones aledañas.

Esta investigación se ha estructurado en estricto apego a los lineamientos técnicos vigentes en Colombia. Los criterios de exploración y cálculo se enmarcan en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS) y en los preceptos de rigor del Título H del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

Para construir un modelo del subsuelo altamente confiable, se ejecutó una campaña de exploración directa consistente en cuatro (04) sondeos mecánicos distribuidos estratégicamente en el área urbana de intervención. Estas perforaciones se adelantaron mediante el método de percusión con equipo portátil, acoplados a la prueba dinámica del Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Cada exploración alcanzó una profundidad de 4.00 metros medidos desde la rasante actual, consolidando un total de 16.00 metros lineales de investigación. Durante la perforación se documentó la resistencia del terreno para correlacionarla con la compacidad de los mantos, extrayendo un total de ocho (08) muestras representativas (dos por sondeo) para asegurar una cobertura litológica completa del bulbo de presiones.

El material recuperado en campo fue debidamente embalado y remitido al laboratorio para ser sometido a un riguroso programa de ensayos. Este escrutinio incluyó análisis granulométricos por tamizado, determinación de límites de Atterberg, humedad natural, pesos unitarios y ensayos de corte directo destinados a obtener los parámetros intrínsecos de resistencia efectiva (cohesión y ángulo de fricción interna). Los resultados permitieron clasificar los geomateriales bajo el Sistema Unificado (USCS) como depósitos aluviales característicos del piedemonte, compuestos primordialmente por gravas limosas con arena (GM) y arenas limosas (SM); materiales de naturaleza granular que ostentan un comportamiento mecánico favorable bajo un confinamiento adecuado.

Finalmente, adoptando los valores de resistencia más críticos derivados de la caracterización (bajo un enfoque conservador de diseño), este documento compendia las memorias de cálculo para la capacidad de soporte, la estimación teórica de asentamientos elásticos y provee las especificaciones exactas para el tratamiento de la subrasante, selección de materiales de atraque, grados de compactación exigidos y metodologías constructivas que materializarán con éxito técnico la nueva red de alcantarillado.

1. PROYECTO

1.1 PRESENTACIÓN DEL ESTUDIO

El presente informe técnico documenta la caracterización física y geomecánica del subsuelo a lo largo del trazado proyectado para la red de saneamiento, con el propósito fundamental de definir los parámetros del terreno de fundación.

Este documento consolida los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y laboratorio, los análisis analíticos de la capacidad portante admisible a la cota de zanja, la estimación de deformaciones y asentamientos elásticos, y las directrices técnicas definitivas para la cimentación segura de la nueva infraestructura de alcantarillado sanitario.

En el desarrollo del estudio se detalla la estratigrafía y la tipificación de los geomateriales a partir de sus propiedades índice y de resistencia al esfuerzo cortante. Asimismo, se evalúan las condiciones del entorno geológico y se incorporan las variables de amenaza sísmica local conforme a los preceptos del Reglamento NSR-10, analizando su posible incidencia en el comportamiento del sistema enterrado.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general.

Realizar el estudio geotécnico del proyecto "CONSTRUCCIÓN Y OPTIMIZACIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, ARAUCA", determinando la capacidad portante admisible a nivel de zanja y los parámetros de diseño requeridos para la estabilidad de excavaciones, en cumplimiento de la Resolución 0330 de 2017 y el Título H de la NSR-10.

1.2.2 Objetivos específicos.

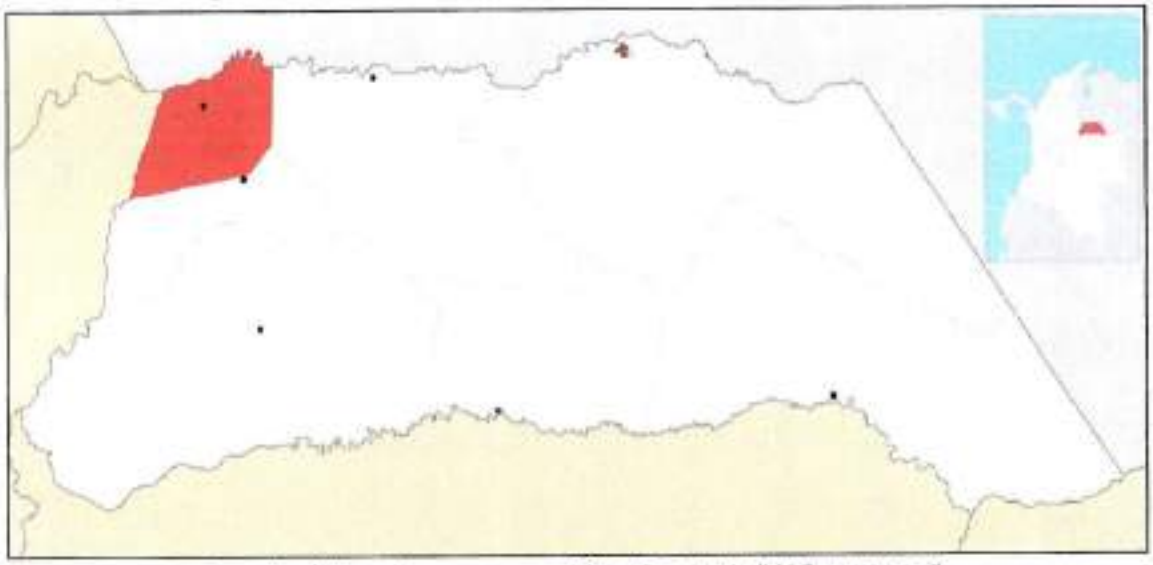
- Ejecutar sondeos mecánicos a percusión con Ensayo de Penetración Estándar (SPT) hasta profundidad adecuada, para definir el perfil estratigráfico y la posición del nivel freático en el área de intervención.
- Determinar las propiedades índices y de estado de las muestras recuperadas mediante ensayos de laboratorio de granulometría, límites de Atterberg, humedad natural y pesos unitarios, para clasificar los geomateriales bajo el sistema USCS.

- Obtener los parámetros efectivos de resistencia al esfuerzo cortante (cohesión y ángulo de fricción interna) mediante ensayos de corte directo, para modelar el comportamiento geomecánico de los estratos de apoyo.
- Calcular la capacidad portante admisible a la cota de zanja y estimar la magnitud de los asentamientos elásticos, garantizando la estabilidad del lecho y la conservación de la pendiente hidráulica exigida por el RAS.
- Clasificar el perfil de suelo para establecer los coeficientes de sitio y la amenaza sísmica local del proyecto, en estricto cumplimiento de los requerimientos del Título A y H de la NSR-10.
- Establecer los parámetros geotécnicos para el diseño seguro de entibados en zanjas, y formular las directrices constructivas para el manejo de aguas, conformación de subrasantes y compactación del material de atraque.

1.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto se localiza en el casco urbano del municipio de Saravena, departamento de Arauca. De manera puntual, y de acuerdo con el levantamiento topográfico y los planos de diseño del trazado, los corredores viales objeto de intervención se concentran en el eje de la Calle 22 y Calle 23 entre las Carreras 20 y 23, así como en la Carrera 21 entre las Calles 24 y 23

***Figura 1.* Ubicación general de Saravena en Colombia**



Fuente: Sitio web: www.es.wikipedia.org/wiki/ Saravena#.

En las figuras 1 y 2 se observa más detalladamente la ubicación geográfica de la unidad de estudio.

Figura 2. Ubicación general del Proyecto

Fuente: Google Earth. Fecha de imagen: 1/23/2024

Desde una perspectiva técnica y de infraestructura sanitaria, el alcance físico del sistema proyectado abarca una longitud total de 645,75 metros lineales de red principal, conformada por conductos flexibles de policloruro de vinilo (PVC) de pared estructural corrugada con un diámetro nominal de 8 pulgadas, distribuidos en 10 tramos de recolección. Este sistema central se complementa con la instalación de 632,70 metros lineales de tubería PVC corrugada de 6 pulgadas de diámetro, destinados a conformar las acometidas domiciliarias que garantizarán la entrega adecuada de los aportes residuales de setenta y cinco (75) usuarios actuales. Asimismo, la infraestructura contempla la construcción de cinco (05) nuevos pozos de inspección cilíndricos vaciados en concreto reforzado, y la integración funcional de cinco (05) pozos ya existentes, los cuales operarán en conjunto como estructuras rígidas de transición, disipación de energía y mantenimiento.

Figura 3. Ubicación específica del Proyecto (Redes a construir)

Fuente: Google Earth. Fecha de imagen: 1/23/2024

1.4 DESCRIPCIÓN SISTEMA ESTRUCTURAL Y EVALUACIÓN DE CARGAS

Los pozos proyectados serán construidos en concreto reforzado y las tuberías a instalar para las acometidas y redes de alcantarillado sanitario serán del tipo de pared estructural de PVC con superficie interior lisa y exterior corrugada (PVC rígido), cumpliendo las exigencias del Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS.

Estas tuberías para efectos de diseño se consideran flexibles, según recomendación de los fabricantes.

2. CARACTERÍSTICAS ÁREA DEL PROYECTO

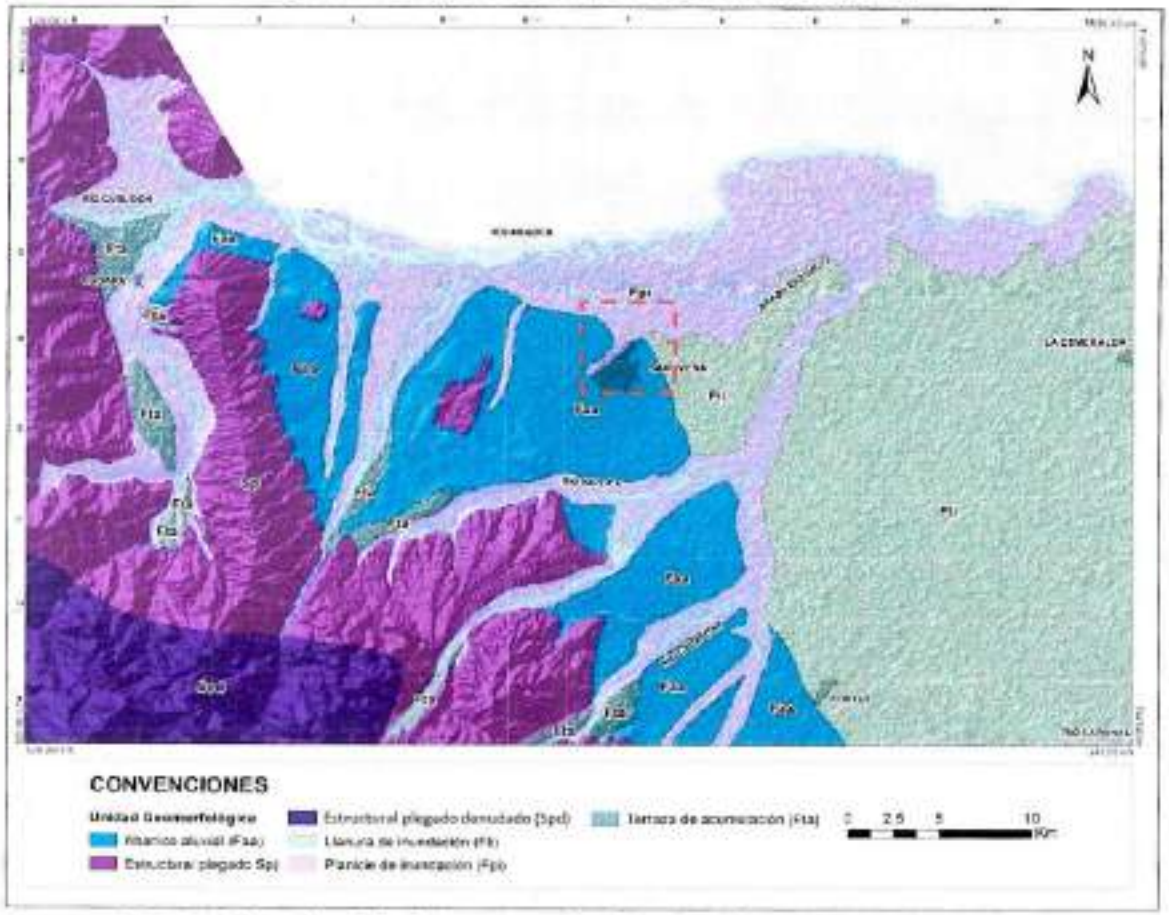
2.1 ASPECTOS FÍSICOS

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.

2.1.1 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.

Figura 4. Mapa de unidades geomorfológicas



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

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

Abanico aluvial (Faa): El origen de esta geoforma está ligado a la orogenia Andina durante la cual las corrientes provenientes de valles estrechos en las montañas pasaron a una zona plana donde depositaron el material que transportaban. Los abanicos tienen relieve plano con laderas levemente inclinadas en la dirección de la corriente, estas son extremadamente largas y rectas, de forma plana. Ocasionalmente son cortadas por drenajes subparalelos muy largos y de baja densidad.

2.1.2 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 limites 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.

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 rios y caños del Sarare.

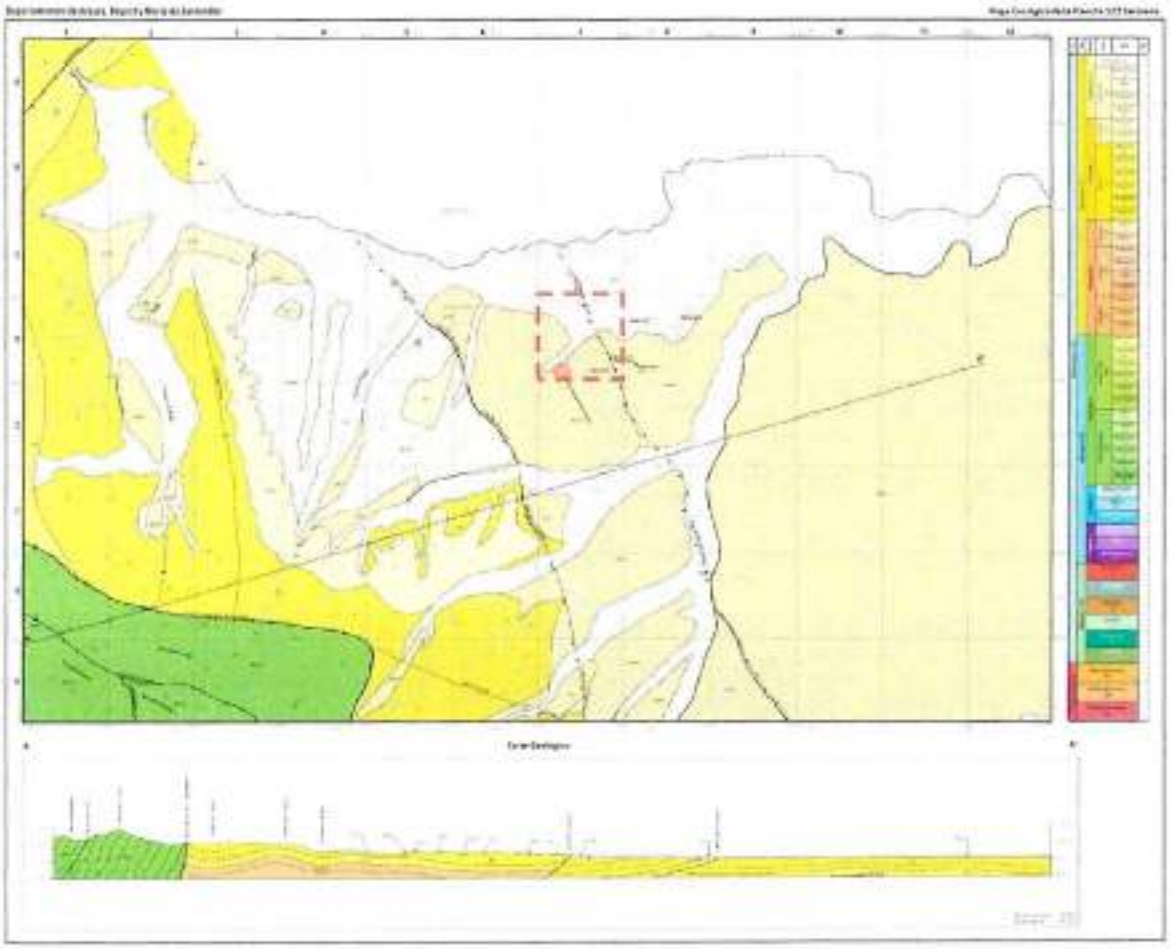
2.1.3 Estratigrafía.

En el cuadrante D-7 (zona de estudio) afloran depósitos cuaternarios con mortología completamente planas, donde se distinguen los depósitos de abanicos aluviales inferiores (Q_1abi).

Depósitos de abanicos aluviales inferiores (Q_1abi): 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 rios, 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.

Figura 5. Mapa geológico Plancha 123 - Saravena



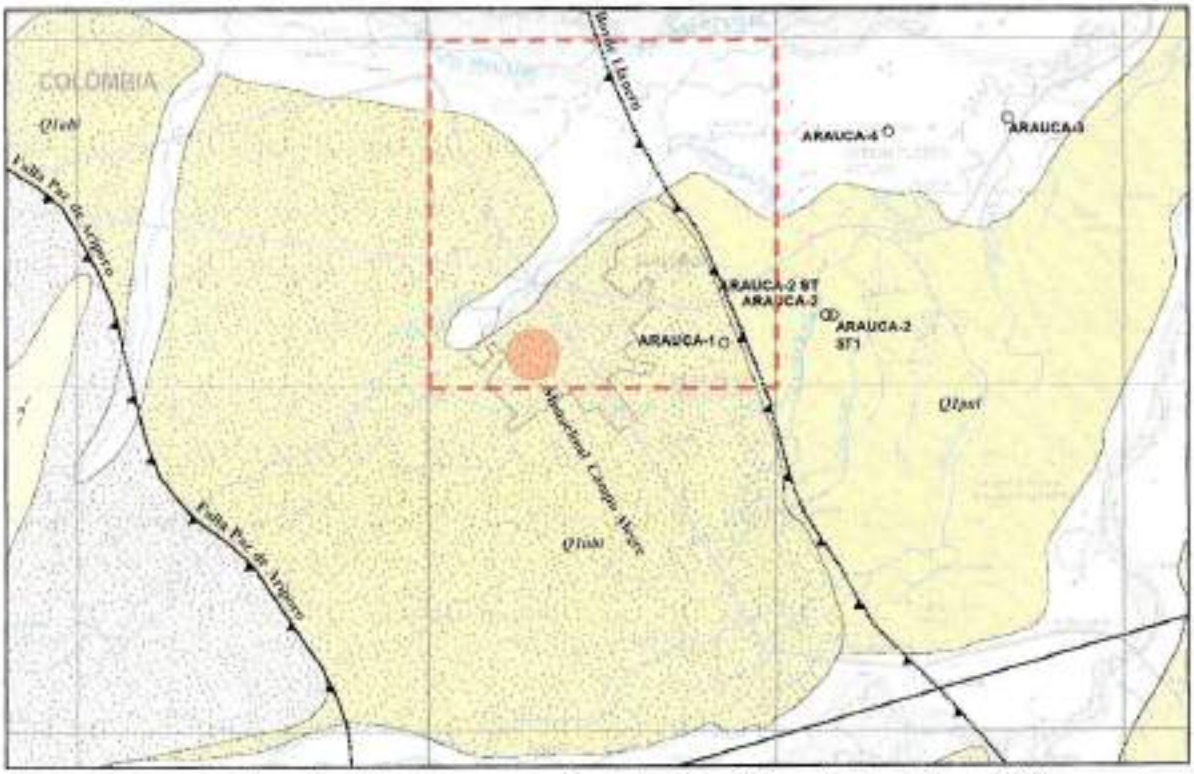
Fuente: Plancha 123 – Saravena. Servicio Geológico Colombiano. 2013

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.

Figura 6. Mapa geológico de la zona de estudio



Fuente: Plancha 123 – Saravena. Servicio Geológico Colombiano, 2013

2.2 RECONOCIMIENTO DE CAMPO

El área del proyecto presenta una geomorfología plana, sin terrazas o desniveles que indiquen la presencia de taludes o zonas de posible inestabilidad. Igualmente, no se identificaron afloramiento de agua en el cuerpo del lote, no se evidencio procesos de erosión en los materiales superficiales.

2.3 CARACTERÍSTICAS AMBIENTALES

2.3.1 Clima.

La temperatura promedio es de 25.5 grados centígrados; la precipitación pluvial es de 2890 mm al año y la humedad relativa es del 83%. El territorio del municipio cuenta con altitudes que van desde los 190 y 2600 m.s.n.m. Según el IDEAM la Humedad Relativa en Saravena es de 84% en promedio; el mayor porcentaje se da en el mes de junio con un 88% y el menor porcentaje se presenta en los tres primeros meses del año con un 80%. Estos porcentajes demuestran que en el municipio la humedad relativa es alta, si se tiene en cuenta que para el ser humano el rango de aceptación esté entre 50% y 70%.

2.3.2 Vegetación.

Hasta los años 70 el municipio poseía diferentes variedades de árboles y plantas, pero a causa del proceso colonizador esta riqueza se ve menguada, aumentó considerablemente la tala indiscriminada y la explotación desmedida por parte de ambiciosos madereros. Sin embrago, todavía se pueden considerar en el inventario forestal árboles como: Flor amarillo, oloroso, pardillo, Ceiba, Tolúa, comino, balso y otras plantas no maderables como la guadua, cañabrava, palma real, yarumo, palma seje, palma sarare y guamo.

2.3.3 Hidrografía.

Por influencia de la cordillera oriental se determina la distribución de las aguas corriendo en sentido sur / noreste, hacia la cuenca del río Arauca y a su vez, a la cuenca del Orinoco. En la cordillera, el recorrido es perpendicular al plegamiento hasta el cambio de cauce y en la parte plana, disperso hacia el Orinoco. El municipio presenta alta oferta hídrica debido al régimen mono modal que le permite contar con lluvias durante la mayor parte del año. Esta distribución temporal es complementada con la distribución espacial casi total en el área de jurisdicción. Además, en el suelo y subsuelo, a poca profundidad, se puede encontrar agua de buena calidad para diversas actividades.

La complejidad de la dinámica hídrica en el Municipio de Saravena no ha sido suficientemente estudiada y por ello se presentan diferentes situaciones de afectación a la producción, a viviendas ubicadas en zonas de riesgo, a infraestructuras como puentes, vías, tendidos eléctricos, etc.

3. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

3.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Las exploraciones geotécnicas realizadas con el fin de caracterizar y evaluar las condiciones de fundación para el proyecto "CONSTRUCCION Y OPTIMIZACION DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL AREA URBANA DELMUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA", comprendieron:

- Sondeos con barreno y equipo a percusión.
- Penetración estándar SPT.
- Recuperación de muestras para caracterización y cálculo de propiedades físicas.

Sondeos manuales

Se realizaron cuatro (04) sondeos con herramienta manual con el objetivo de recuperar muestras alteradas directamente de la excavación.

Figura 7. Ubicación sondeos sector del Proyecto

Fuente: Google Earth, Fecha de imagen: 1/23/2024

En la Tabla 1 se presentan las profundidades de los sondeos finalmente ejecutados y su ubicación geográfica. En la Figura 7 se muestra la ubicación de los sondeos ejecutados.

Tabla 1- Localización y profundidad de los sondeos

Sondeo	Ubicación	Profundidad	Nivel freático
S-01	6°56'58.21"N - 71°52'51.33"O	4.00 m	-
S-02	6°57'1.60"N - 71°52'45.62"O	4.00 m	-
S-03	6°57'0.85"N - 71°52'41.51"O	4.00 m	-
S-04	6°57'2.37"N - 71°52'38.80"O	4.00 m	-

De los sondeos se recuperaron muestras de suelo para ensayos de clasificación, pesos unitarios, humedad y corte directo.

3.2 ENSAYOS EN CAMPO

En cada uno de los apiques realizados se llevaron a cabo los siguientes ensayos de campo:

- Sondeos manuales.
- Ensayo de Penetración Estándar (SPT)
- Extracción de muestras.

Con estos ensayos se conocieron las propiedades físicas de consistencia y humedad de los suelos, igualmente se estimaron los parámetros de resistencia de los suelos explorados y con las muestras extraídas se procedió a la realización de los ensayos de laboratorio.

3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

De las exploraciones realizadas se tomaron muestras para realizar los siguientes ensayos de laboratorio:

- Contenido de humedad.
- Granulometría.
- Peso unitario.
- Límites de consistencia.
- Corte directo.

La exploración de campo y los ensayos de laboratorio se realizaron con el propósito de determinar las características y propiedades de los suelos que componen la zona de fundación de la obra mencionada. En el Anexo A-1 se incluyen los registros fotográficos, en el Anexo A-2 los perfiles estratigráficos y en el Anexo A-3 los ensayos de laboratorio realizados.

La cantidad de ensayos ejecutados se relaciona en la Tabla 2.

Tabla 2- Cantidad total de ensayos ejecutados en campo y laboratorio

Ensayo	Cantidad	Norma
Ensayos de Laboratorio		
Contenido de humedad	12	INV E-122-13
Granulometría	12	INV E-123-13
Límites de Atterberg	*	INV E-125,126-13
Peso unitario	12	-
Corte directo	2	INV E-154-13
Ensayos de Campo		
Penetración estándar	12	INV E-111-13

* Los suelos no presentaron propiedades plásticas

4. CARACTERIZACIÓN DEL SUBSUELO

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

La clasificación de los suelos se realizó tanto con el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) como con el sistema de clasificación AASHTO. La descripción realizada para caracterizar los suelos se basa en la clasificación SUCS.

4.1 ESTRATIGRAFÍAS

Los suelos de la zona están compuestos por arenas limosas y gravas limosas con arena y bloques identificados por la clasificación SUCS como **SM** y **GM** respectivamente.

La caracterización se efectuó considerando los resultados de los ensayos presentados en la Tabla 3.

Tabla 3- Resumen de resultados de laboratorio

SONDEO	NIVEL FREATICO	MUESTRA		CLASIFICACION			GRADACIÓN			% HUM.	%LL	%LP	%IP	Peso Unitario	Gravedad específica	PARÁMETROS DE RESISTENCIA	
		No.	PROF. (M)	U.S.C.	AASHTO	IG	% Gravas	% Arenas	% Finos					Ton/m3	Gs	C(kg/cm2)	ϕ(°)
S-01	-	M1	1.00	SM	A-2-4	0	**51.20**	31.19	17.61	6.24	-	-	-	2.021	2.655		
		M2	2.00	GM	A-1-b	0	**50.10**	28.13	21.77	7.02	-	-	-	2.015	2.657		
		M3	3.00	GM	A-1-b	0	**49.19**	29.87	20.94	5.84	-	-	-	2.031	2.656		
S-02	-	M1	0.50	SM	A-2-4	0	0.00	**67.68**	32.32	8.18	-	-	-	1.834	2.660	**0.05**	**25.3°**
		M2	2.00	GM	A-1-b	0	**51.20**	30.73	18.07	5.41	-	-	-	2.032	2.655		
		M3	3.00	GM	A-1-b	0	**52.68**	26.19	21.13	6.02	-	-	-	2.087	2.656		
S-03	-	M1	1.00	GM	A-1-b	0	**52.60**	29.77	17.63	6.25	-	-	-	2.024	2.655		
		M2	2.00	GM	A-1-b	0	**49.80**	29.77	20.43	7.16	-	-	-	2.062	2.656	**0.07**	**32.1°**
		M3	3.00	GM	A-1-b	0	**49.13**	29.85	21.02	6.49	-	-	-	2.044	2.656		
S-04	-	M1	0.50	SM	A-4	0	0.00	**64.61**	35.39	8.17	-	-	-	1.862	2.661		
		M2	2.00	GM	A-1-b	0	**46.70**	31.96	21.34	7.63	-	-	-	2.067	2.656		
		M3	3.00	GM	A-1-b	0	**45.91**	29.55	24.54	8.11	-	-	-	2.096	2.657		
PROM	-					0	49.85	35.78	22.68	6.88	-	-	-	2.014	2.657	0.06	**28.7°**
MINIMO	-					0	45.91	26.19	17.61	5.41	-	-	-	1.834	2.655	0.05	**25.3°**
MAXIMO	-					0	52.68	67.68	35.39	8.18	-	-	-	2.096	2.661	0.07	**32.1°**

Fuente: Elaboración propia.

4.2 PROPIEDADES MECÁNICAS

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.

4.2.1 Ensayo normal de penetración, SPT.

La recuperación de muestras inalteradas en depósitos de naturaleza predominantemente granular genera alteraciones inevitables en su estructura original, lo cual imposibilita la correcta determinación de sus propiedades mecánicas mediante pruebas de laboratorio convencionales. Para solventar esta limitación técnica, resulta imperativo evaluar el grado de compacidad del subsuelo *in situ*. Esto se logra convirtiendo el proceso de muestreo en un ensayo dinámico de hinca, conocido internacionalmente como Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

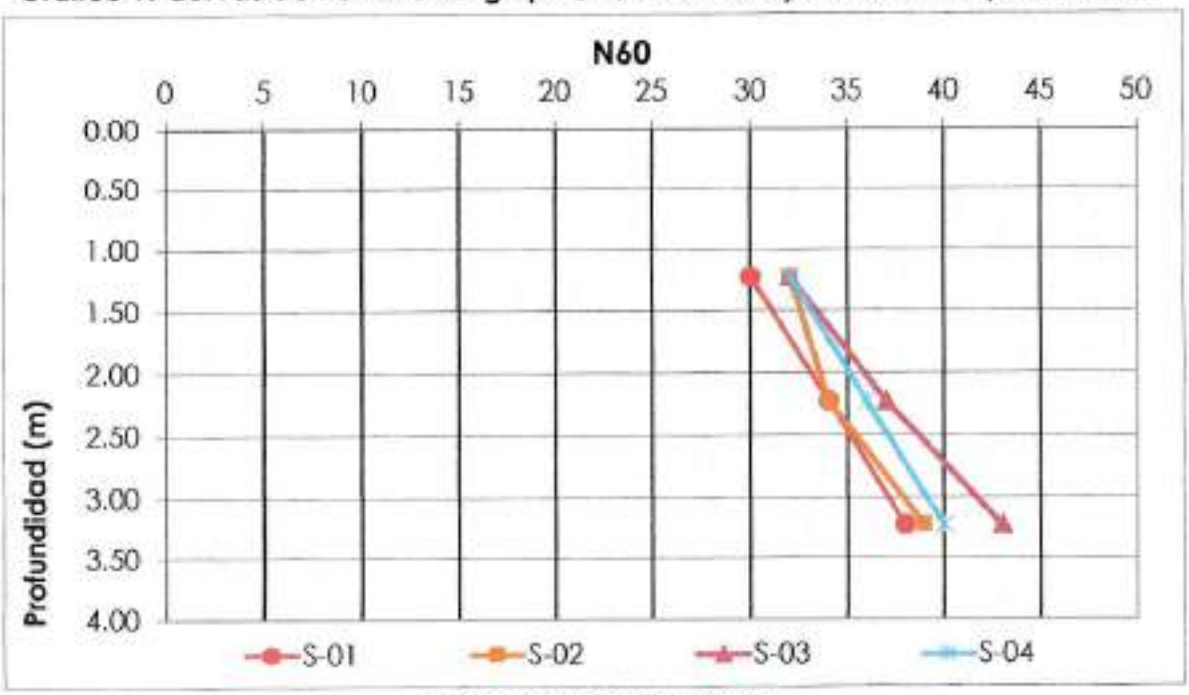
La ejecución de esta prueba se desarrolló bajo los rigurosos lineamientos metodológicos de la norma ASTM D1586 (homologada a nivel nacional por la norma INV E-111). Operativamente, el ensayo consiste en la hinca de un tomamuestras partido estandarizado (*Split-Spoon*) en el fondo de la perforación, utilizando la energía de impacto de un martinete de 63.5 kg (140 lb) liberado en caída libre desde una altura constante de 762 mm (30 pulgadas). Durante este procedimiento, el equipo debe penetrar una longitud total de 450 mm (18 pulgadas), registrando el número de golpes requeridos para avanzar en tres

intervalos sucesivos de 150 mm (6 pulgadas) cada uno. Consecuentemente, el índice de resistencia a la penetración (SPT) se define como la sumatoria de los impactos necesarios para hincar los dos últimos tramos (300 mm o 1 pie), descartando de manera sistemática los golpes del primer intervalo, ya que este corresponde únicamente a la etapa de acomodo del equipo sobre una porción de suelo previamente alterada por la perforación.

Para el presente estudio, los sondeos mecánicos a percusión y la respectiva ejecución de los ensayos SPT se iniciaron a partir de 1.00 m de profundidad, una vez superados los horizontes superficiales antrópicos. En la **Figura 8** se presenta el perfil de variación del número de golpes (N) frente a la profundidad, evidenciándose una tendencia generalizada de incremento leve en la resistencia a la penetración a medida que se desciende en el perfil estratigráfico.

A partir de los valores del índice de penetración (N_{SPT}) obtenidos en campo, fue posible determinar los parámetros efectivos de resistencia al esfuerzo cortante del terreno. Considerando la naturaleza friccionante de los materiales granulares identificados en el perfil de Saravena, las correlaciones empíricas se enfocaron en la estimación del ángulo de fricción interna(Φ') y la densidad relativa (D_r). Finalmente, la consistencia y el grado de compacidad de estos estratos granulares fueron calificados siguiendo los criterios geotécnicos clásicos establecidos por Terzaghi y Peck, cuyos rangos de clasificación se detallan en la **Tabla 4**.

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



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4- Criterios de clasificación según el número de golpes del ensayo de penetración estándar (N_{SPT})

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 5 se presenta el resumen del número de golpes/pie para cada depósito de suelo encontrado en los sondeos.

Tabla 5- 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	14	17	22	11	13	17	30
	2	2.00	2.45	2.23	16	20	25	12	15	19	34
	3	3.00	3.45	3.23	18	22	27	14	17	21	38
S-02	1	1.00	1.45	1.23	13	18	24	10	14	18	32
	2	2.00	2.45	2.23	15	20	25	12	15	19	34
	3	3.00	3.45	3.23	16	22	28	12	17	22	39
S-03	1	1.00	1.45	1.23	14	19	22	11	15	17	32
	2	2.00	2.45	2.23	16	22	26	12	17	20	37
	3	3.00	3.45	3.23	19	25	31	15	19	24	43
S-04	1	1.00	1.45	1.23	12	18	23	9	14	18	32
	2	2.00	2.45	2.23	14	21	26	11	16	20	36
	3	3.00	3.45	3.23	15	23	28	12	18	22	40

Fuente: Elaboración propia.

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

Tabla 6- Número de golpes/pie promedio N_{60}

Sondeo	Prof. [m]	N_{60}[-]
S-01	1.00 – 4.00	24
S-02	1.00 – 4.00	25
S-03	1.00 – 4.00	27
S-04	1.00 – 4.00	26

4.3 POTENCIAL DE EXPANSIÓN

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 7- Clasificación de suelo expansivos según NSR-10

Potencial de expansión	Expansión Consolidómetro (%)	LL (%)	LC (%)	IP (%)	Partículas 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 8- Clasificación potencial de expansión de los suelos

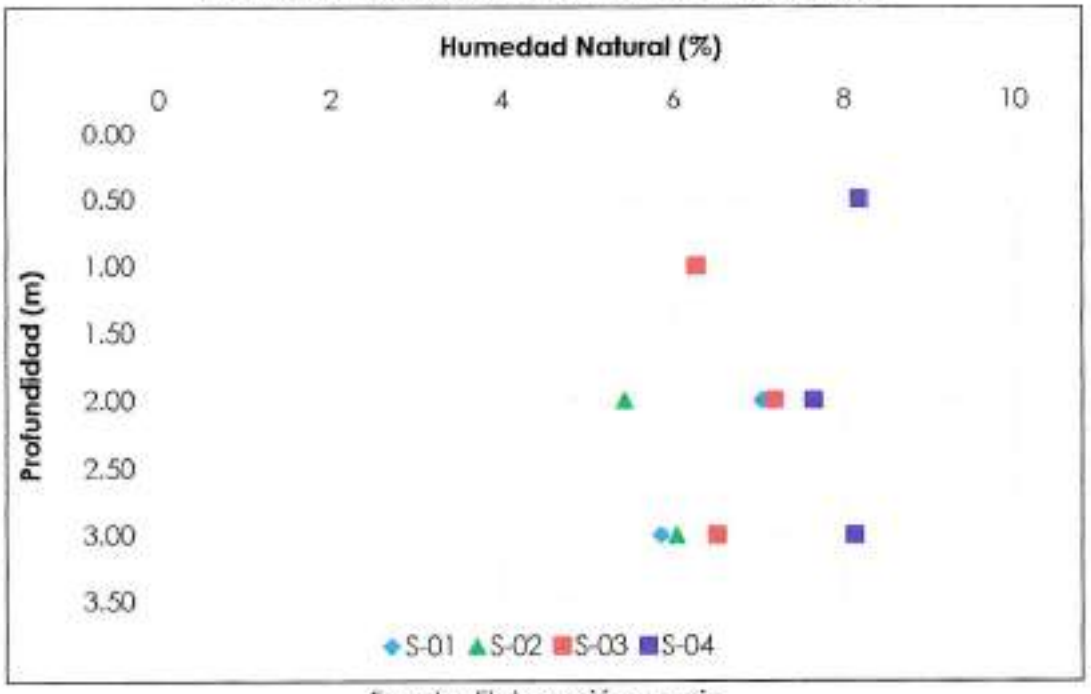
Parámetros	Valores máximos obtenidos	Valores referencia
LL %	0.00	< 39
IP %	0.00	< 20
Potencial de expansión		**BAJO**

Conforme al cuadro 4-6 y los valores allí presentados el potencial de expansión de los suelos es **BAJO**.

4.4 NIVEL FREÁTICO

El nivel freático no se evidenció hasta la profundidad explorada (4.00 m). La humedad de los suelos encontrados presentó valores entre 6.88% y 8.18% con un valor promedio de 5.41%.

Gráfico 2. Humedad natural contra profundidad



Fuente: Elaboración propia

4.5 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 Guia de Trabajo Seguro en Excavaciones 2014 del Ministerio del Trabajo.

Tras evaluar las condiciones del subsuelo mediante las perforaciones realizadas y los ensayos de laboratorio, el terreno debe ser clasificado como **TIPO C** para efectos de seguridad en excavaciones. Esta clasificación representa la condición de menor estabilidad y requiere las mayores precauciones de ingeniería:

Naturaleza del Material (Factor Primario): El subsuelo está compuesto predominantemente por suelos granulares, específicamente **Gravas Limosas con Arena (GM)** y **Arenas Limosas (SM).** Según la guia de seguridad, los suelos granulares sin cohesión (arenas y gravillas) entran directamente en la categoría de Tipo C, ya que no poseen la cementación necesaria para mantener paredes verticales seguras.

Ausencia de Cohesión Efectiva: Los ensayos de resistencia muestran valores de cohesión (C) extremadamente bajos, con un promedio de **0.05 kg/cm²**. Esta

carencia de cohesión, sumada a la presencia de un alto porcentaje de gravas (hasta un 52.68%), confirma que el suelo se comportará de manera inestable una vez que se pierda el confinamiento natural durante la excavación.

Clasificación USCS y AASHTO: Los estratos han sido clasificados mayoritariamente como **A-1-b** y **A-2-4**, materiales que por su granulometría y falta de plasticidad son propensos al desmoronamiento o fallas por deslizamiento si no se implementan medidas de protección adecuadas.

Consideración Adicional sobre la Densidad: Aunque los ensayos SPT registran valores de N altos (entre 39 y 56 golpes), lo que indica un suelo muy denso en su estado natural, su comportamiento ante una excavación abierta sigue siendo el de un suelo Tipo C debido a que su estabilidad depende casi exclusivamente del rozamiento interno entre partículas y no de la cohesión química o física.

Tabla 9- Tipos de suelos

Tipo A	Tipo B	Tipo C
Es un suelo cohesivo con una resistencia a la compresión no confinada de 144 KPa ó 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) ó 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, ó: • 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 ó de cementación para el tipo A, pero está fisurado ó 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 ó menos, ó: • 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 ó mayor

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

Recomendación de Seguridad: Para este tipo de suelo, se recomienda un diseño de talud de excavación con una pendiente máxima de **1.5H:1V (34°)**. En caso de no contar con el espacio suficiente para este ángulo, es obligatorio el uso de sistemas de protección mecánica como entibados, tablestacas o cajas de zanja para prevenir atrapamientos.

5. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

5.1 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.

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

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 piezómetrico

e) Calcular el valor de los esfuerzos totales (σ), la presión de poros (u_w) y los esfuerzos efectivos ($\sigma' = \sigma - u_w$) 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 N_{45} para Colombia se corrige por confinamiento con la formulación de Cn de Seedidriss (Marcuson), teniendo cuidado que Cn ≤ 2.

g) Se obtiene el valor de ϕeq' 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 tanϕ'. 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 = ϕeq' mínimo

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

Tabla 10- Cálculo de parámetros de resistencia del suelo

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

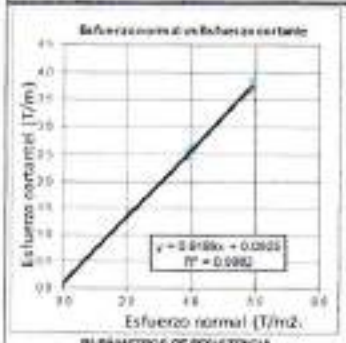
$$\sigma = \sum_{i=0}^{n} \gamma_i Z_i \qquad \mu = \gamma_W * Z_W \qquad \sigma' = \sigma - \mu$$

$$RS = \frac{\sigma'}{Pa} \qquad N_{cor} = N * Cn \qquad \phi_{eq}' = 15 + (12.5 N_{cor})^{0.5} \qquad \tau = \tan(\phi_{eq}')\sigma' \qquad Cn = 1 - K \log RS$$

σ = Esfuerzo vertical normal; μ = Presión de agua intersticial; σ' = Esfuerzo vertical efectivo; γi = Peso unitario del suelo; γw = Peso unitario del agua; σ = Esfuerzo vertical normal; Zi = Profundidad del suelo; Zw = Profundidad; μ = Presión de agua intersticial; N = Número de golpes en campo; Ncor = Número de golpes corregido; σ = Esfuerzo cortante; Cn = Factor de corrección; σ' = Esfuerzo vertical efectivo; RS = Parámetro adimensional; σ' = Esfuerzo vertical efectivo; Pa = Presión atmosférica; Cn = Factor de corrección; K = Coeficiente adimensional; RS = Parámetro adimensional

Altura sobre nivel del mar: 227 m
Presión atmosférica: 10.08 Ton/

PARÁMETROS DE RESISTENCIA	Sondeo	Muestra	SPT N1	SPT N2	SPT N3	SPT N	Prof. m	Nivel Piezom. m	σ Ton/m²	μ Ton/m²	σ' Ton/m²	SPT corregido RS	SPT corregido Cn	SPT corregido Ncor	ϕeq.	σ' Ton/m²	τ Ton/m²
	S-01	1	11	13	17	30	1.23	12.00	2.88	0.25	2.23	0.22	1.92	26	35.35	2.23	1.45
	S-01	2	12	15	19	34	2.23		4.69	0.45	4.24	0.40	1.58	31	32.32	4.24	2.56
	S-01	3	14	17	21	38	3.23		6.52	0.65	5.87	0.58	1.39	25	31.96	5.87	3.02
	S-02	1	10	12	16	30	1.23	12.00	2.30	0.25	2.06	0.20	1.87	28	33.71	2.06	1.28
	S-02	2	12	16	18	34	2.23		4.32	0.43	3.89	0.39	1.58	24	32.32	3.89	2.48
	S-02	3	12	17	22	38	3.23		6.36	0.64	5.74	0.57	1.34	24	32.52	5.74	3.03
	S-03	1	11	15	17	32	1.23	12.00	2.48	0.25	2.23	0.22	1.92	26	33.71	2.23	1.40
	S-03	2	12	17	20	37	2.23		4.52	0.45	4.07	0.40	1.58	26	33.03	4.07	2.60
	S-03	3	15	19	24	43	3.23		6.59	0.66	5.92	0.59	1.33	28	33.03	5.92	3.85
	S-04	1	9	12	18	30	1.23	12.00	2.32	0.25	2.08	0.21	1.88	26	33.71	2.08	1.28
	S-04	2	11	16	20	36	2.23		4.36	0.44	3.94	0.39	1.57	28	33.03	3.94	2.56
	S-04	3	23	26	12	48	3.23		6.48	0.65	5.81	0.58	1.34	24	32.52	5.81	3.68



PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Pendiente	m = 0.9189	
Ángulo de resistencia al corte	ϕ =	0.55 rad
	ϕ =	31.8 °
Cohesión	C =	0.09 Ton²

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 11 resume los parámetros de diseño, para los suelos encontrados.

Tabla 11- Resumen de parámetros de resistencia obtenidos con SPT

Estrato	Prof. [m]	Φ' [°]	C' (kg/cm²)
Perfil de diseño	1.00 – 4.00	31.8°	0.09

5.2 PARÁMETROS A PARTIR DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Se realizaron ensayos de corte directo drenado sobre muestras remoldeadas de los suelos del sondeo S-02 y S-04, encontrados a una profundidad entre 0.00m y 4.00 m, a humedad de saturación, obteniéndose resultados del ángulo de fricción interna (ϕ) de 33.4°.

Tabla 12- Parámetros de resistencia al corte drenado

Sondeo	Prof. [m]	ϕ	C [kg/cm²]	USC
S-02	0.00 – 1.00	25.3°	0.05	SM
S-03	0.00 – 4.00	32.1°	0.07	GM

5.3 COMPRESIBILIDAD

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.

5.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad E_s se obtuvo a partir del número de golpes del ensayo de penetración estándar, tal como se presenta en la Tabla 13.

Tabla 13- 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 14 se presentan los valores de rigidez obtenidos para los materiales presentes en cada una de los sectores de construcción de los puentes.

Tabla 14- Módulo de Young estimado para los suelos encontrados

Perfil	Material	N60	E [MPa]
1.00 – 4.00	Grava limosa	26	21.20

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

Tabla 15- Valores Típicos del Módulo de elasticidad (E)[24]

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad (E) Mpa
Arcilla	
Muy blanda	2-15
Blanda	5-25

[24] BOWLES. Op. cit., p 99.

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad (E) Mpa
Media	15-50
Dura	50-100
Arenosa	25-250
Limo	2-20
Arena	
Limosa	5-20
Suelta	10-25
Densa	50-81
Arena y Grava	
Suelta	50-150
Densa	100-200

5.5 PRESIONES DE TIERRA

Las presiones y fuerzas sobre el muro se calculan utilizando los criterios de "análisis de equilibrio limite" propuestos por Rankine y por Coulomb.

5.5.1 Presión de tierra en reposo

La presión de tierra en reposo es una función de la resistencia al cortante del suelo, su historia esfuerzo - deformación y su historia de meteorización. El valor de la presión de reposo solamente debe aplicarse para aquellas situaciones de diseño donde el muro no puede moverse lateralmente por ningún motivo.

Para una superficie de tierra horizontal el coeficiente de presión de reposo se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical efectivos, en el suelo bajo condiciones cero deformación.

Para una masa de suelo normalmente consolidada que no han sido sometida a remoción de cargas ni a actividades que hayan producido movimientos laterales, el coeficiente de presión al reposo es igual a:

$Ko = 1 - \text{sen}\ \varphi'$

Para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada, el coeficiente de reposo puede obtenerse por la siguiente ecuación:

$Ko\beta = (1 - \text{sen}\ \varphi')\ (1 + \text{sen}\ \beta)$

Donde β = Angulo de inclinación del suelo arriba del muro.

Para presión de tierra al reposo de un suelo sobreconsolidado el valor es mayor que para un suelo normalmente consolidado y se puede obtener por la siguiente ecuación:

$Ko = (1 - sen\ \varphi')\ OCR^{0.5}$

Donde: OCR = Relación de sobreconsolidación del suelo

Debe siempre tenerse en cuenta que para muros las condiciones de suelos iniciales en la tierra generalmente se modifican durante el proceso de instalación o construcción de la estructura.

5.5.2 Presiones activas

En la teoría de Coulomb la fuerza que actúa sobre el muro se determina considerando el equilibrio limite de una tajada de suelo limitada por la espalda de la pared, la superficie del terreno y una superficie plana de falla. Se asume que la resistencia al cortante ha sido movilizada tanto en la espalda del muro, como en la superficie de falla. En contraste con la teoría de Rankine en este caso la fricción suelo - muro detrás de la estructura es movilizada hasta su estado límite. Aunque el valor de δ no afecta en forma significativa el valor calculado del coeficiente Ka, este tiene una influencia importante en el sentido de que cambia la orientación de la fuerza del suelo sobre el muro. Según Coulomb el coeficiente de la presión activa está dada por la siguiente expresión:

$$Ka = \left[\frac{Sen(\theta - \phi)\left(\frac{1}{Sen\,\theta}\right)}{\sqrt{Sen(\theta + \delta)} + \sqrt{\frac{Sen(\phi + \delta)\,Sen(\phi - i)}{Sen(\theta - i)}}} \right]^2$$

Donde:

θ = Angulo entre la pared del muro y el suelo.
δ = Fricción suelo - muro.

5.5.3 Presiones pasivas

Tanto Rankine como Coulomb presentan teorías para calcular las presiones pasivas. La teoría de Rankine generalmente subvalora la presión pasiva porque en la mayoría de los casos la dirección de la fuerza pasiva es asumida en forma

incorrecta, en cambio la teoría de Coulomb sobreestima la presión pasiva, debido al error de asumir un incremento muy rápido con el aumento de valores de δ.

Para solucionar los defectos de las teorías de Rankine y Coulomb se sugiere utilizar otros métodos tales como las tablas de Caquot y Kerisel o el sistema de tajadas recomendado por Janbú.

La presión pasiva está dada por la relación:

$$pp = \gamma \times h\, Kp + 2c\sqrt{Kp}$$

Donde según Rankine:

$$Kp = Cos\,i\left[\frac{Cos\,i + \sqrt{Cos^2 i - Cos^2 \phi}}{Cos\,i - \sqrt{Cos^2 i - Cos^2 \phi}}\right]$$

y según Coulomb:

$$Kp = \left[\frac{Sen(\theta+\phi)\left(\frac{1}{Sen\,\phi}\right)}{\sqrt{Sen(\theta-\delta) - \sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\,Sen(\phi+i)}{Sen(\theta-i)}}}}\right]^2$$

5.5.4 Parámetros para obras de retención

Para el diseño de obras de retención o estructuras enterradas, se recomiendan los siguientes parámetros geotécnicos del terreno, que consideran la eliminación total del material de pobre calidad mecánica de la fundación.

Tabla 16- Coeficientes de empuje para el perfil de diseño

Material	ϕ	Coeficientes de presión			
		Reposo (Ko)	Activo (Ka)	A. dinámico (Kae)	Pasivo (Kp)
Arena limosa	25.3°	0.573	0.401	1.329	2.493
Grava limosa	32.1°	0.469	0.306	0.416	3.268

6. ASPECTOS SÍSMICOS Y CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS

6.1 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 17- Promedio de SPT a lo largo de las exploraciones.

Perfil	$\overline{N_{spt}}$
Perfil de diseño	26

Tabla 18- Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	$\overline{v}_s$	$\overline{N}$ o $\overline{N}_{ch}$	$\overline{s}_u$
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.

6.2 CLASIFICACIÓN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA

Debido a que no existe mapa de micro zonificación sísmica para el municipio de Saravena, la información de zonificación se basó en el Mapa de Amenaza Sísmica de Colombia del Servicio Geológico Colombiano.

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 Figura 10 se observa la ubicación del municipio de Saravena en el mapa de amenaza sísmica de Colombia.

Figura 8. Mapa de amenaza sísmica de Colombia

Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

6.3 DETERMINACIÓN 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 simicos que caracterizan esta son:

Tabla 19- Parámetros sísmicos

Perfil de Suelo	D
A_v	0.25
F_a	1.2
F_v	1.9
A_e	0.21
A_d	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 periodos cortos, debido a los efectos de sitio, adimensional.
Fv: Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos 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.

6.4 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.

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

7. 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.

7.1 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.

7.2 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.

Considerando los lineamientos generales del **RAS (Título D)** y los perfiles estratigráficos proporcionados (S-01 a S-04), se presenta el detalle de los niveles de cimentación y desplante técnicos recomendados:

1. Nivel de Desplante para Pozos de Inspección

Para los pozos de inspección en este tipo de terreno (Gravas Limosas y Arenas Limosas), el nivel de desplante debe asegurar que la estructura se apoye sobre un estrato competente y que permita el flujo por gravedad:

- **Profundidad Técnica de Apoyo:** Según los perfiles de suelos (S-01 a S-04), a partir de **1.00 m a 1.50 m** de profundidad, se encuentran gravas limosas (GM) muy densas (N > 40 golpes). Este nivel es el ideal para el desplante de la placa de base del pozo, ya que ofrece una excelente capacidad portante admisible para estructuras pesadas.

- **Cota Batea:** El nivel de desplante final de la cimentación del pozo siempre debe quedar **20 cm a 30 cm por debajo de la cota batea** (fondo interior) del pozo, para permitir el espesor de la placa de concreto reforzado de base.

2. Nivel de Cimentación para Redes de Alcantarillado

El nivel de cimentación de la red está condicionado por el diseño hidráulico, pero el RAS establece restricciones de protección física:

- **Profundidad de Colocación (Clave del Tubo):**
  - **En zonas de tráfico vehicular:** La clave de la tubería debe estar a una profundidad mínima de **1.20 metros** para protegerla de cargas de impacto y vibraciones.
  - **En zonas peatonales o zonas verdes:** Se permite una profundidad mínima de **0.75 a 0.90 metros.**
- **Espesor de la Cama de Apoyo:** Debido a que el suelo en Saravena presenta gravas con tamaños de hasta 5-6 pulgadas, es obligatorio colocar una cama de soporte de material seleccionado (arena de peña o triturado fino) con un espesor de **10 cm a 15 cm** por debajo del tubo para evitar que las piedras del terreno natural fracturen la tubería por punzonamiento

Si al llegar al nivel de cimentación el suelo se encuentra saturado o removido, el RAS sugiere realizar un sobre-excavación de **20 cm** y reemplazar con material granular compactado o concreto pobre (solado) para crear una plataforma de trabajo estable.

Resumen de niveles sugeridos:

- **Redes:** Profundidad de excavación = Cota batea del diseño + 0.15 m (para cama de apoyo).
- **Pozos:** Profundidad de excavación = Cota batea del diseño + 0.25 m (para placa de base).

7.3 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.

7.4 CALCULO 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=31.1°), 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.

7.4.1 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.

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

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

Dónde:

c: cohesión del suelo o resistencia al corte no drenada (s_u).
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.
N_c, N_q, $N\gamma$: factores de capacidad de carga
s_c, $s\gamma$: factores de corrección de la forma del cimiento
s_c = 1+0.3 B/L; cuando L=continuo s_c=1.0
s_γ = 1-0.2 B/L; cuando L=continuo s_γ=1.0
s_c = 1.3 s_γ = 0.6 para cimientos circulares

7.4.2 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.

Las capacidades portantes evaluadas para diferente profundidad de desplante, se presentan en la Tabla 20 para el perfil geotécnico de diseño encontrado en el sitio del proyecto.

Tabla 20- Capacidad portante admisible

SUELO NATURAL

Propiedades del suelo

Ángulo de resistencia al corte	ϕ = 31.80 °			
	ϕ = 0.56 rad		N.F=	12.00 m
Cohesión	C = 0.00	T/m^2	γsat =	2.20 T/m^3
Peso unitario de la sobrecapa	γ_b = 1.848	T/m^3	$\gamma\omega$ =	1.00 T/m^3
Peso unitaro del suelo de fundación	γ = 2.047	T/m^3	γ' =	1.20 T/m^3

Factores de Capacidad Portante	
Nc =	35.25
Nq =	19.90
N_γ =	16.09

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	σu (t/m2)	σa(t/m2)	σn(t/m2)	Qmax(T)
1.20	0.70	--	--	--		1.000	1.000	caso 3	2.22	1.848	54.54	52.32	17.44	-
	1.60	1.00	1.60	1.00	1.60	1.300	0.600	caso 3	2.22	2.047	59.94	57.73	19.24	154.75
1.50	0.70	--	--	--	--	1.000	1.000	caso 3	2.77	2.047	66.69	63.92	21.31	-
	1.60	1.00	1.60	1.00	1.60	1.300	0.600	caso 3	2.77	2.047	70.98	68.20	22.73	182.84
2.00	0.70	--	--	--	--	1.000	1.000	caso 3	3.70	2.047	85.08	81.39	27.13	-
	1.60	1.00	1.60	1.00	1.60	1.300	0.600	caso 3	3.70	2.047	89.36	85.67	28.56	229.66
2.50	0.70	--	--	--	--	1.000	1.000	caso 3	4.62	2.047	103.47	98.85	32.95	-
	1.60	1.00	1.60	1.00	1.60	1.300	0.600	caso 3	4.62	2.047	107.75	103.13	34.38	276.48

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que la capacidad portante en el estrato a 2.00 m de profundidad obtenida para un cimiento circular con diámetro B = 1.60 m es de 28.56 Ton/m², y para un cimiento continuo de 0.70 m de ancho a 1.20 m profundidad de 17.44 Ton/m².

8. ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA 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 acueducto, 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).

8.1 CLASIFICACIÓN DE LAS EXCAVACIONES

8.2 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.

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.

8.2.1 Excavaciones de más de 6 metros de profundidad.

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

8.3 EXCAVACIONES A EJECUTAR EN EL PROYECTO

En las actividades constructivas del alcantarillado sanitario en el área urbana de Saravena se construirán redes distribución en tubería colectores y acometidas domiciliarias entre 1.00 m y 2.80 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.

8.3.1 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 21- 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.

Tabla 22- 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: Elaboración propia

8.3.2 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 1.00 m y 2.80 m.

8.4 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 23-. 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	6.00
160	0.160	0.145	1.84	6.00

Fuente: Tubosistemas para alcantarillado Pavco.

8.4.1 Condiciones de instalación.

Profundidad minima 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 vehiculos.

8.4.2 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 24- Carga total aplicada sobre el terreno

SECTOR	SONDEO No.	PROFUNDIDAD	HUMEDAD NATURAL	P. UNITARIO HUMEDO	Capacidad Admisible (qa)	DIAMETRO			MASA POR M.	PROFUNDIDAD DESPLANTE	ANCHO ZANJA	CARGA TOTAL APLICADA
						Nominal	Exterior	Interior				
			%	Tos / m3	Tos / m2	Pulg	m	m	kg	m	m	Tos / m2
	S-01	0.00 - 4.00	6.37	2.022	22.73	8	0.200	0.182	2.66	1.68	0.70	2.40
	S-02	0.00 - 1.00	8.18	1.834	-	-	-	-	-	-	-	-
		1.00 - 4.00	5.72	2.060	34.83	8	0.200	0.182	2.66	2.65	0.70	3.85
	S-03	0.00 - 4.00	6.63	2.043	28.56	8	0.200	0.182	2.66	2.01	0.70	2.90
	S-04	0.00 - 1.00	8.17	1.862	-	-	-	-	-	-	-	-
		1.00 - 4.00	7.87	2.077	22.73	8	0.200	0.182	2.66	1.67	0.70	2.45

Fuente: Elaboración propia

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

8.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES

A continuación, analizaremos los taludes de excavación con el software Slide. En la determinación del talud de corte de excavaciones se deben seguir varios pasos, incluyendo el modelado del terreno, la definición de materiales y propiedades geotécnicas, la creación de superficies de falla potenciales y la ejecución del

análisis de estabilidad. El software calcula factores de seguridad y permite ajustar el diseño del talud para garantizar la estabilidad.

Slide es un software de análisis de Estabilidad de Taludes en 2D que utiliza métodos de equilibro limite para el cálculo de la estabilidad. Incluye análisis de agua subterránea por elementos finitos en estado estacionario, e integra capacidades de análisis de sensibilidad, probabilísticos y análisis retrospectivos.

El método de equilibrio limite se basa en el equilibrio estático de las fuerzas. El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas.

8.5.1 Parámetros del proyecto.

En la barra de herramienta Analysis/Project Settings, se seleccionaron los parámetros generales y los métodos de análisis: Bishop simplified, Spencer y Ordinary/Fellenius.

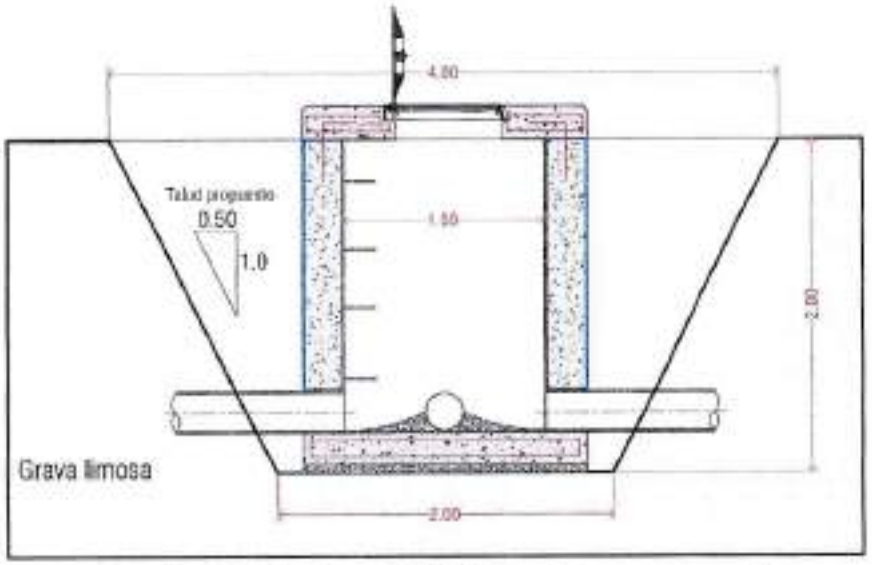
Figura 9. Parámetros del proyecto y métodos de análisis

Fuente: Slide – EXCAVACIÓN POZOS – CAD View*

8.5.2 Creación del modelo.

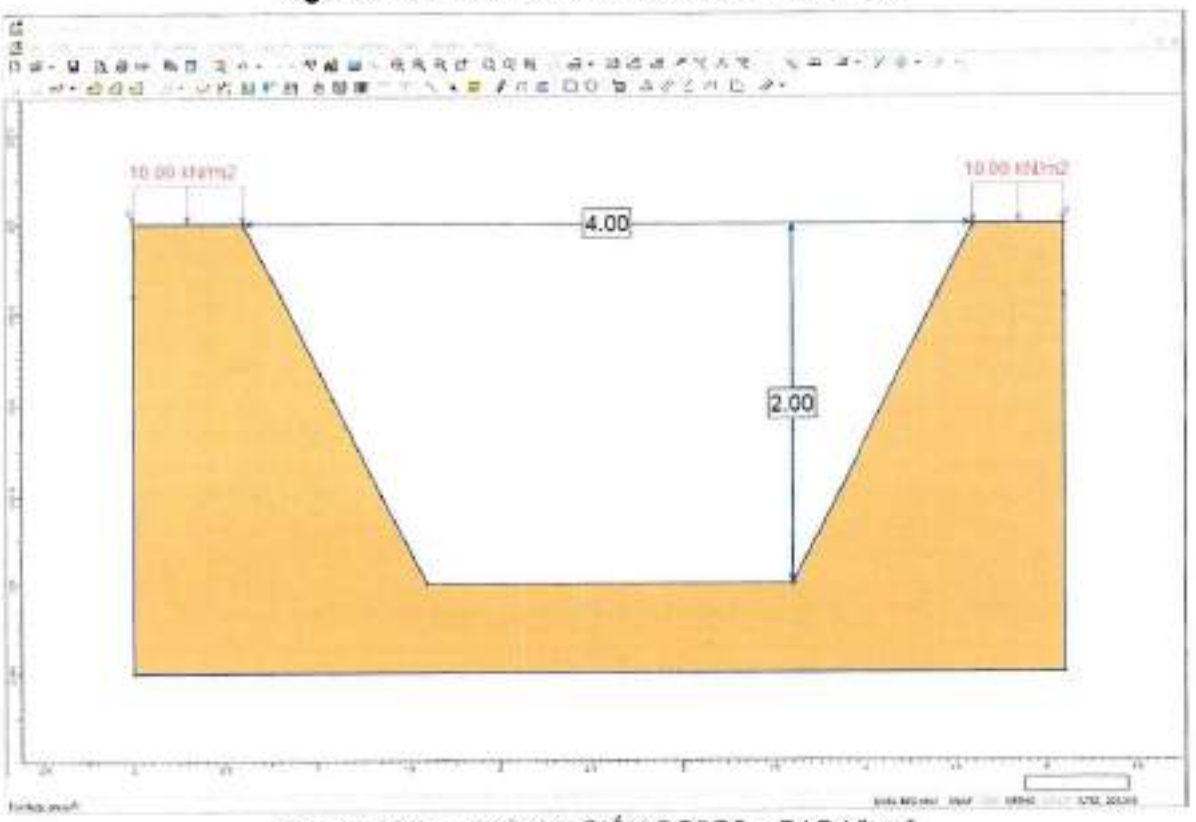
Analizaremos el caso más crítico que es la excavación con presencia solo de material gravo-limoso. A partir del modelo dibujado en AUTOCAD, se crean las capas correspondientes a Limite Externo (External), Limite Materias (Material), Napa Freática (Water Table) en formato dxf. En el programa Slide mediante la opción importar, se monta este modelo en el programa. Se asignan los materiales y elementos de soporte con sus respectivas.

Figura 10. Creación del modelo en Autocad excavación para pozos



Fuente: AutodesK AutoCAD 2026 – Excavaciones.dxf

Figura 11. Creación del modelo en Slide 6.0



Fuente: Slide – EXCAVACIÓN POZOS – CAD View®

8.5.3 Definir propiedades

Es hora de definir las propiedades de los materiales. En la barra de herramientas del menú propiedades seleccionar Define Materials. En la ventana que se despliega se ingresaran las propiedades de cada material que constituye la estructura de la presa.

Figura 12. Definición de propiedades de los materiales en Slide 6.0

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Ru
GRAVA LIMOSA		20.08	Mohr-Coulomb	7	32.1	None	0

Fuente: Slide – EXCAVACIÓN POZOS – CAD View*

Se deberá asignar la napa freática a los materiales para que el programa sepa cómo calcular la presión de poros para cada material. Para nuestro caso particular no se evidenció el nivel freático hasta la profundidad explorada, por lo tanto, el modelo solo incluye condición estática sin agua subterránea.

8.5.4 Asignación de cargas

En Slide, las cargas externas pueden ser definidas, ya sea como cargas de línea concentrada, cargas distribuidas o carga sísmica. En nuestro caso, agregaremos la carga del personal, herramientas y o equipos livianos que puedan estar cerca a la excavación (carga distribuida) y el coeficiente sísmico en etapa de construcción (50% del coeficiente sísmico de diseño). En la barra de herramientas o en el Menú de Carga seleccione Añadir Carga Distribuida y Carga de Sismo (Seismic Load).

Figura 13. Asignación de carga vehicular y sísmica

Fuente: Slide – EXCAVACIÓN POZOS – CAD View*

8.5.5 Superficies de falla

El programa Slide puede analizar tanto superficies circulares como no circulares. Se puede analizar una superficie en particular o se puede realizar la búsqueda de una

superficie crítica con la finalidad de encontrar la superficie de falla con el menor factor de seguridad. En nuestro caso llevaremos a cabo la búsqueda de una superficie crítica para superficies de falla circulares. En el Slide hay disponibles 3 Métodos de Búsqueda para superficies de falla circulares: • Búsqueda por Cuadrícula ("Grid Search"), Búsqueda por Talud ("Slope Search") o Búsqueda Avanzada ("Auto Refine Search"). Se usará la Búsqueda por Talud.

Figura 14. Superficies de falla

8.5.6 Ejecución de análisis

Ya hemos terminado con la modelación y podemos continuar con la ejecución del análisis. Seleccione: Análisis → Computar ("Select: Analysis → Compute"). El motor de Cómputo del Slide empezará a ejecutar el análisis. Inicialmente se analizará el talud sin muro y sin carga sísmica.

Figura 15. Ejecución y proceso de análisis

Fuente: Slide – EXCAVACIÓN POZOS – CAD View®

8.5.7 Interpretación de los resultados

"Los Factores de Seguridad Básicos **FSB** aplicados al material térreo (suelo, roca o material intermedio) no deben ser inferiores a los Factores de Seguridad Básicos Mínimos **FSBM** o **FSBUM** de la tabla H.2.4-1, en la cual las cargas se refieren a valores nominales sin coeficientes de mayoración, tal como se indica en el aparte B.2.3 de este Reglamento, en el cual, para los cimientos y el material térreo de cimentación se empleará para las fuerzas sísmicas E un factor **R = 1.0**. En ningún caso el factor de seguridad básico mínimo **FSBM** podrá ser inferior a 1.00"[1].

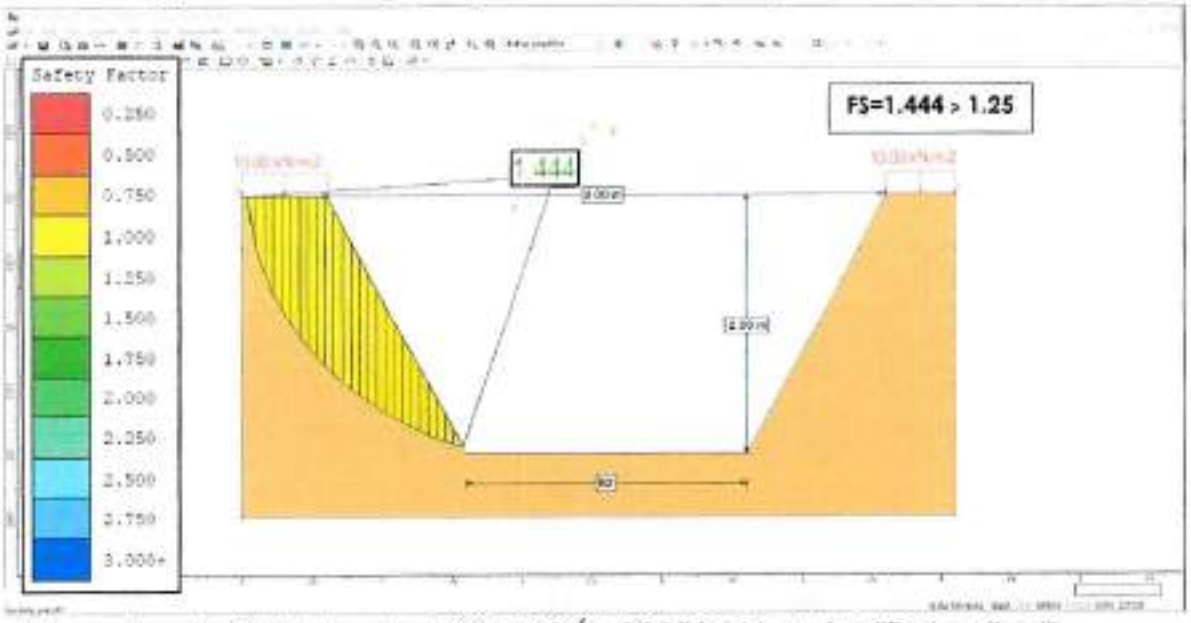
Tabla 25- Factores de seguridad mínimos directos

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

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

Fuente: Cuadro Título H Estudios Geotécnicos. Norma NSR-10

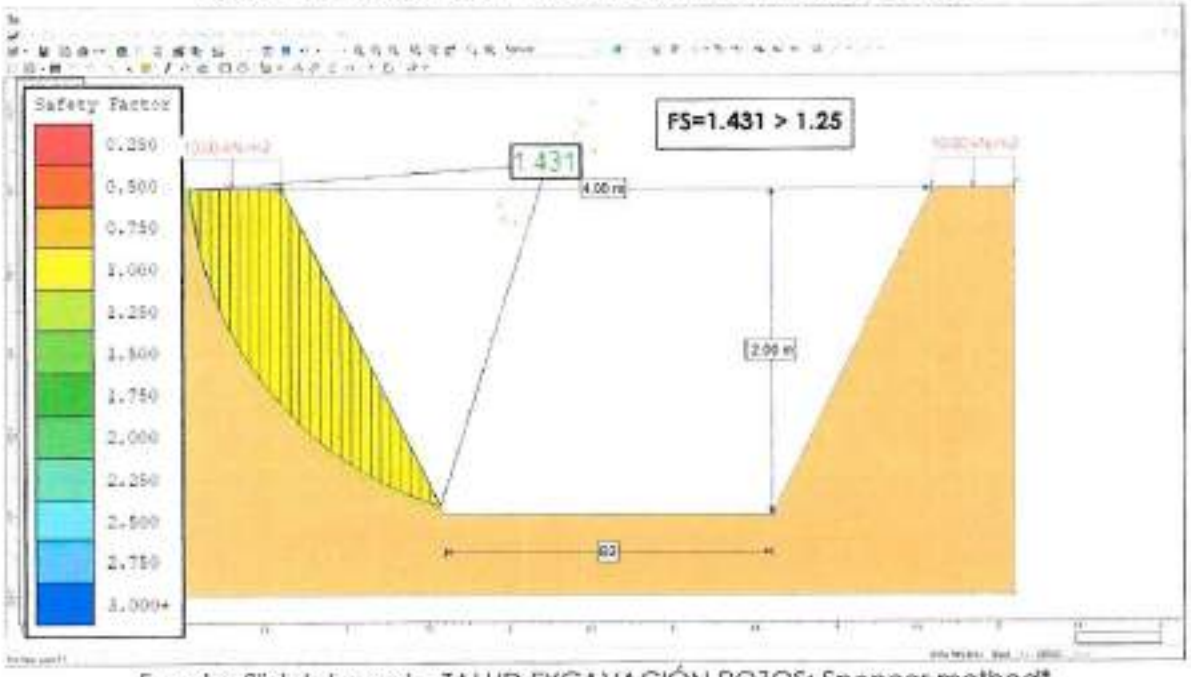
Figura 16. FS Bishop simplified – Excavación pozos talud 0.5H:1V



Fuente: SlideInterpret – EXCAVACIÓN POZOS: bishop simplified method*

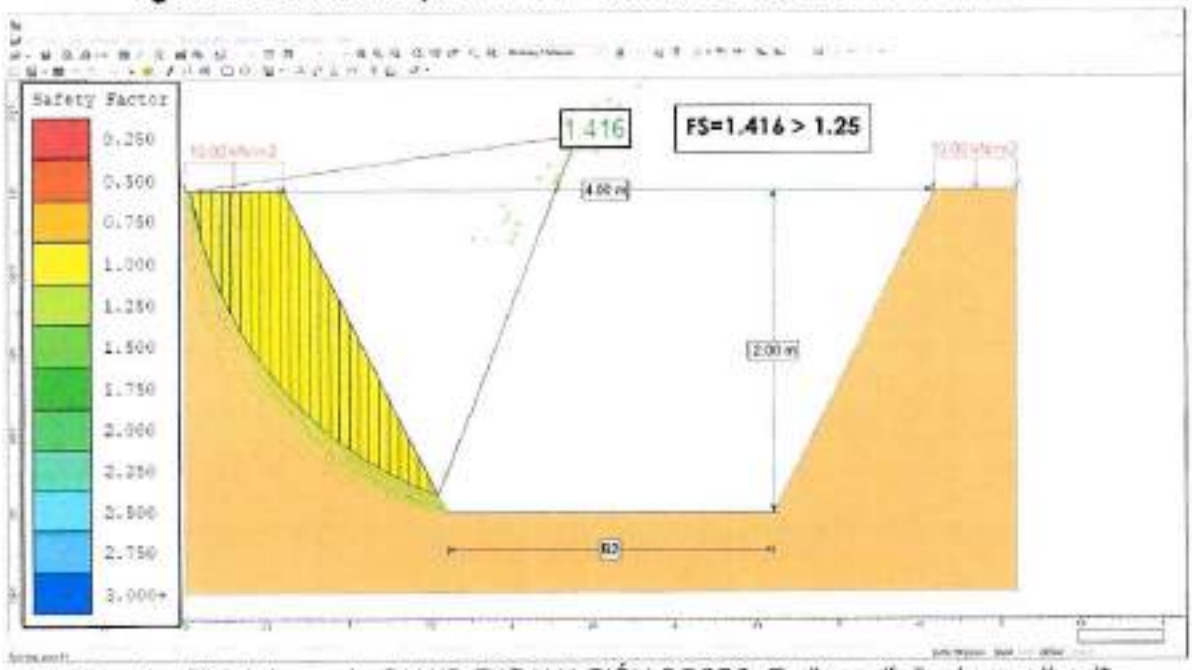
[1] Valores del factor de seguridad geotécnico básico FSB. Título H Estudios Geotécnicos. Norma NSR-10.

Figura 17. FS Spencer – Excavación pozos talud 0.5H:1V



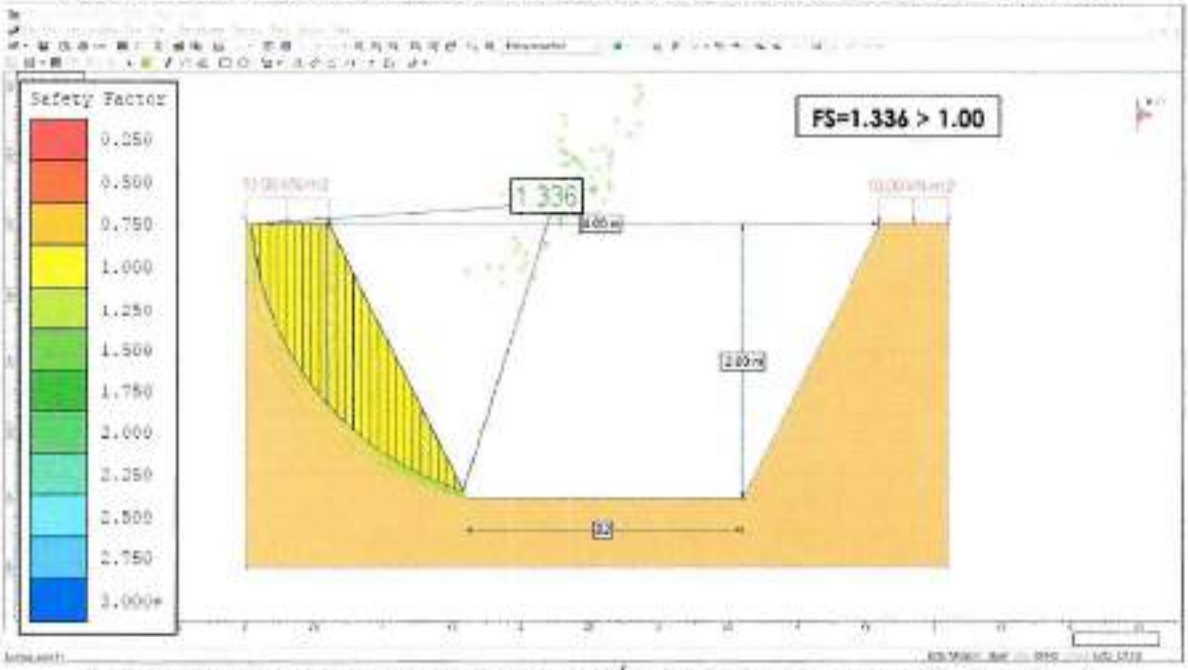
Fuente: SlideInterpret – TALUD EXCAVACIÓN POZOS: Spencer method*

Figura 18. FS Ordinary/Fellenius – Excavación pozos talud 0.5H:1V



Fuente: SlideInterpret – TALUD EXCAVACIÓN POZOS: Ordinary/fellenius method*

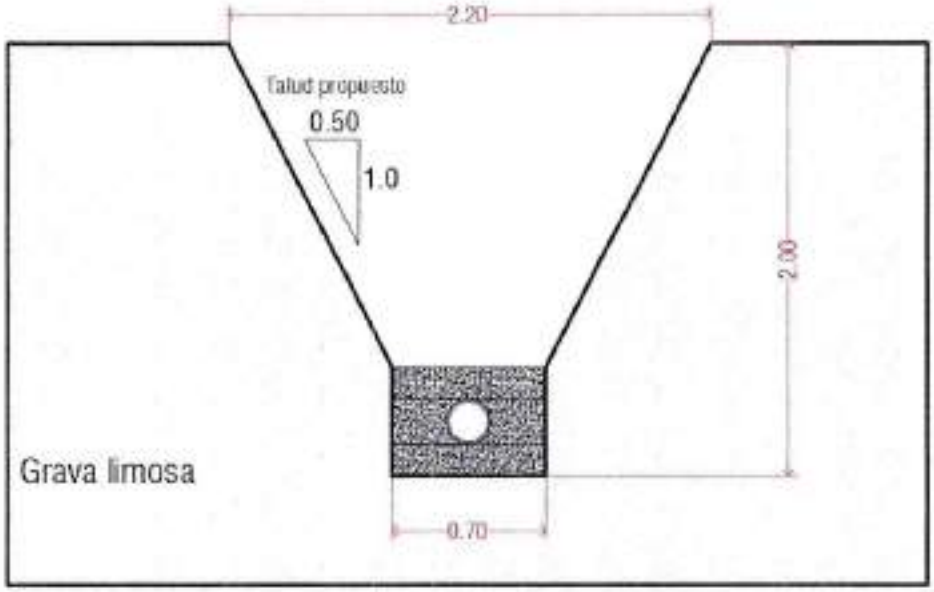
Figura 19. FS Bishop simplified – Excavación pozos talud 0.5H:1V con sismo



Fuente: SlideInterpret – TALUD EXCAVACIÓN POZOS: bishop simplified method*

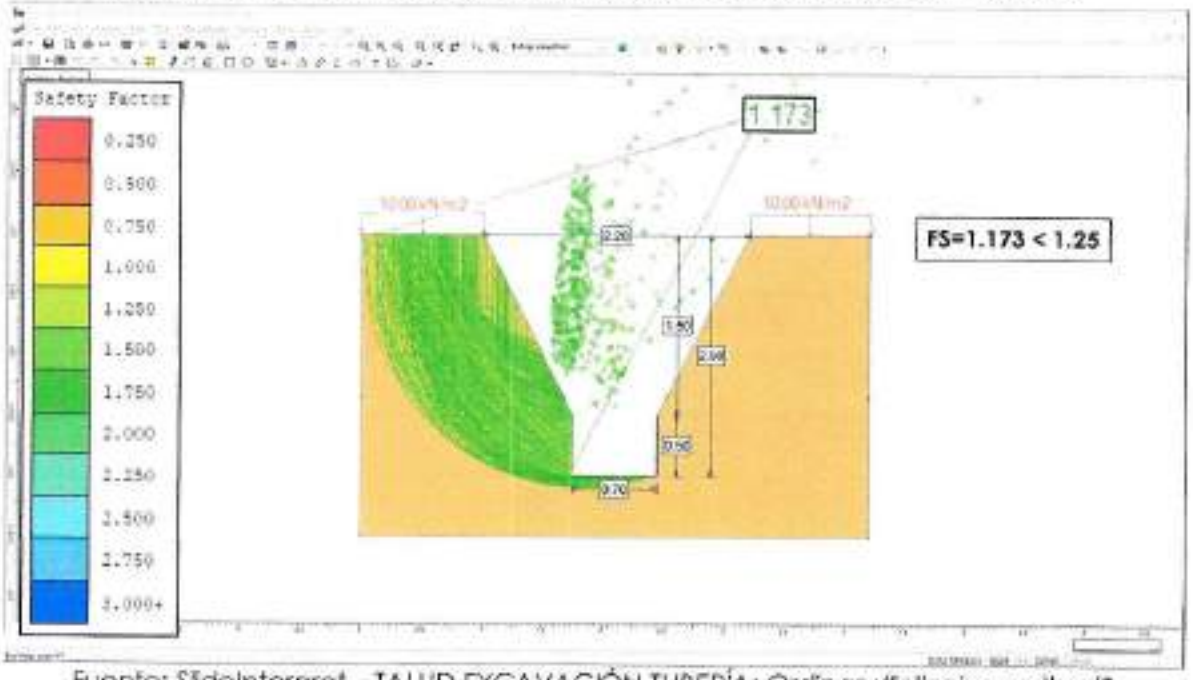
Ahora analizaremos la estabilidad de los taludes de excavación para la instalación de colectores de 8".

Figura 20. Creación del modelo en Autocad excavación colector



Fuente: AutodesK AutoCAD 2026 – Excavaciones.dxf

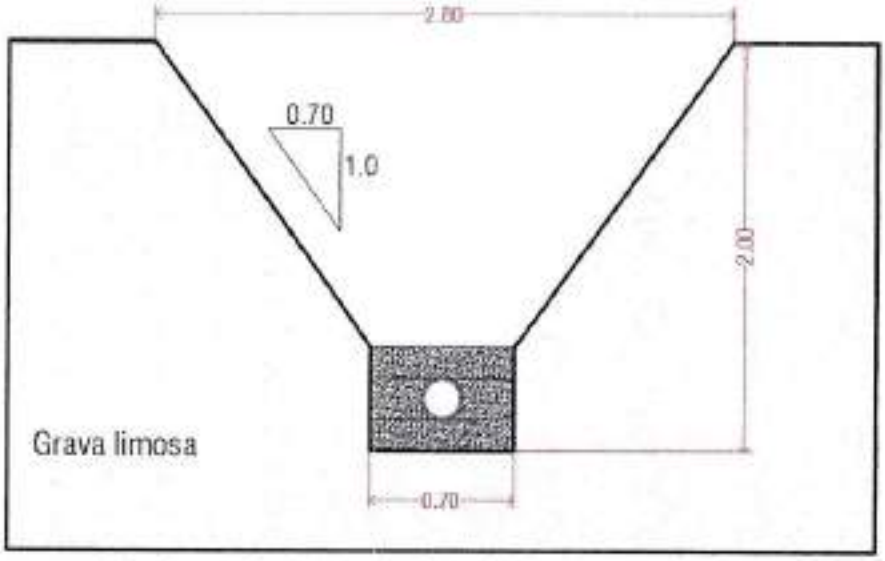
Figura 21. FS Ordinary/Fellenius – Excavación colector talud 0.5H:1V



Fuente: SlideInterpret – TALUD EXCAVACIÓN TUBERÍA: Ordinary/fellenius method*

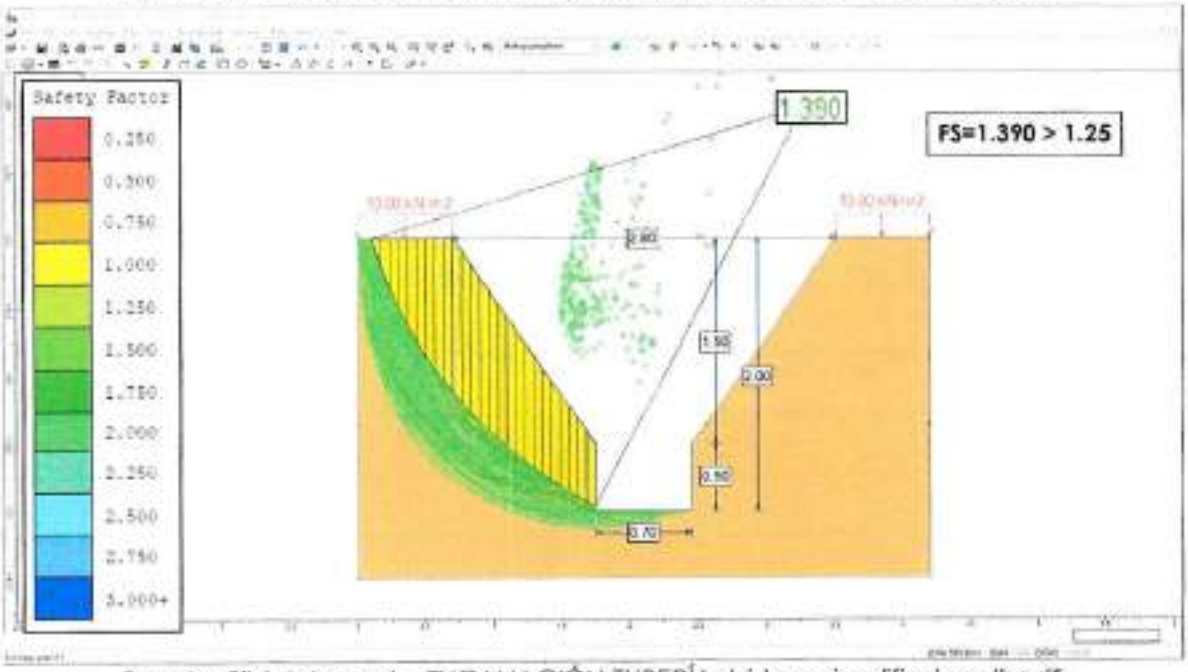
El modelo de excavación de colector con talud 0.50H:1V e factor de seguridad resulta menor a 1.25, por lo que procederemos a realizar otra modelación con un talud ligeramente mayor.

Figura 22. Creación del modelo en Autocad excavación colector talud 0.70H:1V



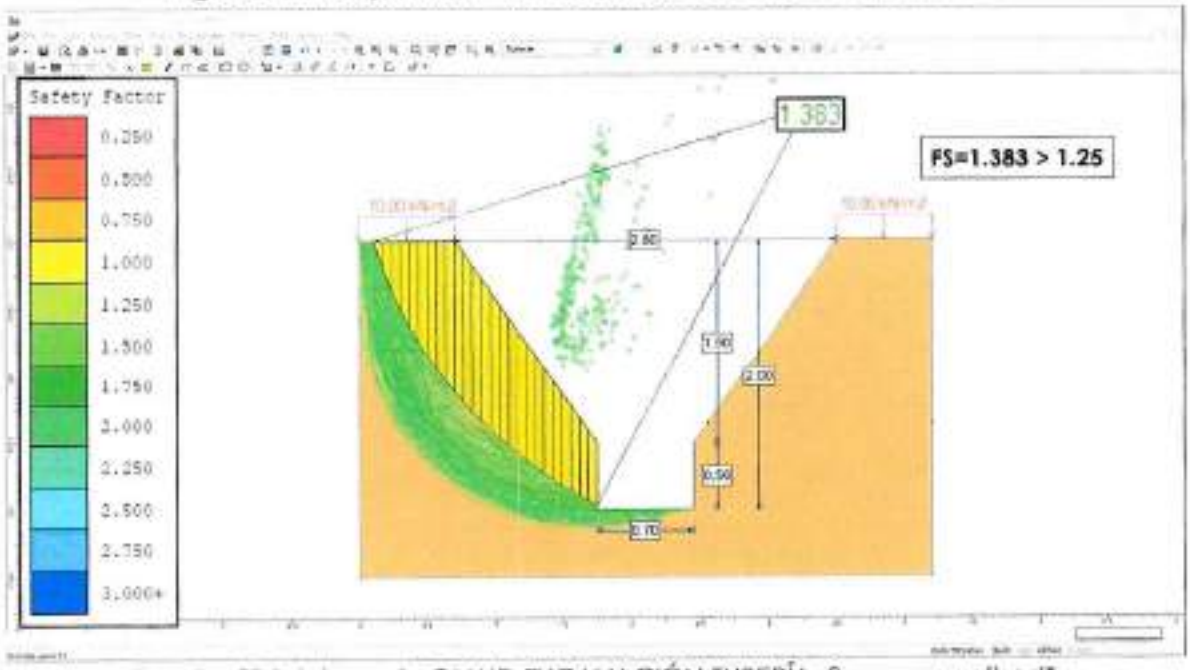
Fuente: AutodesK AutoCAD 2026 – Excavaciones.dxf

Figura 23. FS Bishop simplified – Excavación colector talud 0.70H:1V



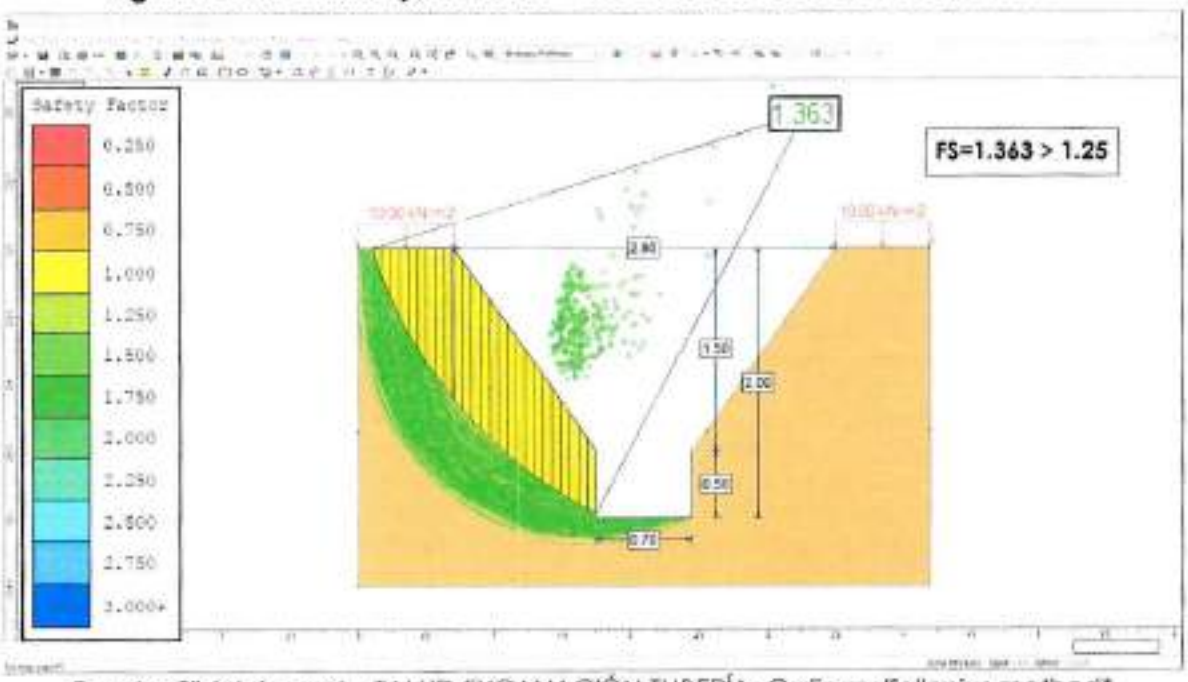
Fuente: SlideInterpret – EXCAVACIÓN TUBERÍA: bishop simplified method*

Figura 24. FS Spencer – Excavación colector talud 0.70H:1V



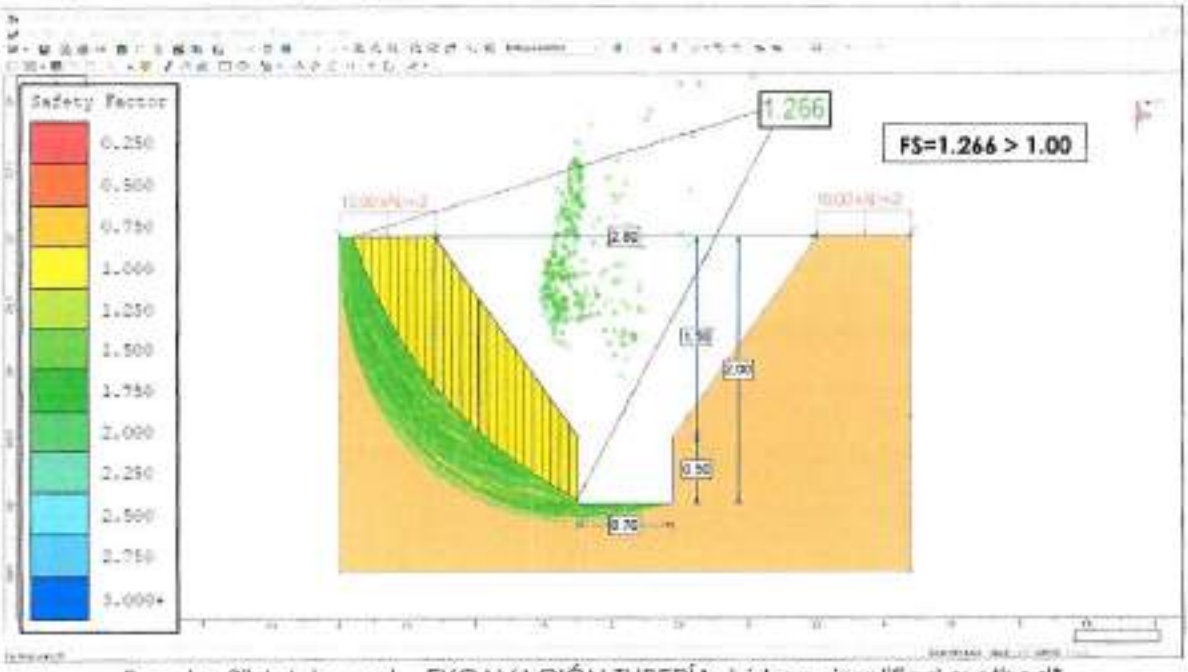
Fuente: SlideInterpret – TALUD EXCAVACIÓN TUBERÍA: Spencer method*

Figura 25. FS Ordinary/Fellenius – Excavación colector talud 0.7H:1V



Fuente: SlideInterpret – TALUD EXCAVACIÓN TUBERÍA: Ordinary/fellenius method*

Figura 26. FS Bishop simplified – Excavación colector talud 0.70H:1V con sismo



Fuente: SlideInterpret – EXCAVACIÓN TUBERÍA: bishop simplified method*

Tabla 26- Resumen factores de seguridad obtenidos excavación para pozos

Condición	Método			FS mínimo	Cumplimiento	
	Bishop	Spencer	Fellenius		SI	NO
Talud 0.50H:1V Condición Estática	1.444	1.431	1.416	1.25	X	
Talud 0.50H:1V Condición Estática + Sismo	1.336	1.291	1.302	1.00	X	

Fuente: Propia

Tabla 27- Resumen factores de seguridad obtenidos excavación para colectores

Condición	Método			FS mínimo	Cumplimiento	
	Bishop	Spencer	Fellenius		SI	NO
Talud 0.50H:1V Condición Estática	1.173	1.167	1.151	1.25		X
Talud 0.70H:1V Condición Estática	1.390	1.383	1.363	1.25	X	
Talud 0.70H:1V Condición Estática + Sismo	1.266	1.348	1.237	1.00	X	

Fuente: Propia

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 CONCLUSIONES

- Los suelos de la zona están compuestos superficialmente por arenas limosas de granulometría fina y gravas limosas con arena y bloques. Los suelos se identificaron por medio de la campaña de exploración geotécnica realizada.
- El nivel freático no se evidenció hasta la profundidad explorada. La humedad de los suelos encontrados presentó valores entre 5.41% y 8.18% con un valor promedio de 6.88%.
- Durante las exploraciones no se identificaron suelos problemáticos (orgánicos).
- Los suelos encontrados en la exploración pueden ser clasificados como como suelos granulares sin cohesión: Suelos Tipo C, según la clasificación de suelos para excavaciones.
- En las actividades constructivas del alcantarillado sanitario en el área urbana de Saravena se construirán redes de colectores y acometidas domiciliarias entre 1.40 m y 2.70 m de profundidad, con diámetros de 160 mm para acometidas domiciliarias y de 200 mm para los colectores principales y segundarios.
- El potencial de expansión de los suelos encontrados es considerado bajo.
- Los ensayos de corte directo realizados sobre muestras remoldeadas en condición saturada arrojaron como resultado un ángulo de fricción interna (ϕ) entre 25.3° y 32.1°, con un valor de cohesión c=0.05 y 0.07 kg/cm^2.
- Del análisis de los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos para el perfil promedio establecido en el sitio de construcción del proyecto, se obtienen los parámetros de resistencia al corte del suelo de cimentación, por medio de correlaciones del ensayo de SPT: c' = 0.09 kg/cm^2, ϕ' = 31.8°.
- La capacidad portante admisible mínima a 2.00 m de profundidad obtenida para un cimiento circular con diámetro B = 1.60 m es de 28.56 Ton/m^2, y para un cimiento continuo de 0.70 m de ancho a 1.20 m profundidad de 17.44 Ton/m^2.
- Al evaluar las condiciones geotécnicas encontradas y teniendo en cuenta las condiciones más desfavorables para la cimentación de las tuberías para la profundidad 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.

- Debido al tipo de suelo encontrado en los sondeos exploratorios (arenas limosas y gravas limosas con arena y bloques con poca cohesión), no es posible realizar un cajeo con paredes verticales.
- Se realizaron modelaciones en SLIDE para las excavaciones de pozos y colectores utilizando el método de análisis de factor de seguridad de Bishop, Spencer y Fellenius, a partir de los resultados obtenidos se estableció que para los pozos de inspección es posible excavar con un talud 0.50H:1V obteniendo factores de seguridad mayores a 1.41 en condición estática y a 1.29 en condición estática y coeficiente sísmico de diseño. Al analizar la excavación para colectores, en condición estática y coeficiente sísmico de diseño, encontramos que el talud 0.70H:1V es estable, al obtener valores del factor de seguridad en etapa de construcción superiores a 1.36 y 1.23, respectivamente.

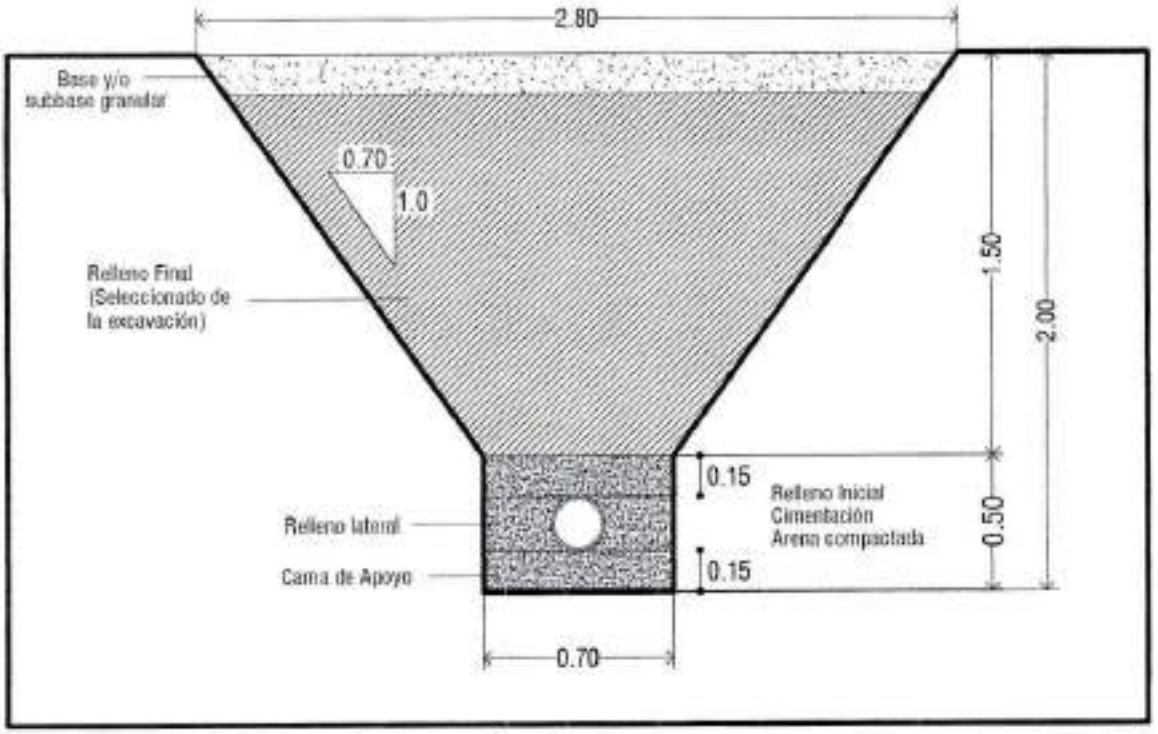
9.2 RECOMENDACIONES

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%.
- Aunque el proyecto no contempla construcción de vías, se deberá tener cuenta al momento de construirlas colocar capas 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.
- Si se requiere ampliar el ancho de la zanja debe hacerse por encima del lomo de la tubería.

***Figura 27.* Esquema típico de cimentación de colectores**



Fuente: Elaboración propia

- Los pozos de inspección podrán cimentarse mediante una placa maciza (placa de fondo) en concreto reforzado, aplicando un solado en concreto pobre de 10 cm de espesor.

Aunque se considera que el alcance de los trabajos de campo y laboratorio fueron los adecuados para definir las condiciones del subsuelo en los sitios del proyecto, durante la construcción podrán presentarse condiciones no encontradas en la investigación, tales como materiales diferentes y/o presencia de agua freática, que deberán ser comunicadas para tomar los correctivos del caso.

Ing. JOAQUIN EDUARDO DELGADO MONTAGUT
Ing. Civil UFPS - Esp. En Geotecnia Ambiental UDES
MP. 54202-72031 NTS - CC. 88.215.089 de Cúcuta

10. REFERENCIAS

BOWLES J. E. Foundation analysis and design. McGraw-Hill, 1997.

Das D. Shallow Foundations-Bearing capacity and settlement. Taylor & Francis Group, 2009.

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10), marzo de 2010.

INVIAS. Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, Artículo 220-13.

VICEMINISTRO DE AGUA Y SANEAMIENTO BÁSICO. Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS. Resolución 330 de junio 8 de 2017.