

ESTUDIO GEOLÓGICO, GEOTÉCNICO Y DE SUELOS

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA
CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN
EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"

**MUNICIPIO DE MORROA
DEPARTAMENTO DE SUCRE**

FEBRERO DEL 2025

FECHA: FEBRERO DEL 2025

PÁGINA: 1 DE 89

VERSIÓN 1.0

"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE
CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL
MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
INGENIERO DE SUELOS

ESTUDIO GEOLÓGICO, GEOTÉCNICO Y DE SUELOS

PROYECTO:

"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE
CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL
MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"

ALCALDÍA DEL MUNICIPIO DE MORROA

WILMER DAVID URIBE PERALTA

INGENIERO CIVIL

MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

MP. N° 081037-0565401 CÓRDOBA.

CC. N° 1.102.864.062 DE SINCELEJO

DEPARTAMENTO DE SUCRE

MUNICIPIO DE MORROA

FEBRERO DEL 2025

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	7
2.	JUSTIFICACIÓN	7
3.	INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO	7
3.1	NOMBRE DEL PROYECTO	7
3.2	LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO	8
3.2.1	UBICACIÓN.....	8
3.2.2	LÍMITES	8
3.2.3	ALTITUD	8
3.3	GEOPOSICIONAMIENTO DE LOTE A INTERVENIR EN EL MUNICIPIO DE MORROA.	9
3.4	OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO	10
3.4.1	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
3.5	EQUIPO DE TRABAJO.....	10
3.6	ALCANCE Y LIMITACIONES	11
3.7	CARGAS.....	11
4	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA	12
4.1	GEOLOGÍA REGIONAL.....	12
4.2	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	13
4.2.1	FORMACIONES GEOLÓGICAS.....	14
4.2.2	PLANO GEOLÓGICO DE DEPARTAMENTO DE SUCRE.....	16
4.2.3	PLANO GEOLÓGICO DEL MUNICIPIO DE MORROA	17
4.3	GEOLOGÍA LOCAL	18
4.3.1	PLANO GEOLÓGICO DEL LOTE A INTERVENIR	19
4.4	FALLA Y PLIEGUES GEOLÓGICOS.....	20
4.5	GEOMORFOLOGÍA.....	23
4.6	CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS.....	24
4.7	CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA	25
5	INFORMACIÓN DEL SUBSUELO	26
5.1	TRABAJO DE CAMPO.....	26
5.2	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	26
5.3	LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS REALIZADOS.....	28

5.4	RESUMEN PROPIEDADES DE LOS SONDEOS.....	30
5.5	PERFILES ESTRATIGRÁFICOS	31
5.6	TOPOGRAFÍA	31
5.7	NIVEL FREÁTICO	31
5.8	CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES.....	32
5.8.1	SUELOS EXPANSIVOS.....	32
5.8.2	SUELOS COLAPSABLES	35
5.8.3	EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	37
5.8.4	SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES.....	38
6	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO. 39	
6.1	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DEL TERRENO POR MEDIO DEL CBR SOBRE MUESTRA INALTERADA.	39
6.2	DETERMINACIÓN DE LA CAPA DE SUBBASE.	40
6.3	ENSAYO SPT PARA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS.....	41
6.4	VERIFICACIÓN DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS SEGÚN LA NSR- 10 45	
6.4.1	ANÁLISIS DEL RIESGO POR LICUACIÓN EL MÉTODO DE SEED E IDRIS.	46
6.5	OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO	50
6.6	ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.	54
6.6.1	CAPACIDAD DE CARGA ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.	55
6.7	ASENTAMIENTOS	56
6.7.1	ASENTAMIENTOS INMEDIATOS PARA LA ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.	56
6.7.2	ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PARA LA ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES. 57	
6.7.3	ASENTAMIENTO TOTALES PARA LA ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.	57
6.8	ENSAYOS REALIZADOS.	58

FECHA: FEBRERO DE 2025	"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"	 WILMER URIBE INGENIEROS DE SUELOS
PÁGINA: 4 DE 89		
VERSIÓN 1.0		

6.9	VALORACIÓN SÍSMICA	59
7	RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.....	65
7.1	RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO.	65
7.2	RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURA REDES Y MANHOLES.	67
7.2.1	RECOMENDACIONES PARA LA CIMENTACIÓN DE MANHOLES.....	67
7.2.2	RECOMENDACIONES PARA LA ESTRUCTURA DE REDES DE ALCANTARILLADO	68
7.3	MANEJO DE ACEROS Y CONCRETOS.	70
7.4	MANEJO DE EXCAVACIONES.....	70
7.5	MANEJO DEL NIVEL FREÁTICO	71
7.6	RECOMENDACIONES Y PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN.	72
7.7	PLAN DE CONTINGENCIA.	72
7.8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GEOLÓGICAS.	73
8	MARCO TEÓRICO	74
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78
	ANEXO REGISTRO FOTOGRÁFICO.....	79
	ANEXO LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS EN EL PLANO	82
	ANEXO DOCUMENTOS DEL PROFESIONAL.....	84
	ANEXO ENSAYOS DE LABORATORIO.....	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Geoposicionamiento De Lote A Intervenir En El Municipio De Morroa.	9
Tabla 2. Resumen de sondeos realizados para el proyecto.	27
Tabla 3. Coordenadas Sondeos Para La Estructuras De Redes De Alcantarillado Y Manholes.	28
Tabla 4. coordenadas de los sondeos para el pavimento.	29
Tabla 5. Resumen Y Propiedades De Los Sondeos Para La Redes De Alcantarillado Y Manholes.	30
Tabla 6. resumen y propiedades de los suelos para la estructura de pavimento.	30
Tabla 7. Perfil estratigráfico de los sondeos Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.	31
Tabla 8. Perfiles estratigráficos estructura de pavimento.	31
Tabla 9. Clasificación de suelos expansivos.	33
Tabla 10. Valores de referencia del límite líquido para determinación del potencial de expansión de los suelos.	33
Tabla 11. Potencial de expansión del suelo Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.	34
Tabla 12. Predicción de la expansividad a partir índice de plasticidad "Tabla 132 - 2 según INVIAS"	34
Tabla 13. Potencial de expansión de los suelos para la vía.	35
Tabla 14. Identificación De Colapsabilidad.	36
Tabla 15. Valores de CBR en los sondeos para la de la.	39
Tabla 16. Resultados ensayo SPT Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.	44
Tabla 17. Evaluación De Licuación Del Suelo Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.	49
Tabla 18. módulo de Poisson aproximado, para diferentes materiales.	52
Tabla 19. Capacidad De Carga Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.	55
Tabla 20. Asentamientos inmediatos Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.	56
Tabla 21. Asentamientos totales Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.	57
Tabla 22. Perfil Del Suelo.	60
Tabla 23. símbolos de suelos granulares.	74
Tabla 24. símbolos de los suelos finos.	74
Tabla 25. características y uso de los suelos (grupo del SUCS).	77

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Ilustración 1 Localización Del Municipio De Morroa En Colombia Y El Departamento De Sucre.	8
Ilustración 2. Imágen satelital del lote a intervenir.	9
Ilustración 3. formaciones en departamento de sucre según el plano geológico.	16
Ilustración 4. Formaciones En El Municipio De Morroa Según El Plano Geológico.	17
Ilustración 5. Formaciones De La Zona A Intervenir Municipio De Morroa Según El Plano Geológico.	19
Ilustración 6. Plano de fallas geológica	20
Ilustración 7. Mapa Hidrogeológico de Colombia 2002 Ideam	25
Ilustración 8. Plano Localización De Sondeos Para La Estructuras De Redes De Alcantarillado Y Manholes.	28
Ilustración 9. plano de localización de los sondeos para el pavimento.	29
Ilustración 10. evolución de sismos en la zona a intervenir.	48
ilustración 11. para fines constructivos, el esquema de apoyo unidad #2.65	
Ilustración 12. para fines constructivos, el esquema de apoyo unidad.....	66
Ilustración 13. Estructura De Los Manholes.	67
Ilustración 14. Estructura De Las Redes De Alcantarillado.	69
Ilustración 15. clasificación está basada sólo en los limites de Atterberg.	75
Ilustración 16. nombres típicos de los materiales	76
Ilustración 17. registro fotográfico.	80

INGENIERIA DE SUELOS

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe geotécnico contiene los resultados de la investigación realizada para el proyecto de la **"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"**. Esta investigación se llevó a cabo a través de trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras obtenidas en el sitio de estudio.

2. JUSTIFICACIÓN

La presente investigación se enfocó en estudiar el comportamiento y características principales del terreno con la finalidad de definir la propuesta del tipo de cimentación adecuada de acuerdo a las especificaciones del proyecto designado para este caso se presenta para un pavimento rígido.

3. INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

La Alcaldía Del Municipio De Morroa, ha pedido la realización de este informe para la **"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"** En el Municipio de Morroa, departamento de Sucre. Específicamente obtener recomendaciones para la construcción de la cimentación.

Para la ejecución de este informe se siguen los parámetros establecidos en los requerimientos de la Normativa INVIAS, resolución 0330 de 2017 y ras 2000 y además de teorías obtenidas de investigadores a través de lo historia por diversos autores.

3.1 NOMBRE DEL PROYECTO

"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"

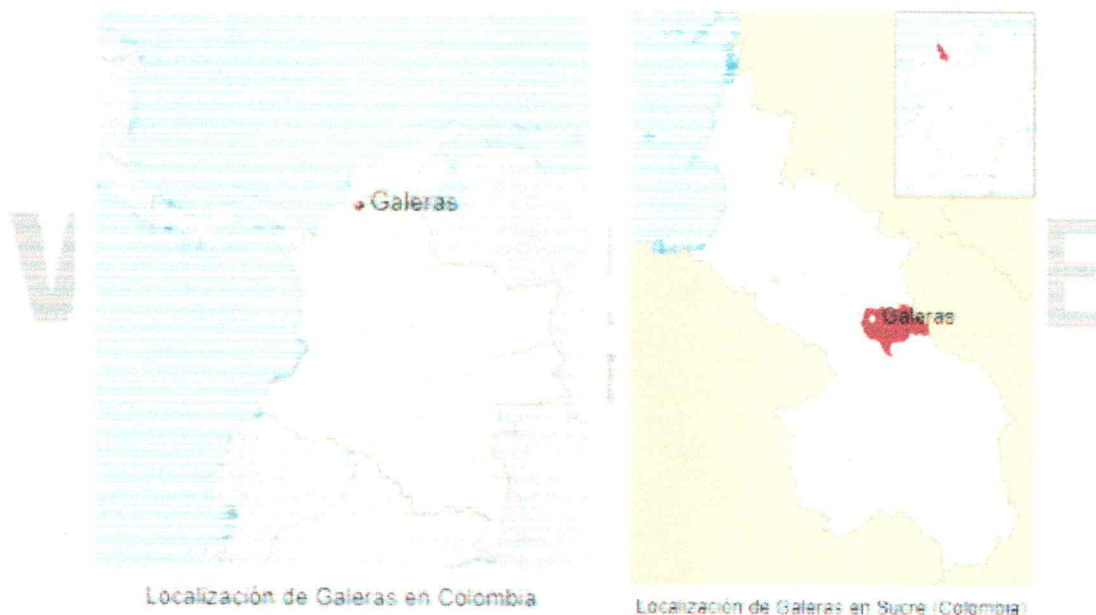
3.2 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El sitio motivo del presente estudio se encuentra en el Municipio De Morroa, exactamente para la construcción de un pavimento rígido.

3.2.1 UBICACIÓN

Morroa es un municipio del departamento de Sucre, en la región Caribe de Colombia, Su territorio se caracteriza por un clima seco tropical y suelos aptos para la agricultura y la ganadería. Es reconocido por su tradición en la fabricación de hamacas tejidas a mano, una práctica artesanal de gran importancia cultural. Además, su localización geográfica le permite tener una conexión estratégica con municipios cercanos, facilitando el comercio y la movilidad en la región.

Ilustración 1. Ilustración 1 Localización Del Municipio De Morroa En Colombia Y El Departamento De Sucre.



3.2.2 LÍMITES

- 📍 **Norte:** Sincelejo
- 📍 **Sur:** Los Palmitos
- 📍 **Este:** Ovejas
- 📍 **Oeste:** Corozal

3.2.3 ALTITUD

La cabecera Municipal tiene una altura sobre el nivel del mar de 170 m.

3.3 GEOPOSICIONAMIENTO DE LOTE A INTERVENIR EN EL MUNICIPIO DE MORROA.

El proyecto se encuentra ubicado en el Municipio De Morroa, específicamente en la carrera 7 entre calle 9 y fundación maria reina en el casco urbano para el mejoramiento en pavimento rígido. A continuación, se presenta la localización del proyecto con las siguientes coordenadas:

Tabla 1. Geoposicionamiento De Lote A Intervenir En El Municipio De Morroa.

"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"									
MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE									
GEOPOSICIONAMIENTO TRAMO A INTERVENIR									
TRAMO	Ubicación	Referencia	Abscisas	Distancia(m)	Alternativa	Coordenadas Gauss Kruger		Coordenadas Elipsoidales	
						Norte	Este	Latitud	Longitud
I	CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA	Inicio	0+000	273.00	Pavimento Rígido	1523888.129	865741.054	9°19'52.54"N	75° 17'58.40"O
		Fin	0+273			1524087.890	865910.224	9°19'59.05"N	75° 17'52.88"O
				273.00					

Ilustración 2. Imagen satelital del lote a intervenir.



3.4 OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO

El objetivo de este estudio es proporcionar recomendaciones para la estructura de soporte en el proyecto de **"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"**. Esto incluye el análisis del mejoramiento del suelo de soporte, con el fin de garantizar la estabilidad y durabilidad del pavimento en las zonas mencionadas. Además, se busca identificar y proponer soluciones para los puntos críticos que puedan afectar la integridad del pavimento, asegurando un diseño de calidad y coste-efectivo para el proyecto.

3.4.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✚ Clasificar los suelos según sus características y propiedades mecánicas.
- ✚ Identificar la expansividad de los suelos encontrados en cada sondeo.
- ✚ Determinar el Índice de Colapsabilidad de los suelos encontrados en cada sondeo.
- ✚ Reducir la susceptibilidad al hinchamiento por cambio de humedad en los suelos cohesivos.
- ✚ Determinar la capacidad de soporte del suelo para la vía

3.5 EQUIPO DE TRABAJO

WILMER DAVID URIBE PERALTA

INGENIERO CIVIL

MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

MP. N° 081037-0565401 CÓRDOBA.

CC. N° 1.102.864.062 DE SINCELEJO

OSNAIDER ROMERO SEVILLA

C.C 1102873759 DE SINCELEJO.

LABORATORISTA.

3.6 ALCANCE Y LIMITACIONES

El presente estudio comprende las generalidades del proyecto, incluyendo la localización, descripción, objetivos y alcances generales del estudio geotécnico, así como los aspectos de geología y geomorfología del área de estudio. Posteriormente, se incluye la descripción de la exploración realizada con la respectiva localización, indicando la cantidad y tipo de ensayos efectuados.

Se incluye la caracterización geotécnica del proyecto, teniendo como base el alineamiento de las obras civiles proyectadas (considerando la información suministrada por el cliente). La caracterización se presenta de acuerdo con los resultados de campo y laboratorio, y se describe las diferentes propiedades geomecánicas, indicando su distribución tanto en profundidad como en extensión lineal.

Se presentan los parámetros geotécnicos representativos a tener en cuenta en la etapa de análisis y diseño geotécnico. Finalmente, se ofrecen recomendaciones para la adecuación del terreno, cortes y/o rellenos para la construcción de la obra proyectada.

Las recomendaciones contenidas en el presente informe se basan en la experiencia de los profesionales capacitados, la exploración del subsuelo, los análisis empleados bajo las hipótesis propuestas por los profesionales y su percepción de los procesos en campo. Por ende, puede contener imprecisiones propias de las incertidumbres relacionadas con las hipótesis de diseño, la génesis aluvial de los depósitos de suelo y, por consiguiente, de su comportamiento físico, químico y mecánico. Si durante la construcción se presentan situaciones o condiciones no previstas en este informe, deberá darse aviso oportuno al profesional responsable de los presentes análisis para estudiar la solución más adecuada. Esto también incluye cambios en el diseño que puedan generar una variación en la localización, uso, niveles o cargas utilizados para este informe. Este documento no podrá ser alterado o modificado sin autorización explícita del profesional responsable del mismo.

3.7 CARGAS

No aplica para estructura de pavimento.

Manholes de 14,65 toneladas

4 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

4.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El Departamento de Sucre, hace parte de la región noroccidental de Colombia, la cual ha tenido una gran complejidad estructural y sedimentaria producto de la estrecha interrelación y evolución tectono-sedimentaria de la esquina noroccidental de Suramérica, donde la interacción de las placas de Nazca, Caribe y suramericana, ha jugado un papel preponderante desde finales del Mesozoico.

El departamento comprende dos regiones morfoestructurales con características geológicas diferentes, las cuales corresponden de sur a norte a la Cuenca San Jorge-Plato y al llamado Terreno Sinú - San Jacinto (Duque, 1984). Este terreno se constituye de dos cuñas de materiales sedimentarios (Cinturones de San Jacinto y Sinú), caracterizados por presentar pliegues anticlinales estrechos y sinclinales amplios. No obstante, lo anterior, las unidades litoestratigráficas presentes en el departamento hacen parte exclusivamente del llamado Cinturón de San Jacinto, que constituye la parte montañosa al noroccidente, donde se hallan las rocas aflorantes más antiguas que hacen parte de la Formación Canzona, de edad Cretáceo superior, compuesta por limolitas color crema, cherts y areniscas conglomeráticas, de ambientes marinos profundos asociadas a rocas volcánicas.

WILMER URIBE
INGENIERÍA DE SUELOS

4.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

LINEAMIENTO SAN JORGE

En la plancha 53 Magangué, es un rasgo con dirección NE que atraviesa la plancha de SW a NW, el lineamiento está marcado por un cambio fuerte en la dirección del curso del Río Magdalena de una tendencia NW a tendencia NE a la altura de la población de Magangué y se puede seguir hacia el SW a un tramo rectilíneo del Río San Jorge a la altura de Santiago Apóstol. Este lineamiento es llamado Falla de Ayapel por Page (1986) en Ujueta (2007), la cual sería una falla normal con buzamiento al SE, que es asociada a un control del Río San Jorge en cercanías a la desembocadura al Río Magdalena al sur de plancha 53 Magangué. Sin embargo durante los trabajos de campo en la plancha 53 Magangué no se encontraron evidencias de deformación que apoye la Falla de Ayapel.

LINEAMIENTO DE LOBA

En la plancha 53 Magangué se observa un rasgo de dirección NW que se identifica en la parte oriental de la plancha por un tramo rectilíneo del Brazo de Loba del Río Magdalena y que llegaría hasta el lineamiento de San Jorge, Duque-Caro (1980) denomina este rasgo como Lineamiento de Loba, posteriormente este lineamiento es denominado Falla Chicagua y es caracterizada como una falla normal con buzamiento al SO (Page (1986) en Ujueta (2007)), en el Mapa geológico de Colombia de 1988 es nombrado Falla de Loba (Ingeominas (1988) en Ujueta (2007)). No se encontraron evidencias de deformación asociadas que apoyen la idea de una falla en este sector

4.2.1 FORMACIONES GEOLÓGICAS

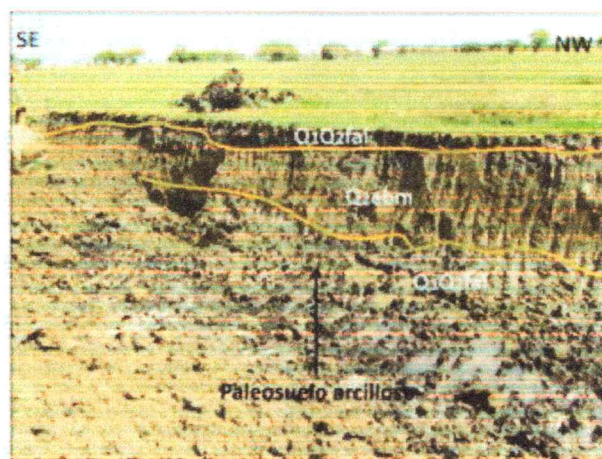
FORMACIÓN BETULIA (Q1b) El primer autor que describe las unidades que hoy se denominan Grupo Sincelejo fue Beck (1921), nombrándolas como Formación San Antonio. Posteriormente Werenfels (1926) renombra la parte superior como Sincelejo Sandstone, conformada por los sedimentos arenosos pobremente consolidados y discordantes sobre Sabana Sandstone (sedimentos arcillosos). Kassem et al. (1967), dividieron la secuencia en las formaciones Sincelejo Superior y Sincelejo Inferior e indican que los cambios faciales rápidos hacia el norte, permiten dividir la secuencia en tres unidades: Sincelejo, Morroa y Betulia, sin mayor precisión en cuanto a localidad tipo. El nombre se deriva de la población de Betulia en el departamento de Sucre. Clavijo et al. (1998 a, b), retoman las divisiones de Formación Sincelejo y Formación Betulia y Clavijo & Barrera (2001), describen la Formación Sincelejo incluyendo el Sincelejo Inferior, el Sincelejo Superior y la Formación Morroa; adicionalmente cartografiaron la Formación Betulia, independiente de la Formación Sincelejo. Forero et al. (1997a,b), consideran la presencia de dos unidades: la primera corresponde a los alrededores de Sincelejo con nomenclatura N2-Sc (Sincelejo) del Plioceno Medio, compuesta por conglomerados y arenitas liticas conglomeráticas intercaladas con arcillolitas, limolitas y turbas; la segunda unidad es cuaternaria (Q1-l) y está compuesta por arcillas, turbas, arcillas arenosas con niveles delgados de gravas y localmente, capas de diatomitas. Rodríguez et al. (2011, 2012) y Bermúdez et al. (2012), utilizan el término Grupo Sincelejo, dividiéndolo en los Miembros Inferior y Superior, este último aflora en el sector oriental de la Plancha 62 – La Ye, que de acuerdo con Rodríguez et al. (2013), corresponde a lo que Clavijo y Barrera (2001), denominaron Formación Betulia. Consideran que la ausencia de buenas exposiciones y la presentación subhorizontal de los estratos impiden una buena diferenciación cartográfica. Lazala & Parra (2010), dividen el Grupo Sincelejo de base a techo, en Formación Sincelejo, Formación Morroa para la parte media y Formación Betulia también llamada Formación Caucasia para la parte superior.

Distribución geográfica y expresión geomorfológica La parte superior de la Formación Betulia aflora en el costado occidental de la Plancha 63 – San Marcos, entre los cascos urbanos de los municipios de San Marcos al sur y Morroa y San Benito Abad al norte; cubre un área aproximada de 530 km² (Cuadrículas A-1, A-4, B-1, B-2, C-1, E-1 y F1).

La unidad presenta una morfología de montículos de cerros residuales muy bajos, que corresponden a las zonas de mayor altura topográfica en la plancha, disectados por la erosión que causan las aguas lluvia, pues éstas disgregan el material y lo movilizan hacia las áreas circundantes.

La Formación Betulia está compuesta por niveles que varían de conglomerados a areniscas conglomeráticas, areniscas arcillosas con gravas y arcillolitas arenosas a arcillolitas. En el área no está expuesta la totalidad de la secuencia; por lo general, los afloramientos son escasos y no superan los 20 m de espesor, estos factores dificultan definir la continuidad lateral de las capas y el levantamiento de una columna estratigráfica generalizada de la unidad. En los afloramientos visitados se observó que la unidad se compone de capas intercaladas e irregulares, subhorizontales, con espesores entre 0,1 m y 4 m, con variación lateral que hace que se presenten como capas lentiformes, como se observa en Los Cayitos y en la cantera Las Mercedes.

Litología Las llanuras de inundación hacen parte de la llanura aluvial en la confluencia de los ríos Cauca y Magdalena (Brazo de Loba) y están compuestas por intercalaciones e interdigitaciones de arenas finas a muy finas, limos y arcillas de color gris a gris claro (N7) que por oxidación varían a gris amarillento (5Y 7/2) a marrón amarillento moderado (10YR 5/4). Estos sedimentos están interdigitados con los del Abanico Aluvial de La Mojana y con los Depósitos fluviolacustres, por lo que en la secuencia aparecen niveles de arcillas de color gris claro (N7) que cambian tajantemente a gris oscuro (N3) por presencia de materia orgánica, que indica la existencia de paleosuelo (Fotografía 10).



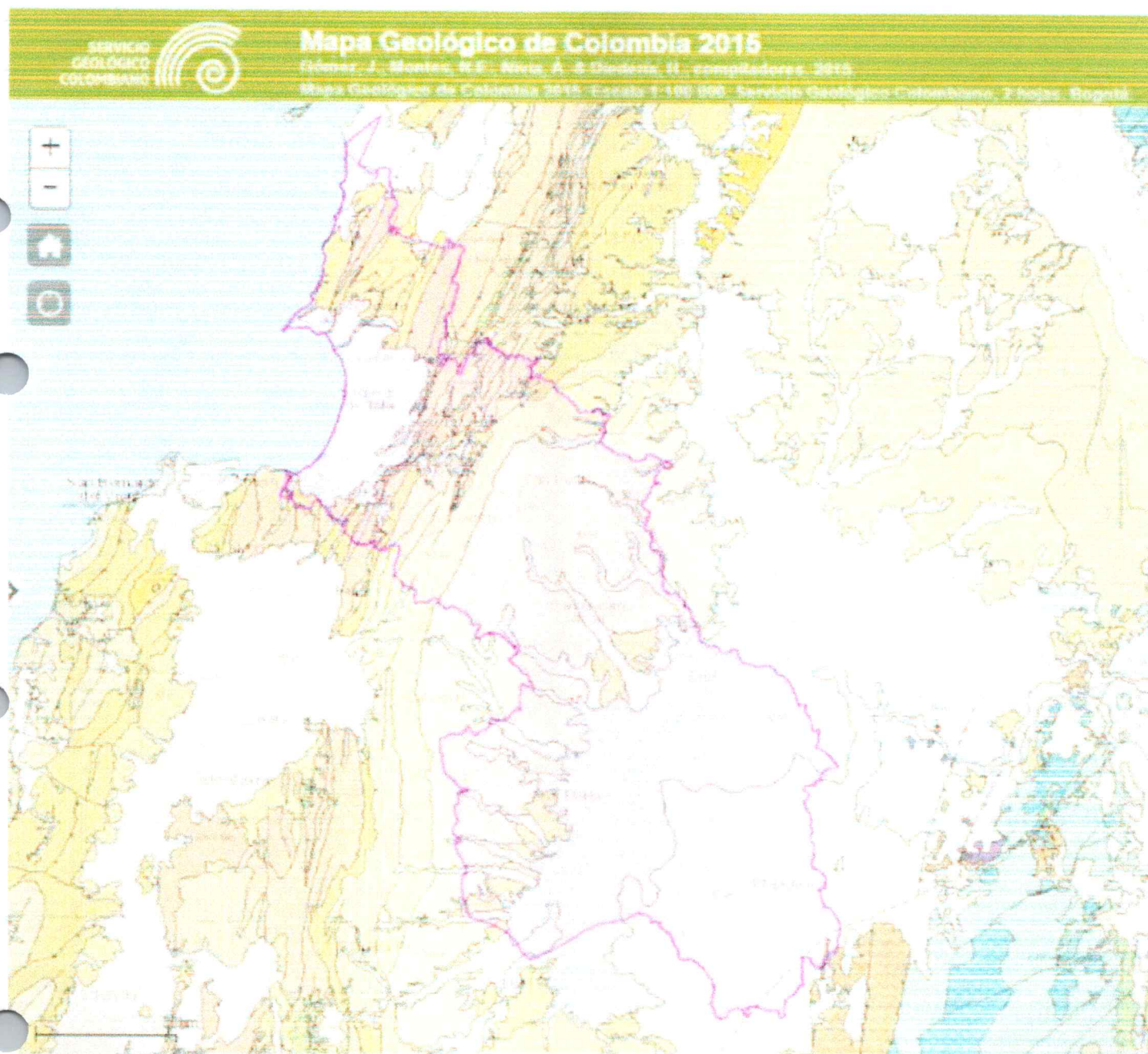
Fotografía 10. Arcillas grises de Llanura de inundación (Q1Q2fal) sobre arenas finas micáceas a limo arcillosas del Abanico Aluvial de La Mojana (Q2abm).

Estación ABM-0118, 1 478 484m.N y 930 924 m.E.

4.2.2 PLANO GEOLÓGICO DE DEPARTAMENTO DE SUCRE

En el departamento de sucre según el plano geológico, se encuentran las siguientes formaciones del suelo:

Ilustración 3. Formaciones en departamento de sucre según el plano geológico.



FUENTE: MAPA GEOLOGIA DE COLOMBIA 2015

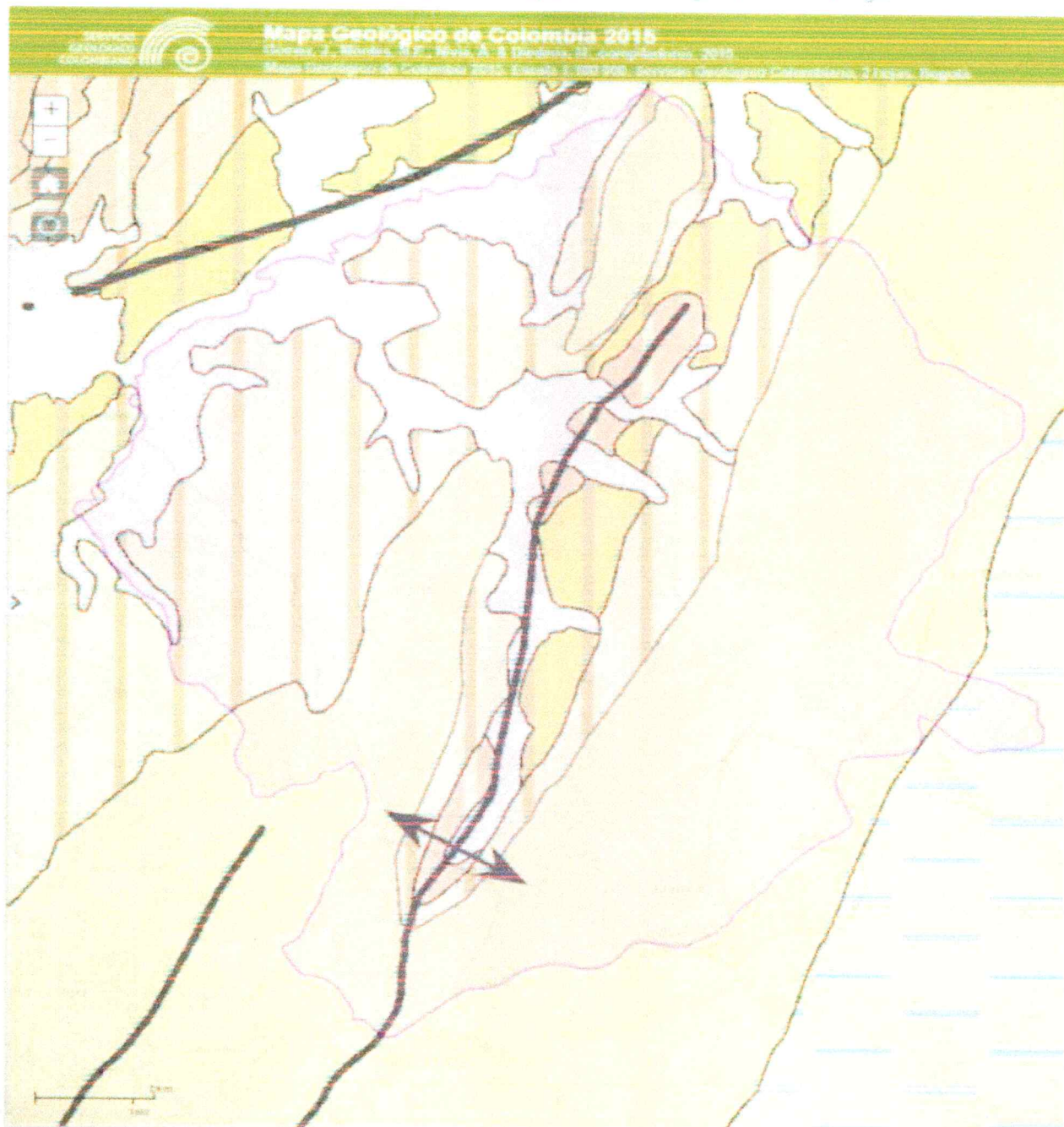
www.ingenierosdesuelosquindia.com

ESTUDIO GEOTECNICO DE OBRAS DE OBRAS DE
CELULAR 2006/00077

4.2.3 PLANO GEOLÓGICO DEL MUNICIPIO DE MORROA

En el Municipio De Morroa según el plano geológico, se encuentran las siguientes formaciones del suelo:

Ilustración 4. Formaciones En El Municipio De Morroa Según El Plano Geológico.



FUENTE: MAPA GEOLOGÍA DE COLOMBIA 2015

4.3 GEOLOGÍA LOCAL

El municipio de Morroa se encuentra ubicado en la región Caribe de Colombia, dentro del departamento de Sucre. Geológicamente, la zona pertenece a la subcuenca de Sincelejo, dentro de la cuenca del Valle Inferior del Magdalena, donde predominan formaciones sedimentarias del Neógeno y depósitos recientes del Cuaternario.

Unidades Geológicas

Las principales unidades geológicas presentes en el municipio son:

Formación Sincelejo (Neógeno): Compuesta principalmente por areniscas de grano medio a grueso, intercaladas con lutitas grisáceas y niveles calcáreos. Esta formación es de gran interés paleontológico debido a la presencia de fósiles de vertebrados, lo que indica condiciones deposicionales de ambientes fluviales y lacustres en el pasado.

Depósitos Cuaternarios: Se encuentran depósitos de origen aluvial y coluvial, conformados por arcillas, limos y arenas. Estos sedimentos recientes se han acumulado por procesos de erosión y transporte fluvial, generando suelos con características variables en términos de estabilidad y capacidad portante.

Hidrogeología

Uno de los aspectos más relevantes de la geología local es la presencia del acuífero Morroa, una formación hidrogeológica de alta importancia en la región, ya que abastece de agua potable a Sincelejo y otros municipios. Este acuífero está compuesto por materiales sedimentarios permeables, permitiendo el almacenamiento y circulación de aguas subterráneas.

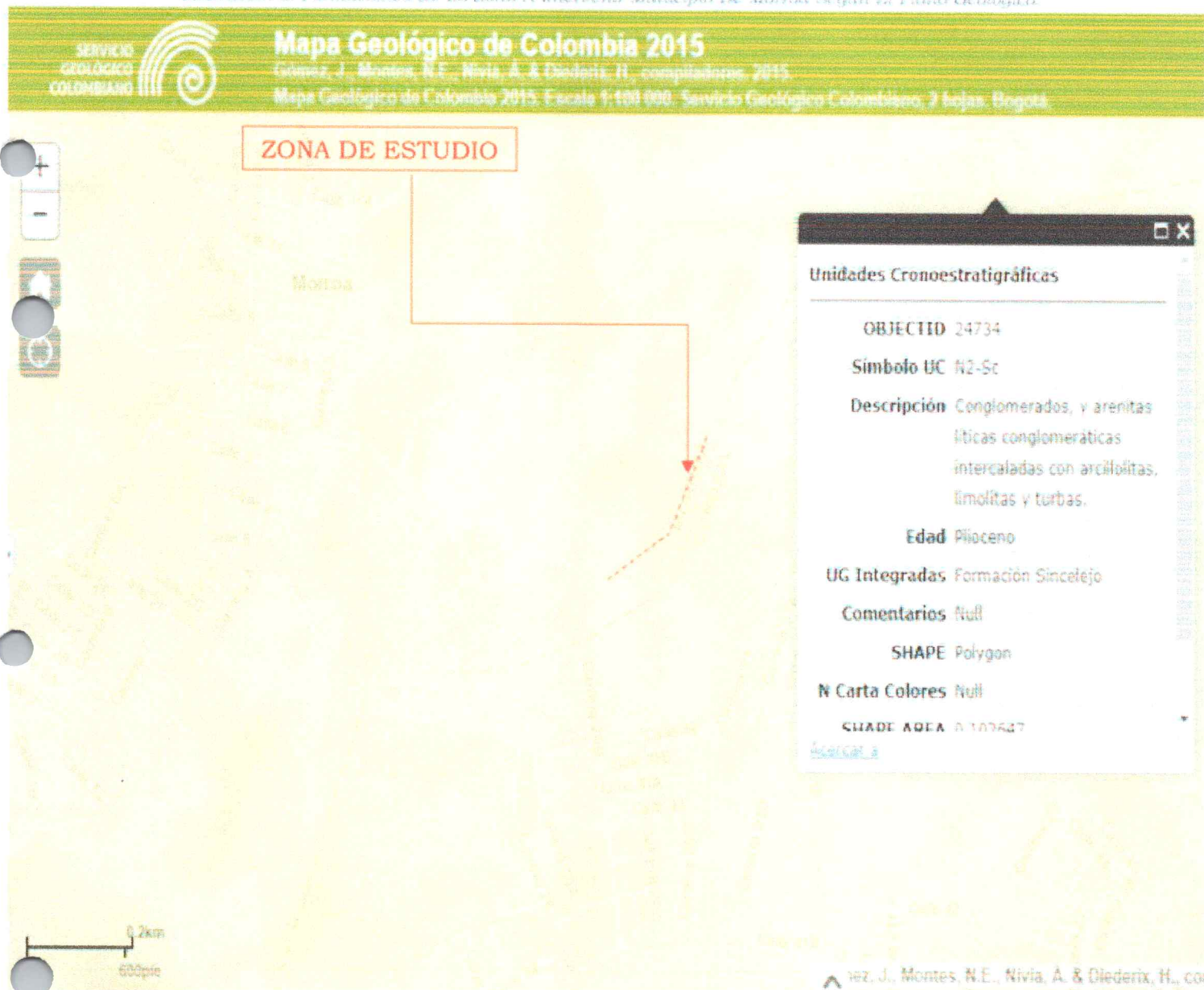
Geotecnia y Estabilidad del Terreno

Desde el punto de vista geotécnico, los suelos del municipio presentan una combinación de arcillas expansivas y arenas limosas, lo que puede generar problemas de asentamientos diferenciales y expansión volumétrica en estructuras. Se recomienda la realización de estudios detallados de mecánica de suelos antes de desarrollar obras de infraestructura, especialmente en zonas donde predominan suelos arcillosos.

4.3.1 PLANO GEOLÓGICO DEL LOTE A INTERVENIR

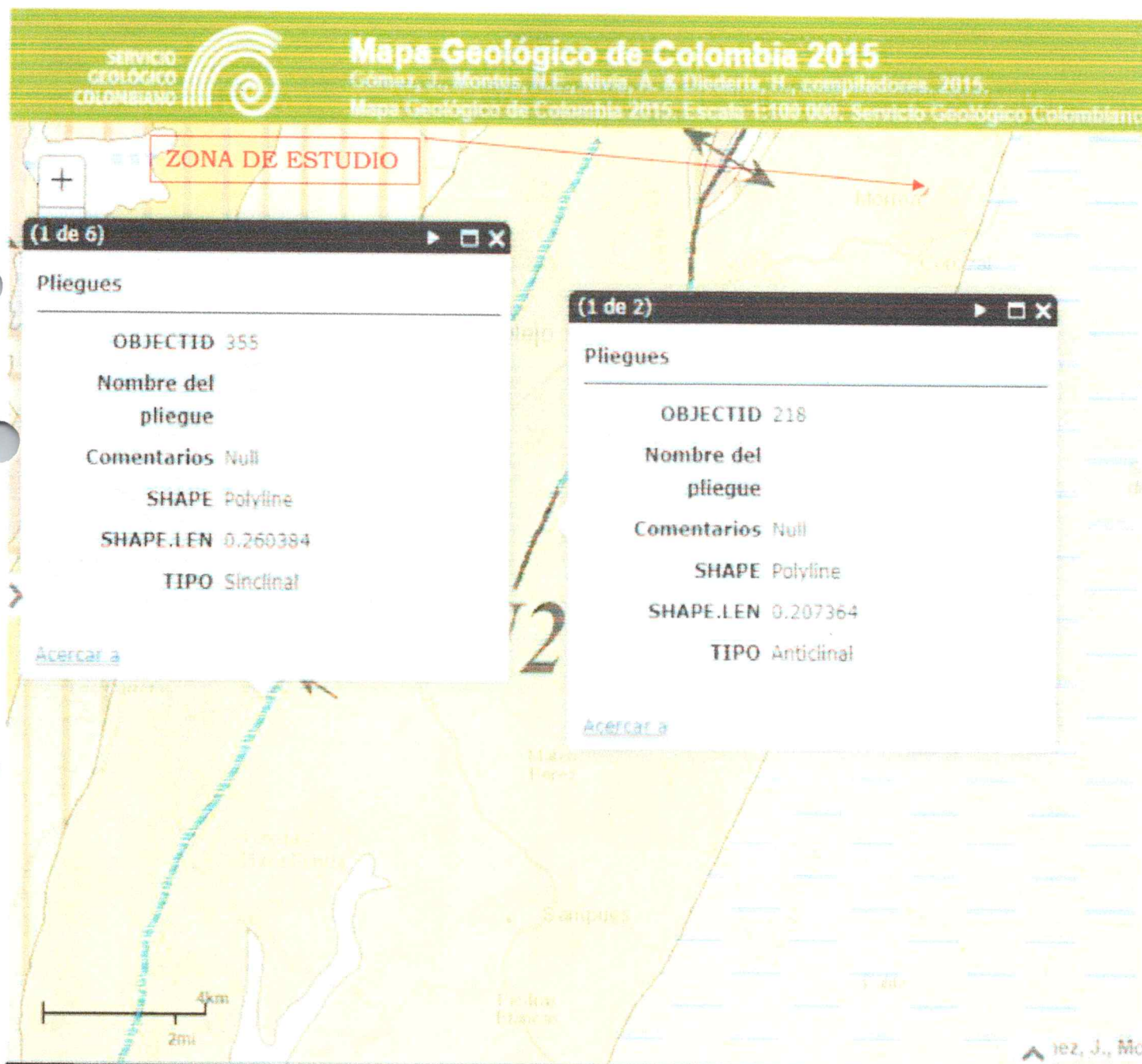
En el Municipio De Morroa, en la zona del lote a intervenir, según el plano geológico, se encuentra la Unidad Cronoestratigráfica identificada como **N2-Sc**. Esta unidad geológica se caracteriza por la presencia de Conglomerados, y arenitas liticas conglomeráticas intercaladas con arcillolitas, limolitas y turbas.

Ilustración 5. Formaciones De La Zona A Intervenir Municipio De Morroa Según El Plano Geológico.



4.4 FALLA Y PLIEGUES GEOLÓGICOS

Ilustración 6. Plano de fallas geológica



FUENTE: MAPA GEOLOGÍA DE COLOMBIA 2015

Sinclinal de Sincelejo

El Sinclinal de Sincelejo es una estructura geológica ubicada en el departamento de Sucre, Colombia, con una longitud aproximada de 12 km y una dirección SSW-NNE (Sur-Suroeste a Norte-Noreste). Se encuentra visible tanto al sur como al norte de Sincelejo y ha sido identificado en estudios geológicos representados en la Plancha 44, H-5 y la Plancha 52, A-4 del Servicio Geológico Colombiano.

Características Geológicas

Tipo de estructura: Se trata de un sinclinal, es decir, una deformación tectónica donde los estratos más recientes se encuentran en el núcleo y los más antiguos en los flancos.

Litología: Está conformado principalmente por secuencias sedimentarias del Neógeno y el Cuaternario, predominando areniscas, lutitas y depósitos aluviales.

Importancia hidrogeológica: Su configuración estructural favorece la presencia y almacenamiento de agua subterránea, siendo fundamental en la recarga del acuífero Morroa, que abastece de agua a Sincelejo y municipios aledaños.

Anticlinal del Cedro (Providencia)

El Anticlinal del Cedro, también conocido como Anticlinal de Providencia, es una estructura geológica ubicada en el noreste del área de la Plancha 44, al oriente de Don Gabriel (coordenadas aproximadas B-7, A-8 según la cartografía del Servicio Geológico Colombiano).

Características Geológicas

Extensión: Tiene una longitud aproximada de 11 km.

Tipo de pliegue: Se trata de un pliegue parcialmente invertido, lo que indica que ha sido afectado por esfuerzos tectónicos que han modificado su geometría original.

Estructura: Presenta cierres en ambos extremos de su eje, lo que sugiere una configuración de pliegue bien definida con deformaciones en sus extremos.

Fallas asociadas: El eje del anticlinal está fraccionado por fallas transversales, lo que indica actividad tectónica que ha afectado la estabilidad y disposición de los estratos en la zona.

Litología: Su núcleo está compuesto por areniscas y lodolitas pertenecientes a la Formación San Jacinto, la cual es característica del cinturón de deformación del Sinú-San Jacinto y está compuesta por materiales sedimentarios de origen marino y continental.

4.5 GEOMORFOLOGÍA.

El municipio de Morroa, ubicado en el departamento de Sucre, Colombia, presenta una geomorfología influenciada por su posición dentro del Cinturón de San Jacinto, una unidad estructural y fisiográfica asociada a la zona de transición entre la Depresión Momposina y los Montes de María.

Desde el punto de vista geomorfológico, el territorio de Morroa está caracterizado por:

Superficies de lomerío y colinas suaves: Predominan elevaciones de baja a media altura con pendientes moderadas, modeladas por procesos erosivos y tectónicos.

Terrazas y depósitos aluviales: Se encuentran en sectores más bajos, formadas por la acumulación de sedimentos transportados por los drenajes locales.

Formaciones estructurales plegadas: La presencia del Sinclinal de Sincelejo y del Anticlinal del Pital condiciona el relieve del área, generando alineaciones topográficas alargadas.

Sectores de interfluvios y drenajes dendríticos: La red hidrográfica presenta un patrón irregular con pequeños arroyos estacionales que han contribuido al modelado del paisaje.

4.6 CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS

El municipio de Morroa, ubicado en el departamento de Sucre, Colombia, presenta un clima característico de la región Caribe colombiana. Según el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), Morroa se clasifica dentro de la zona de vida de bosque seco tropical.

Temperatura

Promedio anual:

La temperatura media en Morroa es de aproximadamente 27 °C.

Variaciones diurnas:

Durante el día, las fluctuaciones térmicas son mínimas; sin embargo, en las noches, los cambios son más notables.

Extremos térmicos:

En la temporada seca, las temperaturas pueden alcanzar hasta 40 °C, mientras que en los periodos lluviosos pueden descender hasta 12 °C.

Precipitación

Estacionalidad:

Morroa experimenta una estación húmeda y una estación seca bien definidas.

Estación húmeda:

Durante esta fase, el cielo suele estar mayormente nublado, y se registra la mayor cantidad de precipitaciones anuales.

Estación seca:

Caracterizada por cielos parcialmente despejados y una notable reducción en las lluvias.

Humedad y Nubosidad

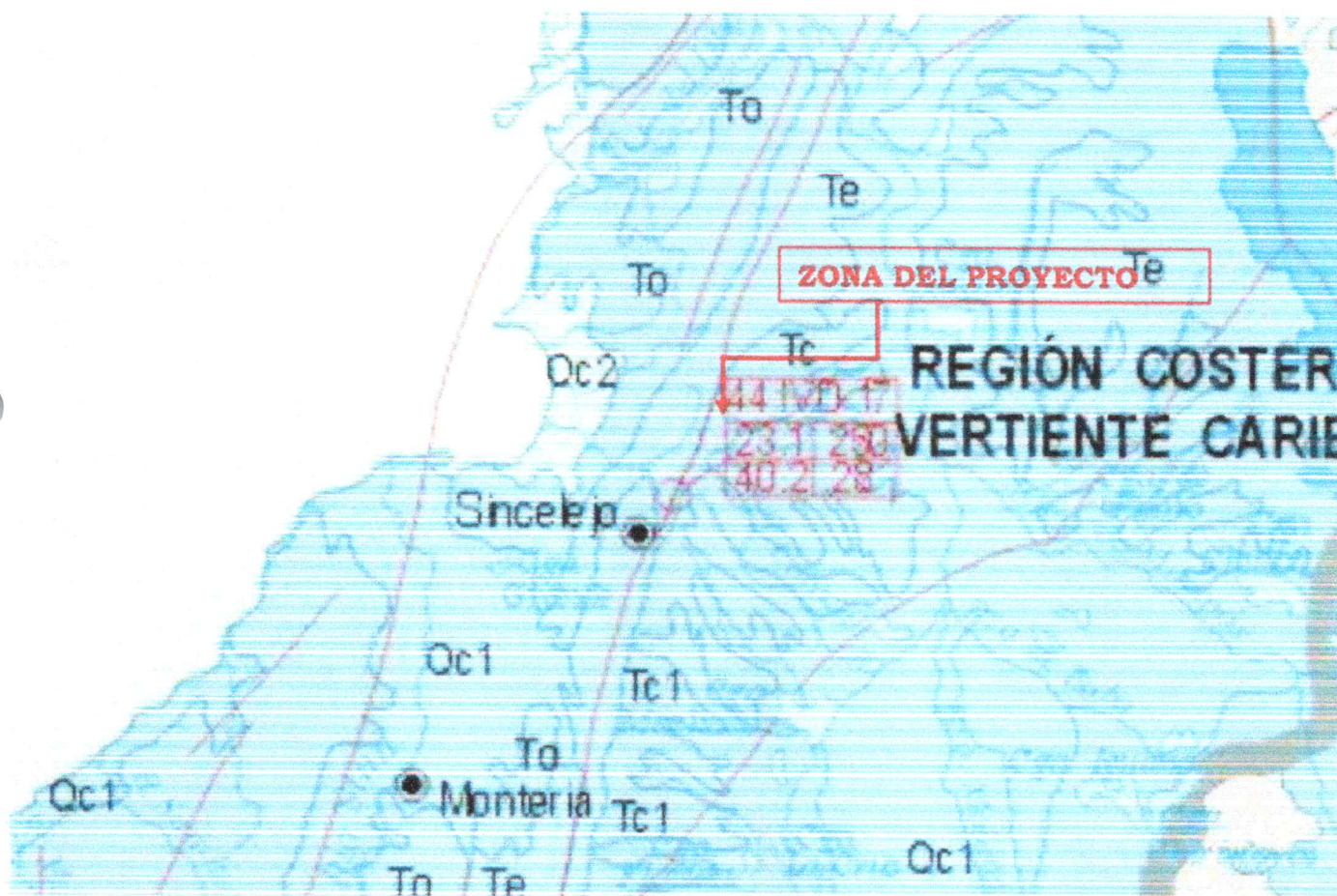
Humedad: La proximidad a los Montes de María y la influencia de corrientes de aire cargadas de humedad desde el occidente contribuyen a niveles de humedad relativa elevados, especialmente durante la estación húmeda.

Nubosidad: La cobertura nubosa varía estacionalmente, con periodos más despejados en la estación seca y mayor nubosidad en la húmeda.

4.7 CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA

Los suelos de la zona en estudio se localizan sobre el sector Hidrogeológico denominado **Tc**, correspondiente a Rocas sedimentarias de ambientes continental y transicional, del Terciario superior, conglomerados, areniscas Y arcillitas.

Ilustración 7. Mapa Hidrogeológico de Colombia 2002 Ideam.



FUENTE: Mapa Hidrogeológico de Colombia 2002 Ideam.

5 INFORMACIÓN DEL SUBSUELO

El subsuelo o sustrato es la capa de suelo debajo de la capa superficial de la tierra.

El subsuelo puede incluir estrato como arcilla y/o arena, que solo han sido parcialmente desglosadas por aire, luz solar, agua, viento, entre otros, para producir suelo verdadero. Debajo del subsuelo está el sustrato, que puede ser rocoso, de sedimentos o depósitos eólicos, en gran medida afectados por factores formadores de suelo activo en el subsuelo. El subsuelo contiene partículas parcialmente degradadas, por lo general, de un tono más claro de color marrón o amarillo y contiene las raíces profundas de las plantas grandes, como los árboles.

5.1 TRABAJO DE CAMPO

Se realizó dos sondeos tomando muestra inalteradas ensayo CBR para el tramo a intervenir, posteriormente las muestras extraídas fueron analizadas en laboratorio arrojando que correspondían a arenas limosa de baja plasticidad, para la estructura del alcantarillado se realizó un sondeo presentaban una consistencia dura, característica que fue corroborada mediante ensayo SPT.

5.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Para la zona en estudio se realizó unos sondeos correspondientes a la siguiente estructura de pavimento, con una profundidad de 1.5m establecidas en la Normativa INVIAS, para las redes de alcantarillado la profundidad establecida como el doble de la cota fondo de las redes como lo indica la resolución 0330 de 2017 y ras 2000, por ser estructura de complejidad baja, además de teorías obtenidas de investigadores a través de lo historia por diversos autores.

G.2.3.2.3 Número mínimo de sondeos

El número mínimo de sondeos se define de acuerdo con la variabilidad del subsuelo y el **Nivel de Complejidad del Sistema** definido en el Título A. (Ver Tabla G.2.2.)

TABLA G.2.2
Número mínimo de sondeos

Grado de Dificultad	Variabilidad	NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA			
		Baja	Media	Media Alta	Alta
Bajo y Medio	Varabilidad Alta	1 cada 300 m	1 cada 150 m	1 cada 100 m	1 cada 70 m
	Varabilidad Media	1 cada 400 m	1 cada 300 m	1 cada 200 m	1 cada 150 m
	Varabilidad Baja	1 cada 500 m	1 cada 400 m	1 cada 300 m	1 cada 200 m
Medio Alto	Varabilidad Alta	1 cada 200 m	1 cada 100 m	1 cada 66m	1 cada 46 m
	Varabilidad Media	1 cada 266 m	1 cada 200 m	1 cada 133 m	1 cada 100 m
	Varabilidad Baja	1 cada 333 m	1 cada 266 m	1 cada 200 m	1 cada 133 m
Alto	Varabilidad Alta	1 cada 150 m	1 cada 75 m	1 cada 50 m	1 cada 35 m
	Varabilidad Media	1 cada 200 m	1 cada 150 m	1 cada 100 m	1 cada 75 m
	Varabilidad Baja	1 cada 250 m	1 cada 200 m	1 cada 150 m	1 cada 100 m

En cualquier caso se debe realizar un sondeo intermedio cuando dos sondeos consecutivos presenten tipos de suelo que conduzcan a recomendaciones de excavación diferentes.

G.2.3.2.4 Profundidad de los sondeos

Para excavaciones, los sondeos deben llevarse al menos hasta la mínima profundidad de las siguientes alternativas, contada a partir de la superficie del terreno antes de excavar.

- Dos (2) veces la profundidad de excavación final prevista en el punto de sondeo.
- Aquella en la que el decremento de esfuerzos totales en el terreno causado por la excavación sea igual al 10% del esfuerzo total original en el fondo de la excavación, siempre que no se encuentre roca a profundidades inferiores.
- En los casos en que se encuentre roca firme o suelos muy duros a profundidades inferiores a las determinadas en los literales anteriores a) o b), pero superiores a la profundidad de excavación, en proyectos con nivel de complejidad media y baja los sondeos, podrán suspenderse al llegar a estos materiales; para proyectos con **Nivel de Complejidad alta**, los sondeos deben penetrar 2 m como mínimo.

Tabla 2. Resumen de sondeos realizados para el proyecto.

ESTRUCTURA	N° DE SONDEOS	PROFUNDIDAD
PAVIMENTO RÍGIDO	2	1.5 metros
LAS REDES Y MANHOLES	1	3 metros

5.3 LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS REALIZADOS

ESTRUCTURAS REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Tabla 3. Coordenadas Sondeos Para La Estructuras De Redes De Alcantarillado Y Manholes.

LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS					
ESTRUCTURA	SONDEO	ABSCISA	UBICACIÓN	N	O
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	S1	K0+150	MORROA	9°19'55.27"N	75°17'54.79"O

Ilustración 8. Plano Localización De Sondeos Para La Estructuras De Redes De Alcantarillado Y Manholes.



ESTRUCTURA DE PAVIMENTO

Tabla 4. coordenadas de los sondeos para el pavimento.

LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS PARA VÍA							
ESTRUCTURA	SONDEO	PROF. [m]	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	N	O
PAVIMENTO RIGIDO	S1	0,50	K0+056	#1	MORROA	9°19'53.51"N	75°17'56.81"O
		1,50					
	S2	0,50	K0+208	#1	MORROA	9°19'57.20"N	75°17'53.97"O
		1,50					

Ilustración 5. plano de localización de los sondeos para el pavimento.



5.4 RESUMEN PROPIEDADES DE LOS SONDEOS

ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Tabla 5. Resumen Y Propiedades De Los Sondeos Para La Redes De Alcantarillado Y Manholes.

ESTRUCTURA	SONDEO	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	PROF [m]	L.L [%]	L.P [%]	I.P [%]	W [%]	RETENIDO 200 [gr]	PESO UNITARIO HUMEDO [KN/M³]	PESO UNITARIO SECO [KN/M3]	TIPO DE SUELO
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	S1	K0+150	#1	MORROA	1,00	0,00	0,00	0,00	9,50	46,35	19,85	18,12	SM
					2,00	0,00	0,00	0,00	10,19	44,80	19,43	17,63	SM
					3,00	0,00	0,00	0,00	10,31	38,59	19,10	17,31	SM

ESTRUCTURA DE PAVIMENTO

Tabla 6. resumen y propiedades de los suelos para la estructura de pavimento.

ESTRUCTURA	SONDEO	PROF. [m]	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	L.L [%]	L.P [%]	I.P	W [%]	RETENIDO 200 [gr]	PESO UNITARIO HUMEDO [KN/M³]	PESO UNITARIO SECO [KN/M³]	TIPO DE SUELO
PAVIMENTO RIGIDO	S1	0,50	K0+056	#1	MORROA	0,00	0,00	0,00	11,60	24,41	16,71	14,97	SM
		1,50				0,00	0,00	0,00	14,50	16,40	16,40	14,32	SW-SM
	S2	0,50	K0+208	#1	MORROA	0,00	0,00	0,00	11,57	24,06	17,04	15,27	SM
		1,50				0,00	0,00	0,00	6,31	31,44	16,39	15,42	SM

Las Perforaciones fueron realizadas el día 06 de febrero del 2025 por **WILMER URIBE.**

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

5.5 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Tabla 7. Perfil estratigráfico de los sondeos Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS								
ESTRUCTURA	SONDEO	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	PROF. [m]	NIVEL FREÁTICO	PROF. [m]	ESTRATIGRAFIA
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	S1	K0+150	#1	MORROA	1,00	NO	-	SM
					2,00	NO		SM
					3,00	NO		SM

ESTRUCTURA DE PAVIMENTO

Tabla 8. Perfiles estratigráficos estructura de pavimento.

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS								
ESTRUCTURA	SONDEO	PROF. [m]	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROF. (m)	ESTRATIGRAFIA
PAVIMENTO RIGIDO	S1	0,50	K0+056	#1	MORROA	NO	-	SM
		1,50				NO	-	SW-SM
	S2	0,50	K0+208	#1	MORROA	NO	-	SM
		1,50				NO	-	SM

5.6 TOPOGRAFÍA

no se presentan diferencias altimétricas en las zonas del proyecto.

5.7 NIVEL FREÁTICO

No se halló una superficie o nivel estático de agua freático en la vía.

5.8 CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

5.8.1 SUELOS EXPANSIVOS

Como característica especial, todas las arcillas tienen, de una forma u otra, la propiedad de contraerse cuando pierden humedad y de expandirse cuando la ganan de nuevo según las condiciones ambientales.

Como minerales activos se reconocen la montmorillonita, la vermiculita y algunas variedades de haloisita; la particularidad de éstos radica en que tienen la propiedad de "absorber" moléculas de agua dentro de su propia estructura molecular.

Los daños que presentan las edificaciones cimentadas superficialmente en estos suelos se manifiestan progresivamente mediante fisuramientos, agrietamientos y giros de conjunto de los muros y elementos estructurales, a causa de movimientos desiguales de sus cimientos, especialmente en los años de prolongados períodos de verano e invierno, como los causados por los fenómenos del Niño y de la Niña.

Identificación de los suelos expansivos

Se debe observar el comportamiento de edificaciones vecinas, en cuanto a señales de asentamientos diferenciales, pérdida de verticalidad, fisuras, etc., como resultado de procesos de expansión y contracción volumétrica del subsuelo. Si el reconocimiento se realiza en verano, se debe verificar la existencia de grietas en la superficie del terreno, tanto en la dirección vertical como horizontal.

En los mapas e informes de suelos del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) es posible identificar áreas donde existan suelos potencialmente expansivos, los cuales se denominan "vertisoles" o suelos con "característica vérticas". En la taxonomía agrológica se identifican con el sufijo "ert" o con la palabra "Vertic". (Por ejemplo: Udert, Haplustert; Vertic Palecudult, etc): Los mapas geológicos y geomorfológicos del área, y especialmente las fotografías aéreas estereoscópicas, son útiles para la identificación de paleocauces que se encuentran cubiertos por eventos naturales o antrópicos en los procesos urbanísticos. Estos paleocauces pueden ocasionar importantes incrementos en el contenido de agua del subsuelo durante las temporadas de lluvias, y por lo tanto altas expansiones y posteriores contracciones diferenciales en el terreno durante el verano. Se debe verificar y precisar su localización, profundidad, dimensiones y materiales, mediante técnicas de exploración directas o indirectas.

Se debe evaluar el régimen de las aguas subterráneas, el nivel freático y las probables fluctuaciones durante la vida útil del proyecto, dado que estas condiciones son muy importantes para definir la profundidad de la zona activa.

Se debe realizar la exploración de campo de acuerdo a los requisitos establecidos en el Capítulo H.3 de la NSR-10. Por lo menos el 50 % de los sondeos deben reconocer suficientemente los materiales que se encuentran por debajo de la zona activa.

En la tabla H.9.1-1 de la NSR-10, se reproducen los criterios de laboratorio más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos basados en altos valores del límite líquido, del índice de plasticidad, contenido de partículas coloidales y bajos valores del límite de contracción. Estos criterios deben verificarse en el laboratorio mediante ensayos de las propiedades índices correspondientes y de expansión en el consolidómetro.

Tabla 9. Clasificación de suelos expansivos

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm ²	Límite líquido L.L., en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre E.L. en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 - 30	50 - 63	6 - 12	23 - 45	18 - 37	> 100
Medio	10 - 20	39 - 50	8 - 16	12 - 34	12 - 27	50 - 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Para la verificación del potencial de expansión de los suelos presentes en los distintos sondeos, se realizó una evaluación con base al límite líquido determinado en las muestras de suelo recolectadas en los diferentes puntos.

Tabla 10. Valores de referencia del límite líquido para determinación del potencial de expansión de los suelos

LÍMITE LÍQUIDO	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
mayor a 63	muy alto
entre 50 y 63	alto
entre 39 y 50	medio
menor a 39	bajo

ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Tabla 11. Potencial de expansión del suelo Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.

POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE LOS SUELOS							
ESTRUCTURA	SONDEO	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	PROF [m]	L.L[%]	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	S1	K0+150	#1	MORROA	1,00	0,00	BAJO
					2,00	0,00	BAJO
					3,00	0,00	BAJO

Los suelos con características expansivas deben ser reconocidos oportunamente, con el fin de evaluar apropiadamente su estabilidad como material de fundación. La literatura presenta muchos criterios para predecir el carácter expansivo de los suelos, se identificará y predecirá el potencial de expansión de un suelo fino a partir de la plasticidad tal como lo indica la Tabla 132 - 2. Predicción de la expansividad a partir del índice de plasticidad según INVIAS.

Tabla 12. Predicción de la expansividad a partir índice de plasticidad "Tabla 132 - 2 según INVIAS"

GRADO DE EXPANSIÓN	ÍNDICE DE PLASTICIDAD		
	HOLTZ Y GIBBS	CHEN	NORMA IS 1498
Bajo	< 20	0 - 15	< 12
Medio	12 - 34	10 - 35	12 - 23
Alto	23 - 45	20 - 55	23 - 32
Muy alto	> 32	> 35	> 32

Para la verificación del potencial de expansión de los suelos presentes en los distintos sondeos, se realizó una evaluación con base al índice de plasticidad determinado en las muestras de suelo recolectadas en los diferentes puntos.

ESTRUCTURA DE PAVIMENTO

Tabla 1.3 Potencial de expansión de los suelos para la vía.

POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE LOS SUELOS							
ESTRUCTURA	SONDEO	PROF. [m]	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	I.P (%)	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
PAVIMENTO RIGIDO	S1	0,50	K0+056	#1	MORROA	0,00	BAJO
		1,50				0,00	BAJO
	S2	0,50	K0+208	#1	MORROA	0,00	BAJO
		1,50				0,00	BAJO

5.8.2 SUELOS COLAPSABLES

GENERALIDADES — Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que, si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan.

TIPOS DE SUELOS COLAPSABLES — Se distinguen cuatro tipos principales de suelos colapsables, a saber:

(a) Suelos aluviales y coluviales — Depositados en ambientes semi-desérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable (suelos metastables).

(b) Suelos eólicos — Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre genérico de "loess" en las zonas templadas.

(c) Cenizas volcánicas — Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo-arcillosos con manifiesto carácter metastable.

(d) Suelos residuales — Derivados de la descomposición in-situ de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento por lo cual también terminan con una estructura inestable.

IDENTIFICACIÓN DE COLAPSABILIDAD — Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se puede hacer mediante la siguiente formulación

Tabla 1.4. Identificación De Colapsabilidad.

COLAPSABILIDAD DE LOS SUELOS										
ESTRUCTURA	SONDEO	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	PROF (M)	PESO ESPECÍFICO SECO (KN/m ³)	L.L [%]	γ_{crit} [kN/m ³]	FS	REVISIÓN COLAPSO
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	S1	K0+150	#1	MORROA	1,00	18,12	0,00	10,00	1,81	No colapsable
					2,00	17,63	0,00	10,00	1,76	No colapsable
					3,00	17,31	0,00	10,00	1,73	No colapsable

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

5.8.3 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

H.7.4.5 — MÉTODOS DE EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

Para la evaluación del potencial de licuación y de las deformaciones permanentes, se deben emplear técnicas de laboratorio y/o ensayos de campo, que correspondan a metodologías determinísticas o probabilísticas actualizadas reconocidas internacionalmente.

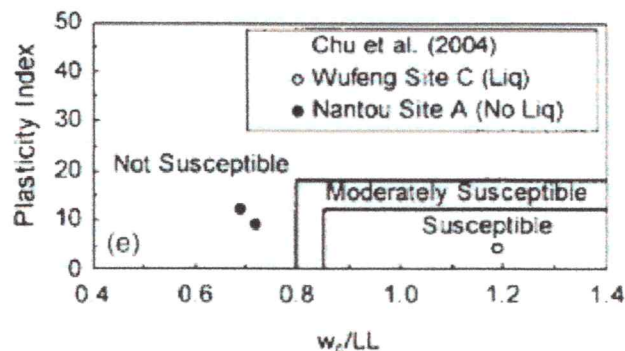
En suelos finos, por su comportamiento particular, podrá verificarse mediante relaciones que incluyan el IP, w_n/LL , y demás parámetros sugeridos por las metodologías modernas sobre el tema.

Evaluación de la Susceptibilidad a la Licuefacción de Suelos de Grano Fino
Fino Jonathan D. Bray y Rodolfo B. Sancio,

se centra en evaluar el potencial de licuefacción de los suelos de grano fino. Este fenómeno generalmente implica una pérdida temporal de la resistencia al corte y un aumento de la deformabilidad debido a la presión de poros excesiva generada bajo carga cíclica, como la causada por actividad sísmica.

La investigación establece varios criterios basados en la relación entre el contenido de agua y el límite líquido (w_c/LL) y el índice de plasticidad (PI) para predecir la susceptibilidad a la licuefacción. Sus hallazgos sugieren que:

- ✚ Los limos no plásticos o de baja plasticidad y los limos arcillosos con una alta relación w_c/LL (generalmente ≥ 0.85) son más propensos a la licuefacción, particularmente bajo cargas cíclicas significativas.
- ✚ Los suelos de plasticidad moderada (PI entre 12 y 18) también pueden ser susceptibles si w_c/LL es ≥ 0.8 , especialmente bajo sacudidas intensas.
- ✚ Los suelos con $PI > 18$ y $w_c/LL < 0.8$ son generalmente menos susceptibles.



EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN										
ESTRUCTURA	SONDEO	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	PROF (M)	W [%]	LL [%]	IP [%]	W/LL	REVISIÓN LICUACIÓN
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	S1	K0+150	#1	MORROA	1,00	9,50	0,00	0,00	9497036,92	Si Susceptible
					2,00	10,19	0,00	0,00	10189018,90	Si Susceptible
					3,00	10,31	0,00	0,00	10308323,41	Si Susceptible

Dado que en los sondeos presenta susceptibilidad se realizará la verificación de licuación.

5.8.4 SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES

Los suelos erodables no se presentaron ya que no se hallaron estratos de arenas finas, limos no cohesivos y depósitos eólicos, tal como lo exige la NSR 10 en su sección H.9.2.2 inciso b.

No se vio presencia de suelos dispersivos ya que no se hallaron en la zona de construcción fallas por tubificación, erosión en las pendientes presentes en el tramo de vía, grietas o cárcavas por efecto de erosión, además se realizaron ensayos de crumb sobre suelos cohesivos en los cuales no se presentó ninguna reacción.

6 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO.

6.1 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DEL TERRENO POR MEDIO DEL CBR SOBRE MUESTRA INALTERADA.

Esta evaluación se realiza con la finalidad de obtener información de las condiciones reales en la que se encuentra el terreno de cimentación para la construcción de un pavimento y establecer en forma estadística.

Se tomo la muestra en campo y se realizó el ensayo en el laboratorio, el proyecto es ubicado de la vía del municipio MORROA, en, Departamento De sucre, siguiendo los modelos matemáticos existentes proporcionando relaciones aplicadas en Colombia para determinar valores de C.B.R.

En tabla que se muestra a continuación es detallado el CBR en base a los ensayos de laboratorio, apreciando el comportamiento de suelo en todo el lote.

Tabla 15. Valores de CBR en los sondeos para la de la

ESTRUCTURA	SONDEO	PROF. (M)	UBICACIÓN	ABSCISA	TRAMO	TIPO DE SUELO	CBR
PAVIMENTO RÍGIDO	S1	1,50	MORROA	K0+056	#1	SM	6,74
	S2	1,50	MORROA	K0+208	#1	SM	4,27

Para la obtención del valor de CBR de diseño de la subrasante se trabajarán con el CBR más crítico para cada tramo, se tuvo en cuenta los resultados obtenidos de los ensayos realizados en laboratorio.

Siguiendo normativa INVIAS, se va a trabajar con un CBR mínimo de diseño de 3% para la subrasante, para los casos donde el CBR existente sea menor a 3% se debe realizar un mejoramiento para aumentar capacidad del suelo, este material debe que cumplir con las características de las especificaciones de INVIAS en su Artículo 230 - 22 Mejoramiento de la subrasante con adición de materiales.

6.2 DETERMINACIÓN DE LA CAPA DE SUBBASE.

Con el fin de garantizar un apoyo uniforme de calidad controlada y prevenir la ocurrencia del fenómeno del bombeo, es conveniente la utilización de una capa de material de adecuadas características sobre la cual se apoyará la losa del pavimento rígido para cada Unidad de Diseño. Para tal fin, se recomienda implementar, en la unidad de diseño, una capa de material granular que cumpla con los requisitos de subbase granular (Especificación INVIAS 320-22). Tomando en consideración que la utilización de una capa de Subbase granular, permite incrementar el valor del módulo de reacción "k" del apoyo para fines de diseño del pavimento, deberá esto tomarse en cuenta para incrementar el valor de "K" del conjunto subrasante mejorada-base de apoyo para cada unidad de diseño.

Espesor mínimo por de 15cm por recomendación geotécnica, este espesor puede variar según designe el diseñador vial.

Valor de k para subrasante		Valor de k para la base							
		100 mm		150 mm		225 mm		300 mm	
MPa/m	Lb/pulg ²	MPa/m	Lb/pulg ²	MPa/m	Lb/pulg ²	MPa/m	Lb/pulg ²	MPa/m	Lb/pulg ²
20	73	23	85	26	96	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	57	210	66	245
60	220	64	235	66	245	76	280	80	330
80	295	87	320	90	330	100	370	117	430

Tabla 2-15. Influencia del espesor de la base granular en el valor de k

6.3 ENSAYO SPT PARA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Se realizaron ensayos de penetración estándar utilizando la norma ASTM D 1586, que consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100, que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, equivalente a la norma I.N.V.E. 111.

- ✚ Peso del martillo: 140 libras.
- ✚ Altura de caída: 76 centímetros.
- ✚ Penetración: 3 intervalos de 15 centímetros cada uno (6").
- ✚ N de diseño: Sumatoria de los golpes de los últimos 30 centímetros (12").
- ✚ Diámetro exterior del tubo: 50.8 mm.
- ✚ Diámetro interior del muestreador en la punta: 35 mm.
- ✚ Longitud del tubo: 75 centímetros.
- ✚ Sistema de hincado: Malacate y polea.
- ✚ Motor del equipo: 16 HP.
- ✚ **Criterio de Rechazo: Más de 50 golpes para 15 centímetros (6").**

Estandarización del número de penetración estándar.

Aunque se denomina "estándar", el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en especial a la energía que llega a la toma muestras, entre las cuales sobresalen (Bowles, 1988):

- 1) Equipos producidos por diferentes fabricantes.
- 2) Diferentes configuraciones del martillo de hincia, de las cuales tres son las más comunes (Figura 2): (a) el antiguo de pesa con varilla de guía interna, (b) el martillo anular ("donut") y (c) el de seguridad.
- 3) La forma de control de la altura de caída: (a) si es manual, cómo se controle la caída y (b) si es con la manila en la polea del equipo depende de: el diámetro y condición de la manila, el diámetro y condición de la polea, del número de vueltas de la manila en la polea y de la altura real de caída de la pesa.
- 4) Si hay o no revestimiento interno en la toma muestras, el cual normalmente no se usa.
- 5) La cercanía del revestimiento externo al sitio de ensayo, el cual debe ser estar alejado.
- 6) La longitud de la varilla desde el sitio de golpe y la toma muestras.
- 7) El diámetro de la perforación.
- 8) La presión de confinamiento efectiva a la toma muestras, la cual depende del esfuerzo vertical efectivo en el sitio del ensayo.

Para casi todas estas variantes hay factores de corrección a la energía teórica de referencia E_r y el valor de N de campo debe corregirse de la siguiente forma (Bowles, 1988):

$$N_{crr} = N * C_n * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$$

El cual,

N_{Crr} = valor de N corregido.

N = valor de N de campo.

C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo.

n_1 = factor por energía del martillo ($0.45 \leq n_1 \leq 1$)

n_2 = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq n_2 \leq 1$)

n_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq n_3 \leq 1$)

n_4 = factor por diámetro de la perforación (1 para $D > 5"$; 1.15 para $D = 8"$)

Corrección por Energía (n_1)

Se considera que el valor de N es inversamente proporcional a la energía efectiva aplicada al martillo y entonces, para obtener un valor de N_{e1} a una energía dada " $e1$ ", sabiendo su valor N_{e2} a otra energía " $e2$ " se aplica sencillamente la relación:

$$N_{e1} = C_{e2} * \frac{e2}{e1}$$

Corrección por Confinamiento (C_n)

Este factor ha sido identificado desde hace tiempo (Gibbs y Holtz, 1957) y se hace por medio del factor C_n de forma tal que:

$$N_{Crr} = N_1 = N * C_n$$

esfuerzo vertical de referencia σ_v' como función del parámetro R_s , definido por:

$$R_s = \sigma_{v1}/P_a$$

Existen numerosas propuestas, entre las que se destacan las siguientes:

Peck $C_n = \log(20/R_s)/\log(20)$

Seed $C_n = 1 - 1.25\log(R_s)$

Meyerhof-Ishihara $C_n = 1.7/(0.7+R_s)$

Liao-Whitman $C_n = (1/R_s)^{0.5}$

Skempton $C_n = 2/(1+R_s)$

Seed-Idriss $C_n = 1 - K*\log R_s$

(Marcuson) ($K=1.41$ para $R_s < 1$; $K=0.92$ para $R_s \geq 1$)

González (Logaritmo) $C_n = \log(10/R_s)$

Schmertmann $C_n = 32.5/(10.2+20.3R_s)$

En general se recomienda que $C_n \leq 2.0$, por lo cual la formulación de Skempton es la única que cumple exactamente esta recomendación para $R_s = 0$

ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Tabla 16. Resultados ensayo SPT Para las Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.

ESTRUCTURA	INFORMACION		PROFUNDIDAD		N		N _{15,15}	N _{15,30}	N _{15,45}	Y _s [kg/m ³]	Y _{sat} [kg/m ³]	α _r [kPa]	μ [kPa]	σ' [kPa]	Rs	Cn					Cn				N _{1,60}							
	SONDEO	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	DE	A										di [m]	NF [m]	Rs					Liao Whitman	Skempton		Seed Kris	Schmert mann	Gonzalez Logarimo	n1	n2	n3	n4
																		pesta	seal	Meyerhof Bilbara												
REDES DE					0.60	1.00	1.00	10	12	10	22	19.85	22.66	22.06	9.80	12.26	0.12	1.70	2.00	2.00	2.00	1.78	2.00	2.00	1.91	1.92	0.75	0.75	1	1	19	
ALCANTARILLADO Y	S1	K0-130	#1	MORROA	1.60	2.00	1.00	0.00	13	15	28	19.43	21.57	43.64	19.60	24.04	0.24	1.48	1.77	1.81	2.00	1.61	1.87	2.00	1.62	1.77	0.75	0.75	1	1	22	
MANHOLES					2.60	3.00	1.00	19	24	23	47	19.10	21.25	64.89	29.40	35.49	0.35	1.35	1.56	1.61	1.68	1.48	1.63	1.87	1.45	1.58	0.75	0.75	1	1	33	

6.4 VERIFICACIÓN DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS SEGÚN LA NSR-10

H.7.4.4 — SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN — Teniendo en cuenta que no todos los suelos son licuables es preciso conformar una lista de características del suelo mismo y de su circunstancia, que conducen a que sean susceptibles a la licuación:

- (a) La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores no es común.
- (b) El depósito de suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, para que ocurra la licuación.
- (c) Depósitos fluviales, coluviales, granulares, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.
- (d) Asimismo, pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.
- (e) Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media. Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos severos.
- (f) Los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas, gravas arenosas y gravas areno-limosas, son menos susceptibles a licuación, pero de todas formas deben verificarse. Estos materiales también pueden generar cambios volumétricos del terreno.
- (g) Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido, también son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica. Generalmente se produce la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente, llevándolos a la falla o generando grandes asentamientos del terreno y de las estructuras apoyadas en él.
- (h) Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles.

- (i) Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación, se genera un proceso de densificación con las consecuentes deformaciones permanentes del terreno y estructuras apoyadas en él.

6.4.1 ANÁLISIS DEL RIESGO POR LICUACIÓN EL MÉTODO DE SEED E IDRISS.

Donde la relación de resistencia cíclica (CRR) representa la capacidad de resistencia del suelo y la relación de esfuerzo cíclico (CSR) representa la fuerza que actúan el suelo.

Cuando el valor del factor de seguridad contra licuación es menor que la unidad se presenta el fenómeno de licuación a la profundidad analizada.

Según el Building Seismic Safety Council (BSSC, 1997) cuando se usa el método de Seed e Idriss (1971) para estructuras típicas, se requiere como mínimo un valor de FS 1.2 y en el caso de estructuras críticas un $FS \geq 1.5$.

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

El cálculo del CSR se basa en la aceleración horizontal máxima y se determina por medio de un análisis de respuesta de sitio o con el procedimiento simplificado.

Por otra parte, el CRR se estima comúnmente por métodos indirectos, tales como pruebas de campo.

Determinación del CRR por métodos de campo: Método basado en el número de golpes del SPT.

A partir del estudio del comportamiento de suelos granulares saturados, Seed et al. (1982) lograron establecer una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno expresadas a través del número de golpes en la prueba de penetración estándar (N_{spt}).

Las curvas CRR fueron posicionadas de manera conservadora, para separar en dos regiones los datos de licuación y de no-licuación, esta gráfica fue desarrollada para suelos granulares con contenido de finos menor o igual a 5%, 15% y 35%, y es válida sólo para magnitudes de $M_w = 7.5$.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[19 - (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Esta ecuación sólo es válida para $(N_1)_{60} < 30$ golpes, ya que para valores mayores de 30 golpes los suelos se clasifican como no licuables.

$$(N_1)_{60} = N * C_n * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$$

El cual,

$(N_1)_{60}$ = valor de N corregido.

N = valor de N de campo.

C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo.

n_1 = factor por energía del martillo ($0.45 \leq n_1 \leq 1$)

n_2 = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq n_2 \leq 1$)

n_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq n_3 \leq 1$)

n_4 = factor por diámetro de la perforación (1 para $D > 5"$; 1.15 para $D = 8"$)

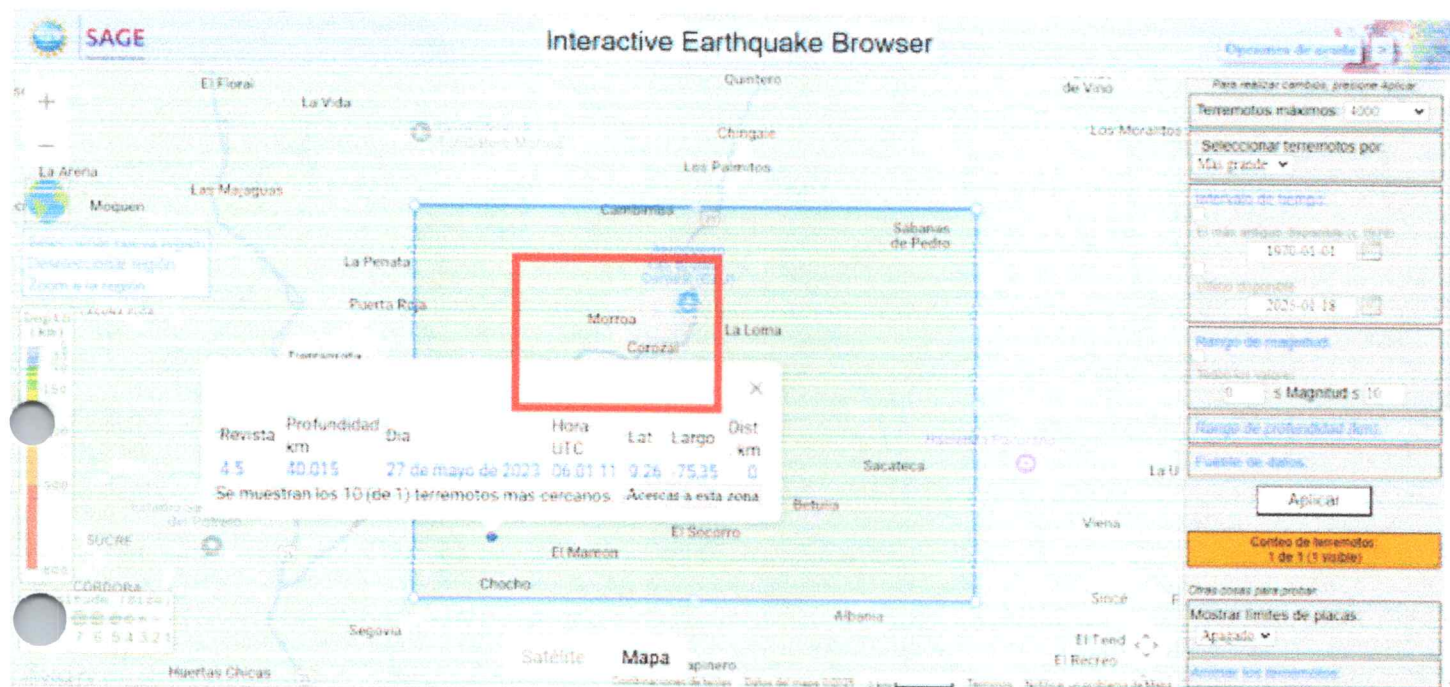
Factor de escala de la magnitud del sismo (MSF).

método de seed e idriss (1982)

$$MSF = \frac{10^{-2.24}}{W_M^{2.56}}$$

Nota: Se ha realizado una evaluación de la ocurrencia de sismos en la zona de influencia del proyecto, considerando un rango de fechas desde el 1 de enero de 1970 hasta la fecha del informe. Se han identificado un total de 4 sismos en este período.

Ilustración 10. evolución de sismos en la zona a intervenir.



Fuente: dsiris

Es la zona que esta señalada en el cuadro rojo Morroa se encuentra el proyecto, lo cual muestra que no se ha evidenciado sismos cercanos, pero si embargo se realiza la verificación con el sismo ocurrido en hatonuevo. La magnitud del sismo es de 4.5 en la escala de Richter, por lo tanto, se llevará a cabo una evaluación de licuación considerando un sismo de magnitud 5.0 en la escala de Richter.

Determinación del CSR por el método simplificado Seed e Idriss, 1971.

$$CSR = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

Donde a_{max} es la aceleración máxima medida en la superficie del terreno; g , es la aceleración de la gravedad; σ_v , es el esfuerzo vertical total; σ'_v , es el esfuerzo vertical efectivo y r_d , es el factor de reducción que tiene en cuenta la deformabilidad de la columna de suelo.

$$r_d = 1 - 0,00765 Z \text{ para } z \leq 9,15$$

$$r_d = 1,174 - 0,00765 Z \text{ para } z > 9,15$$

ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Tabla 17. Evaluación De Licuación Del Suelo Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.

ESTRUCTURA	INFORMACION				PROFUNDIDAD		TIPO DE SUELO	I.P [%]	K.F	Y	Ysat	μ	σ_v	σ'_v	N _{cr7}	F _d	CSR	CRR7.5	FS ₅₀	FS	CHEQUEO
	SONDEO	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	DE	A				kg/m ³	kg/m ³	%	kg/m ²	kg/m ²							
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	S1	K0+150	#1	MORROA	0,00	1,00	SM	0,00		19,65	22,06	9,80	22,06	12,26	19	0,9924	0,232	0,212	2,58	1	NO LIQUACIÓN
					1,00	2,00	SM	0,00	0,00	19,43	21,57	19,60	43,64	24,04	22	0,9847	0,232	0,254	3,09	1	NO LIQUACIÓN
					2,00	3,00	SM	0,00		19,10	21,25	29,40	64,89	35,49	33	0,9771	0,232	1,864	22,65	1	NO LIQUACIÓN

6.5 OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO

Ángulo de fricción: Para los suelos arenosos, el ángulo de fricción se determinó a través de la metodología de Japan Road Boreau, cuyo valor promedio se obtiene de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\Phi = 15^\circ + \sqrt{9.375 * (N1)_{SPT}}$$

Dónde:

N_{SPT}: Número de penetración estándar obtenido en campo, corregido por energía y confinamiento.

Módulos de elasticidad:

Los valores de módulo de elasticidad se obtienen trabajando en condiciones no drenadas, el coeficiente de Poisson (μ_u) es siempre 0,5, pudiéndose obtener el valor del módulo de Young (E_u) sin drenaje a partir del valor de la resistencia a corte sin drenaje (C_u) mediante la expresión.

$$E_u = 220 * C_u$$

Donde C_u se introduce en kPa, obteniéndose E_u en la misma unidad.

Bowles (1996): limos, limos arenosos y limos arcillosos es calculado de acuerdo a la siguiente formulación:

$$E = 300 * [N_{SPT} + 6]$$

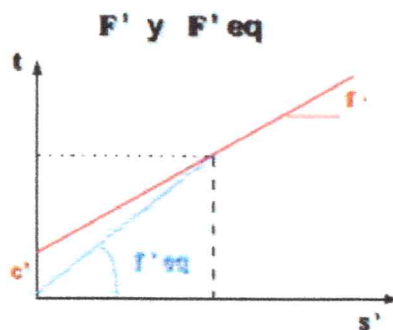
Dónde:

E: Módulo de elasticidad (kPa).

N_{SPT}: Número de golpes corregido por energía.

CORRELACIONES ENTRE N Y RESISTENCIA EFECTIVA DE LOS SUELOS

Existen numerosas correlaciones entre N y f, pero, antes de mencionar algunas de ellas, es conveniente discutir cual valor de f es el que se está obteniendo. Dado que la mayor parte de estas correlaciones fueron obtenidas con materiales granulares, para los cuales usualmente $c' = 0$, lo que realmente se obtiene es la relacion entre esfuerzos cortantes y esfuerzos normales efectivos.



RESISTENCIA EFECTIVA APROXIMADA CON SPT

Procedimiento

El procedimiento para obtener valores aproximados de valores efectivos de resistencia c' y f' con

SPT es el siguiente, teniendo en cuenta todo lo expuesto anteriormente:

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 piezométrico

e) Calcular el valor de los esfuerzos totales (s), la presión de poros (uw) y los esfuerzos efectivos ($s' = s - uw$) 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 N_{45} para Colombia se corrige por confinamiento con la formulación de C_n de Seed & Idriss (Marcuson), Fórmula (5f), teniendo cuidado que $C_n < 2$.

g) Se obtiene el valor de ϕ_{eq}' con la fórmula de Kishida (8c).

h) Se calcula el valor de $t = s' \tan(\phi_{eq}')$

i) Se agrupan los valores de t y s' por tipos de materiales

j) Se hace la regresión t vs s' 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 $\phi'_{\text{minimo}} = \phi_{eq}'_{\text{minimo}}$. 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.

Relación de Poisson μ : Los valores de relación de Poisson se obtienen a partir de la siguiente tabla:

Tabla 18. modulo de Poisson aproximada, para diferentes materiales

Material	Relación de Poisson μ
Arcilla húmeda	0.10 a 0.30
Arcilla arenosa	0.20 a 0.35
Arcilla saturada	0.45 a 0.50
Limo	0.30 a 0.35
Limo saturado	0.45 a 0.50
Arena suelta	0.20 a 0.35
Arena densa	0.30 a 0.40
Arena fina	0.25
Arena gruesa	0.15
Rocas	0.15 a 0.25
Loess	0.10 a 0.30
Concreto	0.15 a 0.25
Acero	0.28 a 0.31

FUENTE: Tabla 13.1, Crespo Villalaz, Mecánica de suelos y cimentaciones

A continuación, se muestra el perfil de diseño del suelo, el cual es realizado con los parámetros obtenidos de los ensayos de laboratorio y utilizando las metodologías descritas en párrafos anteriores.

PERFIL GEOTÉCNICO DE DISEÑO

PERFIL GEOTÉCNICO													
ESTRUCTURA	INFORMACION				PROF. [m]	PESO UNITARIO HUMEDO [KN/M ³]	PESO UNITARIO SECO [KN/M3]	Su [kPa]	ESTIMATIVOS DE PARÁMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA CON EL SPT ALVARO J. GONZÁLEZ C.		Módulo de elasticidad E (KN/m²)	Relación de Poisson μ	U.S.C.S
	SONDEO	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN		c' [kPa]	φ'						
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	S1	K0+150	#1	MORROA	1.00	19,85	18.12	0.00	0.00	34.80	7515	0.3	SM
					2.00	19,43	17.63	0.00			8492	0.35	SM
					3.00	19,10	17.31	0.00			11814	0.35	SM

WILMER URIBE
 INGENIERIA DE SUELOS

6.6 ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

La fórmula general para la capacidad última (q_u) de un suelo en cimentaciones superficiales según Meyerhof es:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma$$

c =cohesión del suelo (kPa)

γ =peso unitario del suelo (kN/m³)

D_f =profundidad de cimentación (m)

B =ancho de la cimentación (m)

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo.

Factores de Capacidad de Carga

Los factores N_c , N_q y N_γ se obtienen de tablas o gráficas en función del ángulo de fricción interna (ϕ). Algunos valores comunes son:

- ✚ Para $\phi = 0^\circ$ (suelo cohesivo puro, como una arcilla saturada):
 $N_c = 5.7$, $N_q = 1.0$, $N_\gamma = 0.0$.
- ✚ Para $\phi > 0^\circ$ (suelo con fricción, como arena), los factores aumentan con el ángulo de fricción.

Ajustes por Factores de Forma y Profundidad

Meyerhof propuso factores de corrección para las dimensiones y la profundidad de la cimentación:

$$q_u = cN_c s_c d_c + \gamma D_f N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Pasos para el Cálculo de la Capacidad de Carga

- ✚ Caracterización del suelo: Obtener valores de cohesión (c), peso unitario (γ) y ángulo de fricción interna (ϕ).
- ✚ Dimensiones y tipo de cimentación: Determinar el ancho (B) y la profundidad de desplante (D_f).
- ✚ Selección de factores N_c , N_q , N_γ según el ángulo de fricción (ϕ).
- ✚ Aplicación de factores de corrección por forma y profundidad.
- ✚ Cálculo de la capacidad última (q_u).
- ✚ Determinación de la capacidad admisible (q_{adm}) usando un factor de seguridad (FS): $q_{adm} = q_u / FS$.

6.6.1 CAPACIDAD DE CARGA ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Tabla 19. Capacidad De Carga Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO MÉTODO DE MEYERHOF					
DATOS DE LAS CARGAS DE LA ESTRUCTURAS					
P [kN]=		146,5	*Estática		
Mx [kN*m]=		0,22			
My [kN*m]=		0,49			
DATOS DEL SUELO					
γ [kN/m3]=		19,85			
φ [°]=		34,8			
C' [kN/m2]=		0,00			
DIMENSIONES DE LA ZAPATA			DIMENSIONES ESTRUCTURALES		
B [m]=		0,80	t [m]=		0,30
L [m]=		1,00	Bc [m]=		0,30
Df [m]=		1,50	Lc [m]=		0,30
CARGA VERTICAL CORREGIDA			DIMENSIONES CORREGIDAS		
P* [kN]=		169,17	Kp=		3,66
ex [m]=		0,00	B' [m]=		0,794
ey [m]=		0,00	L' [m]=		0,997
HALLAR FACTORES DE MEYERHOF					
Factores de capacidad de carga		Factores de forma		Factores de profundidad	
Nc=		45,30	Sc=		1,58
Nq=		32,49	Sq=		1,291
Nγ=		35,87	Sγ=		1,293
dc=		1,72	dq=		1,36
dγ=		1,36			
HALLAR CAPACIDAD ULTIMA Qu [kPa]					
Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B'N_\gamma s_\gamma d_\gamma$					
qu [kPa]=		2193,30			
FS=		3,00			
qadm [kPa]=		731,1			
qadm [Ton/m²]=		73,1			
qact [kPa]=		213,56			
qact [Ton/m2]=		21,356			
Diseño		Cumple			
FS=		10,270			

6.7 ASENTAMIENTOS

Para los suelos cohesivos el asentamiento total del suelo es calculado como la suma de los asentamientos elásticos y los asentamientos por consolidación, para la capacidad de carga de cada cimiento. A continuación, se presenta el asentamiento en función de la geometría del cimiento.

Para el cálculo de las deformaciones con la teoría elástica es necesario conocer el módulo de elasticidad o módulo de Young, E , así como el coeficiente de Poisson, μ . Sin embargo, según el **Principio de Terzaghi**, por lo que las ecuaciones de Hooke deben escribirse en términos efectivos. Es decir, se deben utilizar E' y μ' .

El asentamiento inmediato para suelos finos, arcillas inorgánicas pueden ser evaluados mediante la teoría elástica, mediante la expresión:

$$S_i = \frac{q * B * (1 - \mu^2)}{E} * I_s$$

En la cual,

Carga P: es la que baja por la columna hacia la cimentación.

q: es la presión de contacto entre el cimiento y el suelo de cimentación

B: es el ancho del cimiento

E: Módulo de elasticidad del suelo.

μ : Módulo de poisson.

I_s : Coeficiente de forma y profundidad.

6.7.1 ASENTAMIENTOS INMEDIATOS PARA LA ESTRUCTURAS DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Tabla 20. Asentamientos inmediatos Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.

ASENTAMIENTO INMEDIATOS												
ESTRUCTURA	PUNTO	Df [m]	B [m]	L [m]	E [kN/m ²]	CARGA P [KN]	qu [kN/m ²]	μ	I_s	S [m]	S [cm]	S [mm]
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	-	1,50	0,80	1,00	8492	146,50	183,13	0,35	0,6	0,009	0,946	9,46

6.7.2 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PARA LA ESTRUCTURAS
DE LA REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Los asentamientos por consolidación solo se pueden medir cuando los suelos arcillosos se encuentren totalmente saturado o debajo del nivel freático, por lo tanto, en las exploraciones realizadas no se halló suelos arcillosos saturado o debajo del nivel freático lo que indica que este fenómeno de asentamiento no se presentara en su momento.

6.7.3 ASENTAMIENTO TOTALES PARA LA ESTRUCTURAS DE LA REDES
DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES.

Es calculado como la suma de los asentamientos inmediatos y los asentamientos por consolidación, los valores obtenidos se muestran a continuación:

Dónde:

Df: Profundidad de apoyo.

B: Ancho del cimientto.

L: Longitud del cimientto.

Si: Asentamientos inmediatos.

Sc: Asentamientos por consolidación.

St total: Asentamientos total.

Tabla 21. Asentamientos totales Para La Estructuras De La Redes De Alcantarillado Y Manholes.

ASENTAMIENTO TOTALES							
ESTRUCTURA	PUNTO	Df (m)	B (m)	L (m)	Si (cm)	Sc (cm)	St (Cm)
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	-	1,50m	0,80m	1,00m	0,946	0,000	0,946

6.8 ENSAYOS REALIZADOS.

Para este estudio se realizaron los siguientes ensayos:

IN SITU.

- + ENSAY SPT, Norma INV E 111 - 2013.
- + CBR SOBRE MUESTRA INALTERADA, Norma INV E - 148 - 13.

LABORATORIO.

- + Humedad Natural, Norma INV E - 122 - 13.
- + Granulometría para suelos, Norma INV E - 213 - 13
- + Límites de Consistencia, Norma INV E - 126 - 13 y INV E - 125 - 13
- + Peso Unitario, Norma INV E - 217 - 13.

Los ensayos de laboratorio fueron realizados entre los días 10 al 15 de febrero del año 2025, **WILMER URIBE**.

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

6.9 VALORACIÓN SÍSMICA

Se deberán tener en cuenta los siguientes parámetros sísmicos:

Departamento de Sucre						
Municipio	Código Municipio	A_s	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Sincelejo	70001	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	70110	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Caimito	70124	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Chalán	70230	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Cotoso	70204	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Corozal	70215	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
El Roble	70233	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Galeras	70235	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Guarandá	70265	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.05
La Unión	70400	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Los Palmitos	70418	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Majaqual	70429	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.04
Morroa	70473	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Ovejas	70508	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Palmito	70523	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Sampués	70670	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Benito Abad	70678	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
San Juan Betulia	70702	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Marcos	70708	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.04
San Onofre	70713	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
San Pedro	70717	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Sincé	70742	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Sucre	70771	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Tolú	70820	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Toluviejo	70823	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04

A.2.4.5 — PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN

El procedimiento para definir el perfil es el siguiente:

A.2.4.5 1 — Paso 1 — Debe primero verificarse si el suelo cae dentro de la clasificación de alguna de las categorías de perfil de suelo tipo F, en cuyo caso debe realizarse un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotecnista siguiendo los lineamientos de A.2.10.

A.2.4.5 2 — Paso 2 — Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 kPa (0.50 kgf/cm²), un contenido de agua, w , mayor del 40%, y un índice de plasticidad, IP , mayor de 20. Si hay un espesor total, H , de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo E.

A.2.4.5 3 — Paso 3 — El perfil se clasifica utilizando uno de los tres criterios: S_v , $\bar{N}$, o la consideración conjunta de $\bar{N}_{ch}$ y S_u , seleccionando el aplicable como se indica a continuación. En caso que se cuente S_v prevalecerá la clasificación basada en este criterio. En caso que no se cuente con S_v se podrá utilizar el criterio basado en $\bar{N}$ que involucra todos los estratos del perfil. Alternativamente se podrá utilizar el criterio basado conjuntamente en S_u , para la fracción de suelos cohesivos y el criterio $\bar{N}_{ch}$, que toma en cuenta la reacción de los suelos no cohesivos del perfil. Para esta tercera consideración, en caso que las dos evaluaciones respectivas indiquen perfiles diferentes, se debe utilizar el perfil de suelos más blandos de los dos casos, por ejemplo asignando un perfil tipo E en vez de tipo D. En la tabla A.2.4-2 se resumen los tres criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

- (a) $\bar{v}_s$ en los 30 m superiores del perfil.
- (b) $\bar{N}$ en los 30 m superiores del perfil, o
- (c) $\bar{N}_{ch}$ para los estratos de suelos existentes en los 30 m superiores que se clasifican como no cohesivos cuando $IP < 20$, o el promedio ponderado $\bar{S}_u$ en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30 m superiores del perfil, que tienen $IP > 20$, lo que indique un perfil más blando.

Tabla A.2.4-2
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 ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm^2)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

Tabla 22. Perfil Del Suelo

ESTRUCTURA	INFORMACION				PROFUNDIDAD (m)			N. F	N (Valor obtenido en el campo)			N ₁₆₀	di [m]	di/N ₁₆₀	Ñ _{ch}	perfil de suelo
	SONDEO	ABSCISA	TRAMO	UBICACIÓN	DE	A	MEDIO		N ₀	N ₁₅	N ₃₀					
REDES DE ALCANTARILLADO Y MANHOLES	S1	K0+150	#1	MORROA	0,00	1,00	1,00	0,00	15	30	45	19	1,00	0,052	23,57	D
					1,00	2,00	1,00		13	13	15					
					2,00	3,00	1,00		19	24	23					

A.2.4.4 — DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO — El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio que se describieron en A.2.4.3. La clasificación se da en la tabla A.2.4-1.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{S}_u \geq 100 \text{ kPa } (=1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa } (=1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa } (=0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contenga un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w > 40\%$ $50 \text{ kPa } (=0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o debilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$). F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$).	

A.2.4.5.5 — En la tabla A.2.4-3 se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos cortos del orden de T_0 , como muestra la figura A.2.4-1. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

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

Nota. Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

A.2.4.5.6 — En la tabla A.2.4-4 se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos intermedios del orden de 1 s. Estos coeficientes se presentan también en la figura A.2.4-2. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota. Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

A.2.5 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

En esta sección se definen los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia.

A.2.5.1 — GRUPOS DE USO — Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

A.2.5.1.1 — Grupo IV — Edificaciones Indispensables — Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alternativo. Este grupo debe incluir:

- (a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicos y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias,
- (b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
- (c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,
- (d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos,
- (e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
- (f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

A.2.5.1.2 — Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- (b) Garajes de vehículos de emergencia,
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
- (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
- (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
- (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

A.2.5.1.3 — Grupo II — Estructuras de ocupación especial — Cubre las siguientes estructuras:

- (a) Edificaciones en donde se puedan reunir mas de 200 personas en un mismo salón,
- (b) Graderías al aire libre donde pueda haber mas de 2000 personas a la vez,
- (c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
- (d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1,
- (e) Edificaciones donde trabajen o residan mas de 3000 personas, y
- (f) Edificios gubernamentales.

A.2.5.1.4 — Grupo I — Estructuras de ocupación normal — Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

A.2.5.2 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA — El Coeficiente de Importancia, I , modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos II, III y IV deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1. Los valores de I se dan en la tabla A.2.5-1.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

- ✚ Zona de amenaza sísmica: Intermedia.
- ✚ Aa/Av: 0,1/0,15.
- ✚ Perfil de suelo: E.
- ✚ Fa/Fv: 1.6/2.2.
- ✚ grupo de uso I.

WILMER URIBE
INGENIERÍA DE SUELOS

7 RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.

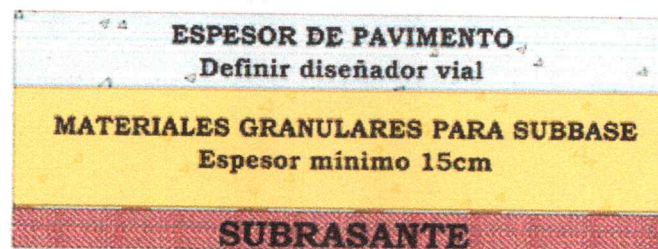
7.1 RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el presente estudio geotécnico, se establece tres unidades de diseño.

UNIDAD DE DISEÑO #1 TRAMO 1

- Durante el estudio de sondeos realizados, se encontraron suelos de tipo limosos de baja plasticidad en el intervalo de profundidad de 0.5m a 1.5m.
- los ensayo de CBR indican que ofrecen resistencias de 4,27 % y 6,74% superior al mínimo requerido de 3.0% lo cual está cumpliendo, se recomienda realizar una buena compactacion a la subrasante.
- Para un mejor comportamiento y evitar que se genere bombeo debajo la capa de pavimento, se recomienda un material granular tipo subbase para la unidad de diseño, estos deberán cumplir con los requerimientos para subbase granular establecidos en la Especificación INVIAS 320-22, debiéndose utilizar un tipo de subbase (Clase A, B o C) que sea compatible con el tránsito de diseño del pavimento. E= 0,15 m, este espesor es una recomendación mínima que indica el profesional en área geotécnica, puede aumentar según las consideraciones de profesional en el área vial.

Ilustración 1.1. para fines constructivos, el esquema de apoyo unidad # 2.

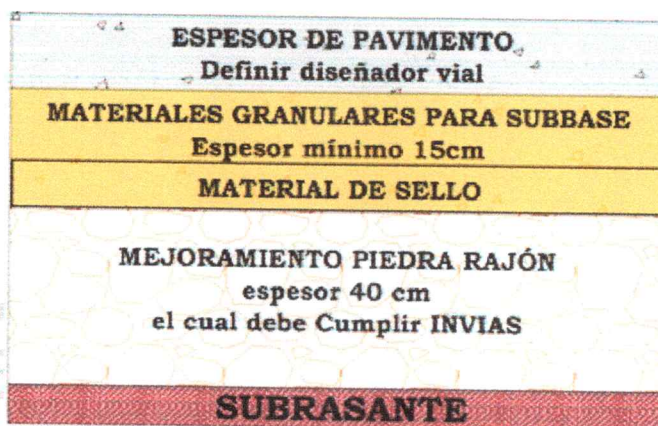


UNIDAD DE DISEÑO DURANTE LOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS

En conclusión, se recomienda implementar un mejoramiento en piedra rajón en sitios puntuales donde se presenten acolchonamientos debido a la presencia excesiva de agua **DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO** de las Inter versiones parciales o totales de la vía. La piedra rajón utilizada debe ser un material pétreo de buena resistencia, con un tamaño máximo controlado por el valor menor entre dos tercios del espesor de la capa de mejoramiento o treinta centímetros. Posteriormente colocar un material de sello que cumpla con las características de una subbase granular, con el fin de llenar los vacíos inter granulares y lograr un adecuado grado de compactación en la zona afectada.

para fines constructivos, el esquema de apoyo mostrado en la Siguiete Figura.

Ilustración 12. para fines constructivos, el esquema de apoyo unidad

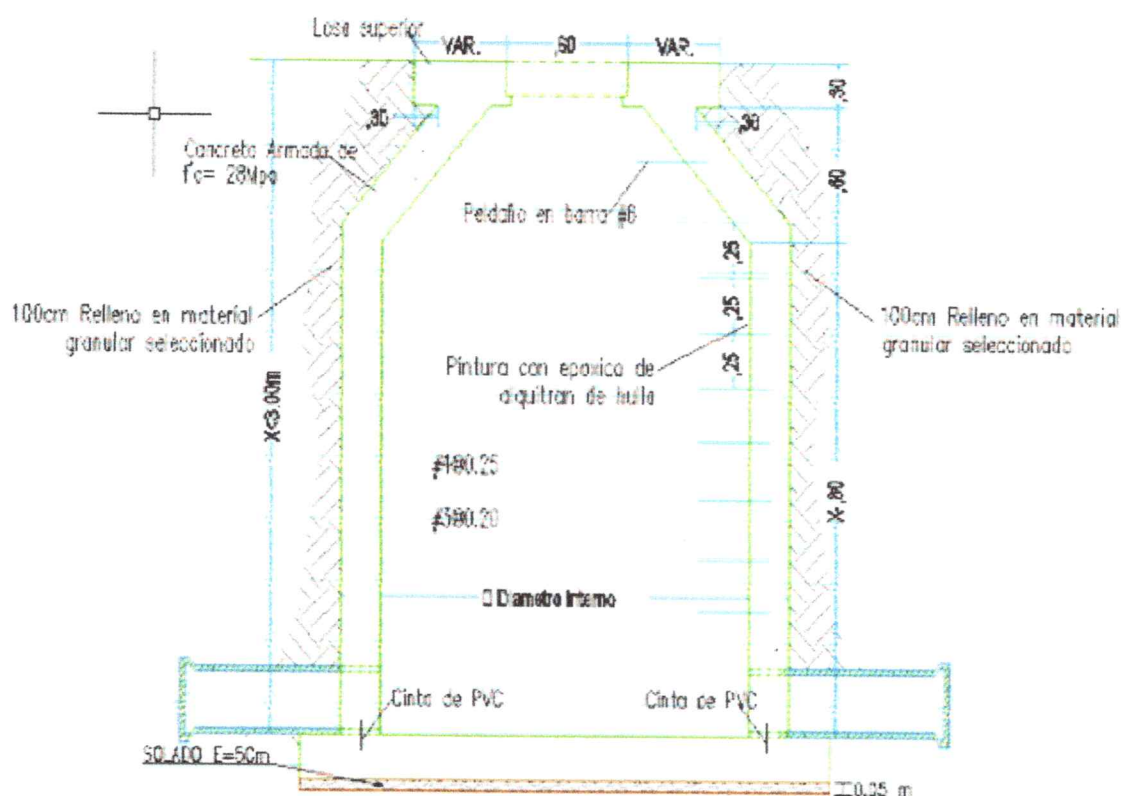


7.2 RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURA REDES Y MANHOLES.

7.2.1 RECOMENDACIONES PARA LA CIMENTACIÓN DE MANHOLES

- ✚ fondo circular, apoyadas sobre un solado, en el fondo de la cimentación de 5 cm.
- ✚ Diámetro Mínimo D: 1,5 m.
- ✚ Espesor mínimo 0,3m.
- ✚ evaluada con una carga de 14,65 Ton, capacidad de carga: 73,1 ton/m².
- ✚ solado en concreto pobre para protección de la cimentación; E= 5 Cm.

Ilustración 13. Estructura De Los Manholes.

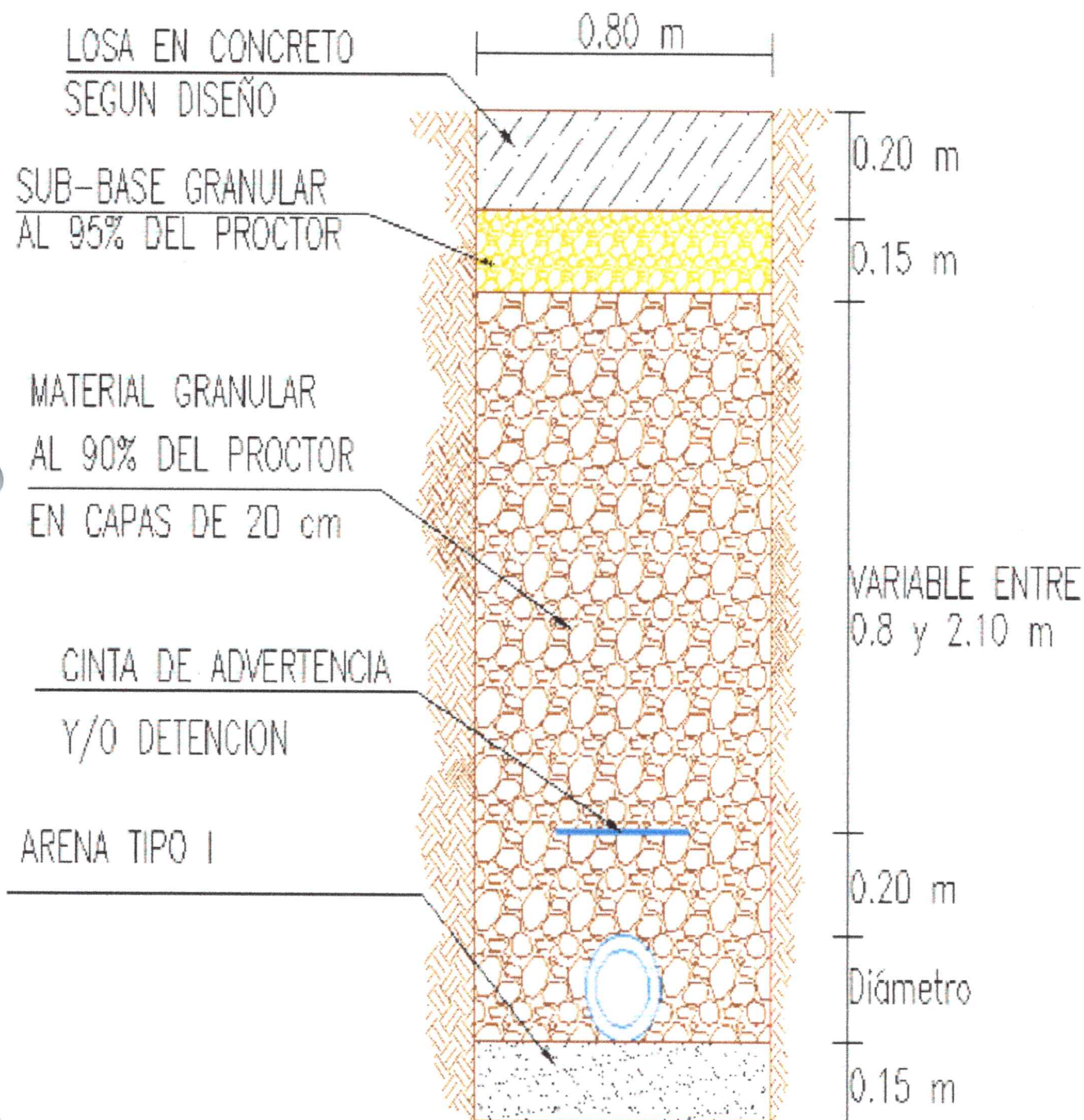


DETALLES MANHOLES A CONSTRUIR

7.2.2 RECOMENDACIONES PARA LA ESTRUCTURA DE REDES DE ALCANTARILLADO

- ✚ Las excavaciones podrán ejecutarse por métodos manuales o mecánicos de acuerdo a las indicaciones de la interventoría. Antes de iniciar la excavación se debe investigar el sitio por donde cruzan las redes existentes de servicios. Si es necesario remover algunas de estas redes se debe solicitar permiso al ente correspondiente para la ejecución de estos trabajos o la autorización para ejecutarlos. Se deben tomar todas las precauciones necesarias para evitar derrumbes durante las excavaciones, según la naturaleza y condiciones del terreno.
- ✚ Para las excavaciones necesarias a realizar en la instalación, cambio o reposición de redes de alcantarillado, se recomienda el uso de entibado a partir de una profundidad de 1.50 Mts.
- ✚ Los productos de la excavación que no hayan de retirarse de inmediato, así como los materiales que hayan de acumularse, se apilarán a una distancia suficiente del borde de la excavación para que no generen una sobrecarga que pueda dar lugar a desprendimientos o corrimientos de tierras en los taludes de corte.
- ✚ Se debe colocar la tubería sobre una base apisonada de arena lavada gruesa con espesor mínimo de 15 cm y rellenando con este material seleccionado hasta la cota de la vía.

Ilustración 14. Estructura De Las Redes De Alcantarillado.



7.3 MANEJO DE ACEROS Y CONCRETOS.

Se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- + Recubrimiento mínimo: 75 mm.
- + Los concretos a utilizar podrán tener aditivos plastificantes e impermeabilizantes para aumentar la trabajabilidad de la estructura, en caso sea proyectado o necesario y por el grado de exposición que está sometido el Manhol.

7.4 MANEJO DE EXCAVACIONES

- + Las excavaciones podrán ejecutarse por métodos manuales o mecánicos de acuerdo a las indicaciones de la interventoría. Antes de iniciar la excavación se debe investigar el sitio si existentes redes de servicios. Si es necesario remover algunas de estas redes se debe solicitar permiso al ente correspondiente para la ejecución de estos trabajos o la autorización para ejecutarlos. Se deben tomar las precauciones necesarias para evitar derrumbes durante las excavaciones, según la naturaleza y condiciones del terreno Para las excavaciones necesarias a realizar en la instalación, cambio o reposición de obras de artes, se recomienda el uso de entibado a partir de una profundidad de 1.50 Mts.
- + Los productos de la excavación que no hayan de retirarse de inmediato, así como los materiales que hayan de acumularse, se apilaran a una distancia suficiente del borde de la excavación para que no generen una sobrecarga que pueda dar lugar a desprendimientos o corrimientos de tierras en los taludes de corte.

7.5 MANEJO DEL NIVEL FREÁTICO

- ✚ No se debe tender ni instalar el refuerzo si el fondo de zanja está inundado. En todo momento se debe evitar que el agua entre a la zona de excavación. Esto aplica a Todos los se diseñan para instalarse según ASTM 02321.
- ✚ No se debe tender ni instalar el refuerzo si el fondo de zanja está inundado. En todo momento se debe evitar que el agua entre a la zona de excavación. Esto aplica a Todos los se diseñan para instalarse según ASTM 02321.
- ✚ Bombas de Achique: Se recomienda el uso de bombas de achique para la extracción de agua en la excavación. Estas bombas deben colocarse en puntos bajos dentro del área de trabajo, de modo que recojan el agua subterránea a medida que ingrese a la excavación. La instalación de una o más bombas sumergibles en fosas dentro de la excavación garantizará que el agua se retire continuamente. Las bombas deben funcionar durante todo el tiempo de excavación para mantener la zona seca.
- ✚ Zanjas de Drenaje Provisionales: Se recomienda excavar zanjas de drenaje temporales alrededor del perímetro de la zona de excavación. Estas zanjas recolectarán el agua superficial y subterránea que se infiltre, dirigiéndola hacia un punto de bombeo central (pozo o fosa de bombeo). Las zanjas deben tener una leve pendiente para facilitar el flujo de agua hacia las bombas de achique.
- ✚ Fosas de Bombeo: Se recomienda excavar una o más fosas de bombeo dentro del área de excavación, en las cuales se colocarán las bombas sumergibles. Estas fosas actuarán como puntos de recolección de agua, facilitando su extracción y evitando que la excavación principal se inunde. Las fosas deben ser profundas y estar ubicadas en los puntos más bajos de la excavación para asegurar un drenaje eficiente.

7.6 RECOMENDACIONES Y PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN.

- ✚ Para evitar daños por carbonatación y oxidación del acero de refuerzo se debe realizar la impermeabilización del concreto de las estructuras enterradas.
- ✚ La placa de contra piso debe ser en concreto reforzado por efectos de retracción, fraguado y temperatura; la cual debe ser diseñada por el ingeniero estructural.
- ✚ Los residuos sólidos se deben disponerse de modo que se cumpla la reglamentación ambiental, se recomienda reducir las emisiones de polvo, la contaminación del agua, y el control de emisiones de gases de los equipos mecánicos usados durante la construcción, es recomendable el reciclaje de todos los materiales que lo permitan.

7.7 PLAN DE CONTINGENCIA.

- ✚ Con el fin de identificar elementos vulnerables, se deben identificar los predios y vías colindantes, con localización y descripción del proyecto; esto no exime de identificar otros riesgos que puedan surgir durante la construcción del cimiento.
- ✚ El constructor debe tener en cuenta los riesgos potenciales del proyecto, previniendo los que puedan surgir durante la construcción y en caso de ser necesario se debe solicitar a esta consultoria una visita para evaluar y prevenir riesgos potenciales.
- ✚ Debe contarse con el análisis de trabajo seguro, panorama de riesgos, plan de capacitación en trabajo seguro, manejo de emergencias y cumplimientos de las normas de seguridad industrial y salud ocupacional.
- ✚ Se debe elaborar en obra un sistema de contingencia con ayuda del ingeniero estructural y el constructor de manera que se tengan en cuenta los elementos para atender la contingencia y los procedimientos para montar y ejecutar elementos de control.

7.8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GEOLÓGICAS.

- + En primer lugar, se ha realizado una descripción geológica y geomorfológica de la zona de estudio que comprende en paisaje de Planicies aluviales, terrenos coluviales, Colinas.
- + En el Municipio De Morroa, en la zona del lote a intervenir, según el plano geológico, se encuentra la Unidad Cronoestratigráfica identificada como **N2-Sc**. Esta unidad geológica se caracteriza por la presencia de Conglomerados, y arenitas líticas conglomeráticas intercaladas con arcillolitas, limolitas y turbas.
- + las muestras de los sondeos tomada en campo y ensayados en laboratorios corresponde arenas limosas, se realiza el análisis de expansión del suelo mencionado y se encuentra en categoría baja.
- + las muestras de los sondeos se le realizó el análisis de colapsabilidad y se encuentra en categoría alta en términos de colapso para las excavaciones, en este caso de realizar excavaciones mayores a 1.5m se debe utilizar entibados.
- + Los pliegues presentes en la región de Morroa forman parte de la compleja estructura geológica del Sistema de los Montes de Maria, evidenciando una historia tectónica significativa. Entre los pliegues más relevantes cercanos al municipio se encuentran el Sinclinal de Sincelejo y el Anticlinal del Cedro (Providencia), los cuales controlan la disposición de las unidades geológicas y afectan la estabilidad del terreno. Estos pliegues influyen en la distribución de los acuíferos locales, la erosión diferencial del relieve y el comportamiento geotécnico de los suelos, aspectos fundamentales para el desarrollo de infraestructura y la planificación territorial en la zona.

VALIDO PARA "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA
CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL
CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"

WILMER DAVID URIBE PERALTA

INGENIERO CIVIL

MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

MP. N° 081037-0565401 CÓRDOBA.

8 MARCO TEÓRICO

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS. Los suelos granulares o finos, según se distribuye el material que pasa el tamiz de 3" = 75 mm; el suelo es denominado "fino" cuando más del 50% pasa el Tamiz número 200 (T200), como se observa en la curva C de la figura 3.9. Si no ocurre, el material es "granular" y será grava o arena.

- a. Los suelos granulares se designan con estos símbolos

Prefijos

Tabla 23. símbolos de suelos granulares

G	Grava	El 50% o más es retenido en el T ₄ . Es el caso de la curva A de la figura 3.9	
S	Arena	Si más del 50% pasa el T ₄ . Es el caso de la curva B de la figura 3.9	
W	bien gradado	P	mal gradado
		Depende del C _u y C _c . Ver 3.4 en granulometría	
M	Limoso	C	Arcilloso
		Depende de WL y el IP. Ver línea A en la Carta de	

En donde:

T: Tamiz

Cu: Coeficiente de uniformidad

Cc: Coeficiente de curvatura

Si menos del 5% pasa el T200, el suelo es granular limpio y los sufijos son W o P, según los valores de Cu y Cc; si más del 12% pasa el T200, el suelo es granular contaminado con finos y los sufijos son M (limo), y o C (arcilla), dependiendo de WL e IP. Si el porcentaje de finos está entre el 5% y el 12%, el material granular está lo suficientemente contaminado con finos que tiene comportamiento entre lo granular y los finos, en este caso se utilizan sufijos dobles (clase intermedia), como ocurre para un suelo denominado GW-GC.

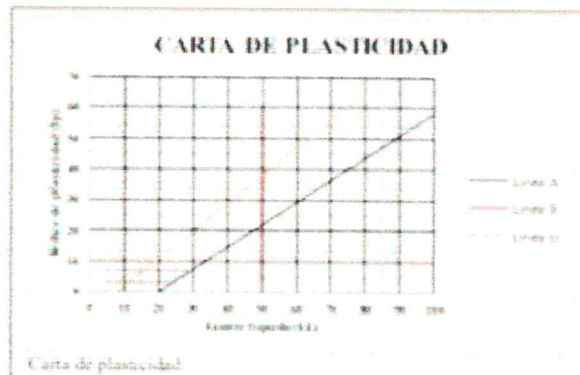
- b. Los suelos finos se designan con estos símbolos

Tabla 24. símbolos de los suelos finos.

Prefijos		Sufijos	
M	Limo	L	Baja plasticidad ($W_L < 50\%$)
C	Arcilla	H	Alta plasticidad ($W_L > 50\%$)
O	Orgánico	Se debe reportar este suelo	
		Suelos por debajo de la línea A	

Esta clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg para la fracción que pasa el T40, y se obtiene a partir de la llamada CARTA DE PLASTICIDAD así:

Ilustración 15. clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg.



Línea A: $IP = 0.73(LL - 20)$

Línea U: $IP = 0.9(LL - 8)$

Sobre la línea A: arcillas inorgánicas.

Debajo de la línea A: limos y arcillas orgánicas.

La línea B: $LL = 50$ separa H de L

NOTA: G = gravel; W = well; C = clay; P = poor; F = fair; M = mud; S = sand; L = low; H = high; O = organics; Pt = pest

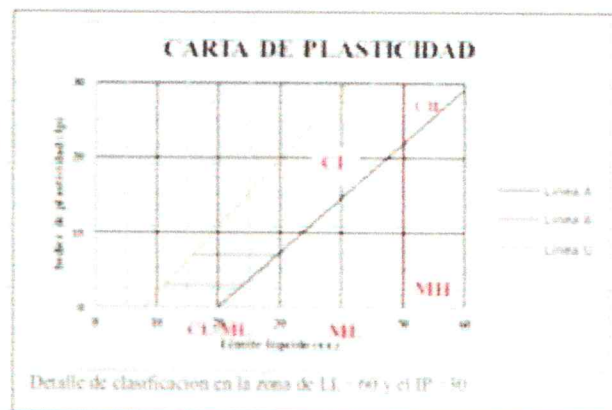


Ilustración 16. nombres típicos de los materiales

GRUPO	NOMBRES TÍPICOS DEL MATERIAL
GW	Grava bien gradada, mezclas gravosas, poco o ningún fino.
GP	Grava mal gradada, mezclas grava – arena, poco o ningún fino.
GM	Grava limosa, mezclas grava, arena, limo.
GC	Grava arcillosa, mezclas grava – arena arcillosas.
SW	Arena bien gradada.
SP	Arena mal gradada, arenas gravosas, poco o ningún fino.
SM	Arenas limosas, mezclas arena – limo.
SC	Arenas arcillosas, mezclas arena – arcilla.
ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, limo arcilloso, poco plástico, arenas finas limosas, arenas finas arcillosas.
CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras (pulpa)
OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos (ambiente marino, naturaleza orgánica silíceo), suelos elásticos.
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas gruesas.
OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos.
PT	Turba (carbón en formación) y otros suelos altamente orgánicos.

Este sistema propuesto por Arturo Casagrande (1942) lo adopta el cuerpo de Ingenieros de EE.UU. en los aeropuertos y actualmente, es ampliamente utilizado en el mundo, al lado del sistema de la AASHTO o el de la ASTM, todos basados en los LÍMITES Y LA GRANULOMETRÍA.

Definición del Grupo SUCS, con la CARTA DE PLASTICIDAD Se han definido, para gravas (G) y arenas (S), la situación W o P de acuerdo a dos coeficientes: Cu y Cc (Sección 3.4) ¿cuándo se dice que es GM, GC, SM o SC? (ver la carta de plasticidad de la figura 5.1A).

$$\begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l} \text{GM} \Rightarrow \text{Debajo de la línea A o } IP < 4 \\ \text{GC} \Rightarrow \text{Sobre la línea A o } IP > 7 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Sobre la línea A con} \\ 4 < IP < 7 \Rightarrow \text{doble símbolo} \end{array} \\
 \left\{ \begin{array}{l} \text{SM} \Rightarrow \text{Debajo de la línea A o } IP < 4 \\ \text{SC} \Rightarrow \text{Sobre la línea A o } IP > 7 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{En la zona sombreada con} \\ 4 \leq IP \leq 7 \Rightarrow \text{doble símbolo} \end{array}
 \end{array}$$

- GW, GP, SW, SP exigen que MENOS del 5% del suelo pase el T200
- GM, GC, SM, SC exigen que MAS del 12% del suelo pase el T200
- Si el porcentaje de finos está entre 5% y 12%, se requiere doble símbolo.

Tabla 25. características y uso de los suelos (grupo del SECS).

Grupo	VALORACIÓN ATRIBUTOS				APTITUDES SEGÚN USOS	
GW	+++	++	+++	+++	Mantos de presas, terraplenes, erosión de canales.	
GP	++	+++	++	+++	Mantos de presas y erosión de canales.	
GM	++	-	++	+++	Cimentaciones con flujo de agua.	
GC	++	--	+	++	Núcleos de presas, revestimientos de canales.	
SW	+++	++	+++	+++	Terraplenes y cimentación con poco flujo.	
SP	m	++	++	++	Diques y terraplenes de suave talud.	
SM	m	-	++	+	Cimentación con flujo, presas homogéneas.	
SC	++	--	+	+	Revestimiento de canales, capas de pavimento	
ML	m	-	M	m	Inaceptable en pavimentos, licuable.	
CL	+	--	M	m	Revestimiento de canales, pero es erodable.	
OL	m	-	--	m	No recomendable, máximo si hay agua.	
MH	--	-	-	---	Inaceptable en cimentaciones o bases (hinchable)	
CH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentación (hinchable)	
OH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentaciones o terraplenes.	
CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES	Facilidad de tratamiento en obra	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad	Sobresaliente	+++
					Muy alto	++
					Alto	+
					Moderado	m
					Deficiente	-
					Bajo	--
					Muy bajo	---

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✚ DAS, Braja M. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Internacional Thomson Editores S.A., México, 2001.
- ✚ CUJAR CH. Germán. Cimentaciones Superficiales. Universidad del Cauca, Facultad de Ingeniería Civil, Popayán 2003.
- ✚ WHITLOW, Roy. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Grupo Editorial Patria Cultural S.A., México, 2000.
- ✚ MARQUEZ CARDENAS, Gabriel. Propiedades Ingenieriles de los Suelos. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Facultad de Minas, 1985.
- ✚ ARANGO VELEZ, Antonio. Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Facultad de Minas, 1985.
- ✚ BOWLES, Joseph E. Foundations Analysis and design. Editorial McGraw Hill, Cuarta Edición, Singapur. 1988.
- ✚ JUÁREZ BADILLO et All. Mecánica de Suelos. Tomo 2. Editorial Limusa. 1996
- ✚ NSR-10 Normas Sismo Resistentes Colombianas, Bogotá 2008

FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 79 DE 89

VERSIÓN 1.0

"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE
CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL
MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
INGENIERÍA DE SUELOS

ANEXO REGISTRO FOTOGRÁFICO

WILMER URIBE
INGENIERÍA DE SUELOS

Ilustración 17. registro fotográfico.





FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 82 DE 89

VERSIÓN 1.0

"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE
CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL
MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"

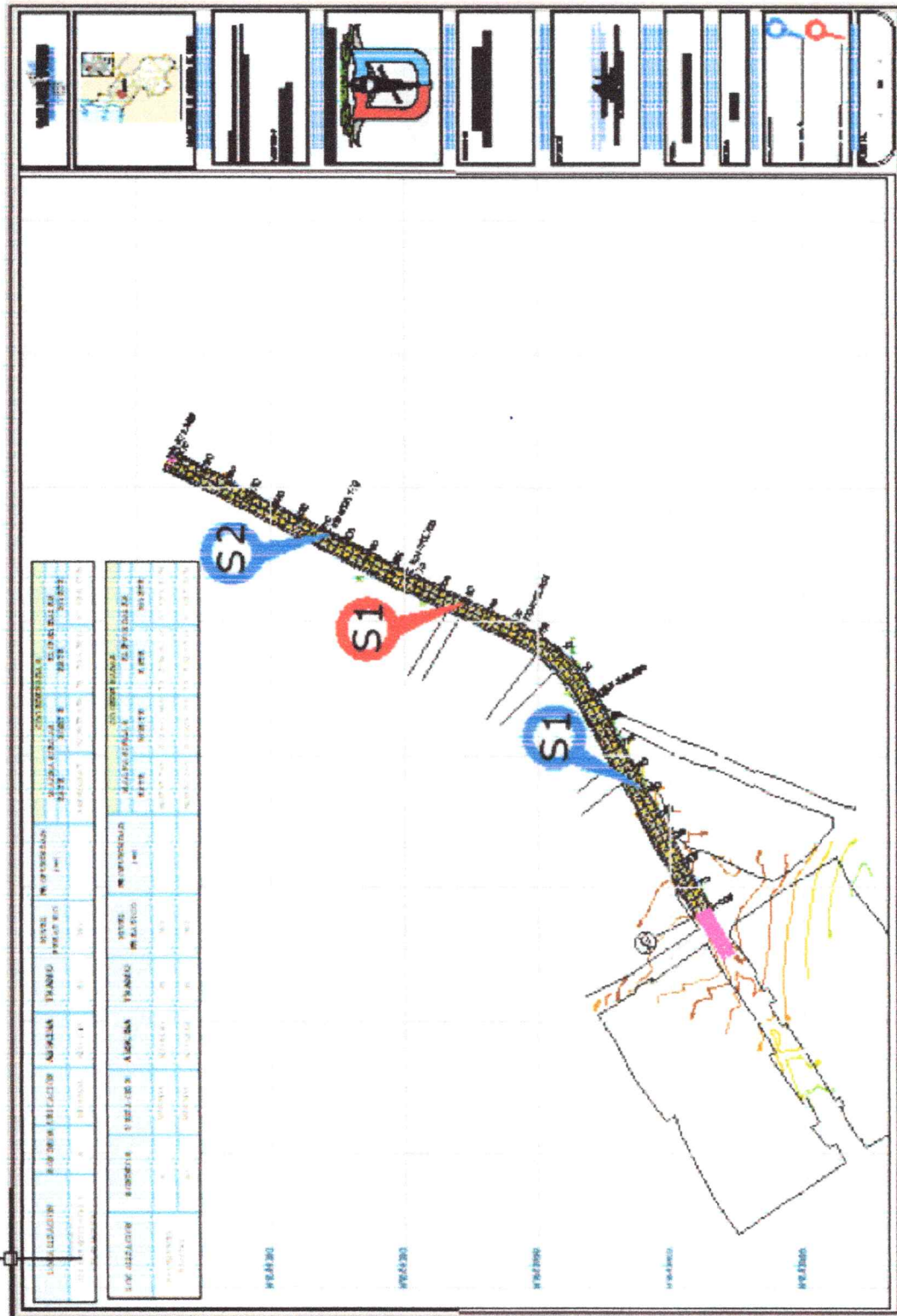
WILMER URIBE
INGENIERÍA DE SUELOS

ANEXO LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS EN EL PLANO

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
INGENIERÍA DE SUELOS



FECHA: FEBRERO DE 2025	"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"	 WILMER URIBE INGENIERIA DE SUELOS
PÁGINA: 84 DE 89		
VERSIÓN 1.0		

ANEXO DOCUMENTOS DEL PROFESIONAL

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

Morroa, febrero de 2025

Señora:

ALCALDÍA DE MORROA, SUCRE

Asunto: Certificación De Estudio Geológico, Geotécnico Y De Suelos

Certifico que he realizado el Estudio Geológico, Geotécnico y de Suelos, para el Proyecto **"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"**, a construirse en el Municipio De MORROA, Departamento de Sucre, de acuerdo con los requisitos técnicos vigentes, establecidos en las Normas Técnicas Colombianas, INVIAS, NSR-10, cuyos resultados se encuentran consignados en el Estudio Geológico, Geotécnico y de Suelos.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y original del certificado de vigencia y antecedentes profesionales.


WILMER DAVID URIBE PERALTA

INGENIERO CIVIL

MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

MP. N° 081037-0565401 CÓRDOBA.





CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2025-3409039**CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA****EL DIRECTOR GENERAL****CERTIFICA:**

1. Que WILMER DAVID URIBE PERALTA, identificado(a) con Cedula de Ciudadanía 1102864062, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 081037-0565401 COR desde el 04 de Mayo de 2021, otorgado(a) mediante Resolución Nacional R.2021067816.
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 veinte (20) días del mes de Febrero del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Dario 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/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.



LA RECTORA DE LA UNIVERSIDAD ALFONSO X EL SABIO

Considerando que, conforme a las disposiciones y circunstancias previstas en la legislación vigente,

Wilmer David Uribe Peralta

ha superado el Programa de Estudios del Curso de Postgrado, con una asignación de 60 créditos ECTS,
dentro del convenio de colaboración suscrito entre Soluciones Integrales de Formación y Gestión Structural S.A. y la Universidad Alfonso X el Sabio,
expide el presente Título de

Máster Internacional en Geotecnia y Cimentaciones

Dado en Villanueva de la Cañada, a 23 de febrero de 2023

El La interesado a:

La Rectora:
ANABEL FERNÁNDEZ MARTÍNEZ

FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 89 DE 89

VERSIÓN 1.0

"MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CARRERA 7 ENTRE
CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARÍA REINA EN EL CASCO URBANO DEL
MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
INGENIERÍA DE SUELOS

ANEXO ENSAYOS DE LABORATORIO

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE."

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE

CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO

COORDENADAS: 9°19'55.27"N 75°17'54.79"O

WILMER URIBE
Ingeniero Civil en Geotecnia

MUESTRA: 1 de 0.00 - 1.00 m

REALIZADO 28/09/2024 ABSCISA K0+150 TRAMO #1 SONDEO 1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes	
Vidrio N°	
P _{humid}	
P _{seco}	
P _(Agua)	
P _{recipiente}	
P _{suelo seco}	
% Humedad	

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°	
P _{rec} + P _{humid}	
P _{rec} + P _{seco}	
P _(Agua)	
P _{recipiente}	
P _{suelo seco}	
% Humedad	

PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

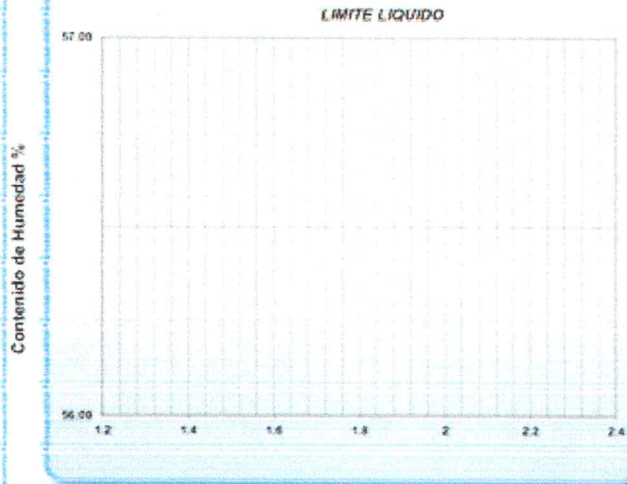
P ₁ =	100.00	P ₂	53.65
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	0.00	0.00	100.00
10	0.93	0.93	99.07
20	2.84	2.84	96.23
40	9.49	9.49	86.74
60	12.84	12.84	73.90
100	17.92	17.92	55.98
200	9.63	9.63	46.35
P200	46.35	46.35	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.232
Peso humedo (gr)	19.644
Peso seco (gr)	18.394
Humedad	9.5%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	98.52
Diámetro (cm)	3.48
Altura (cm)	5.12
peso unitario humedo (KN/m ³)	19.85
peso unitario seco (KN/m ³)	18.12



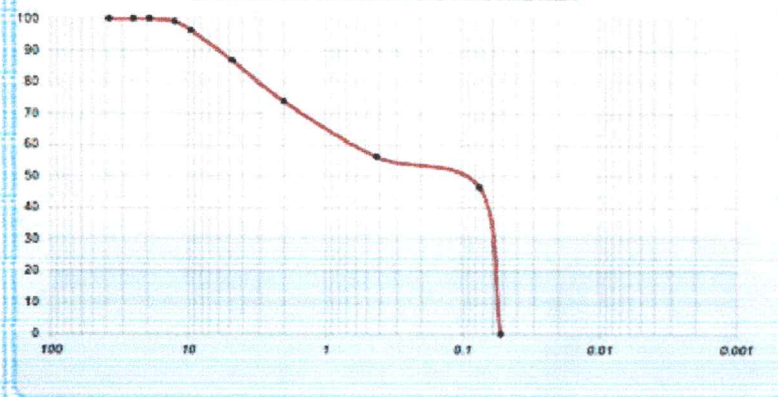
Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	9.5 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	II; DIV(0)

A.A.S.H.O : A-4

U.S.C. SM

Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



OBSERVACIONES:

Arena limosa

[Firma]
OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.C. 1102873759 DE SINCELEJO
LABORATORISTA

[Firma]
WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.P. 051037-0510401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE."
LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE
PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE
CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO
COORDENADAS: 9°19'55.27"N 75°17'54.79"O

WILMER URIBE
Ingeniero Civil M.P. 081037-001401

MUESTRA: 2 de 1.00 - 2.00 m

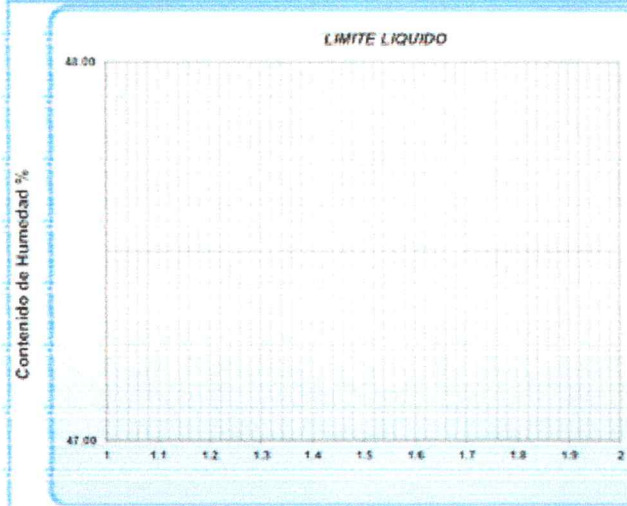
REALIZADO 28/09/2024 **ABSCISA** K0+150 **TRAMO** #1 **SONDEO** 1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes		
Vidrio N°		
P _{humid}		
P _{seco}		
P _(Agua)		
P _{recipiente}		
P _{huevo seco}		
% Humedad		

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 12 I.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°	
P _{rec} + P _{humid}	
P _{rec} + P _{seco}	
P _(Agua)	
P _{recipiente}	
P _{huevo seco}	
% Humedad	



PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P _{se}	100.00	P _{se}	55.20
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	0.00	0.00	100.00
10	1.53	1.53	98.47
20	4.82	4.82	95.18
40	9.76	9.76	90.24
60	19.59	19.59	80.65
100	11.98	11.98	68.67
200	7.52	7.52	41.15
P200	44.80	44.80	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.287
Peso húmedo (gr)	17.529
Peso seco (gr)	16.397
Humedad	10.2%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	121.82
Diámetro (cm)	3.49
Altura (cm)	6.43
peso unitario húmedo (KN/m3)	19.43
peso unitario seco (KN/m3)	17.63

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	10.2 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O : A-4

U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
 C.C 1102873759 DE SINCELEJO
 LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA
 INGENIERO CIVIL M.P 081037-001401 COR
 MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
 Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE.
LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE
PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE
CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO
COORDENADAS: 9°19'55.27"N 75°17'54.79"O

WILMER URIBE

MUESTRA: 3 de 2.00 - 3.00 m

REALIZADO 28/09/2024 **ABSCISA** K0+150 **TRAMO** #1 **SONDEO** 1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes		
Vidrio N°		
P _{humid}		
P _{seco}		
P _(Agua)		
P _{recipiente}		
P _{suelo seco}		
% Humedad		

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 12 I.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°	
P _{rec} + P _{humid}	
P _{rec} + P _{seco}	
P _(Agua)	
P _{recipiente}	
P _{suelo seco}	
% Humedad	

PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

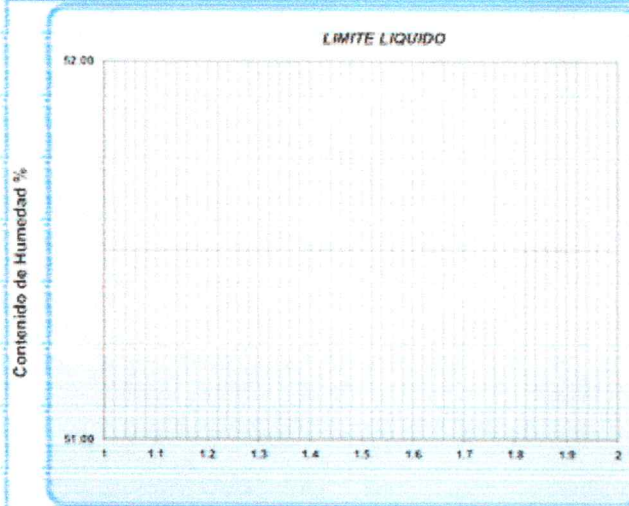
P ₂₀₀	100.00	P ₂	61.41
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	0.00	0.00	100.00
10	0.09	0.09	99.91
20	0.49	0.49	99.42
40	11.80	11.80	87.62
60	19.02	19.02	68.61
100	18.30	18.30	50.31
200	11.72	11.72	38.59
P200	38.59	38.59	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.324
Peso humedo (gr)	13.660
Peso seco (gr)	12.881
Humedad	10.3%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	95.13
Diámetro (cm)	3.54
Altura (cm)	4.97
peso unitario humedo (KN/m ³)	19.10
peso unitario seco (KN/m ³)	17.31



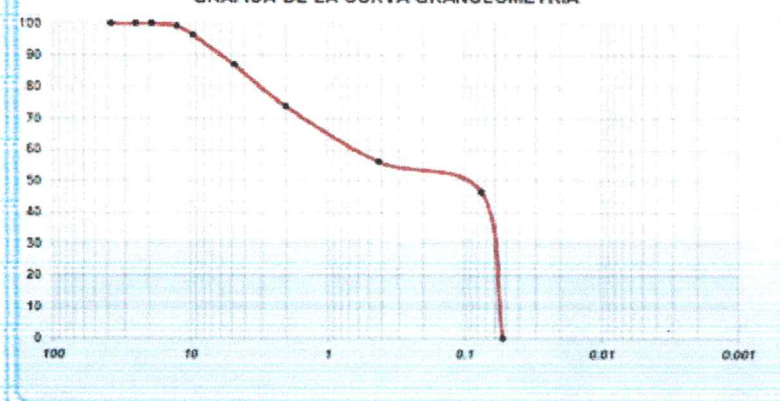
Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	10.3 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	π; DIV(0)

A.A.S.H.O : A-4

U.S.C. SM

Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



OBSERVACIONES:

Arena limosa

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
 C.C 1102873759 DE SINCELEJO
 LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PENALTA
 INGENIERO CIVIL M.P 081037-0003401 COR
 MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
 Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE.
LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE
PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE
CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO
COORDENADAS: 9°19'55.27"N 75°17'54.79"O

WILMER URIBE
Ingeniero Civil en Geotecnia

MUESTRA: 4 de 3.00 - 4.00 m

REALIZADO 28/09/2024 **ABSCISA** K0+150

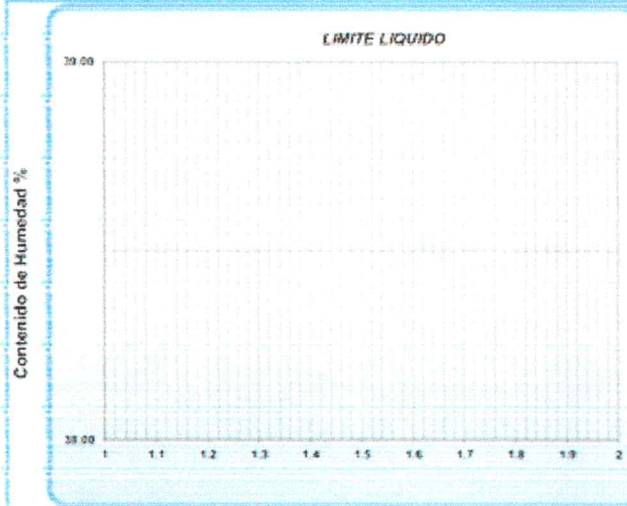
TRAMO #1 **SONDEO** 1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes		
Vidrio N°		
P _{humid}		
P _{seco}		
P _(Agua)		
P _{recipiente}		
P _{suelo seco}		
% Humedad		

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 12 I.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°	
P _{rec} + P _{humid}	
P _{rec} + P _{seco}	
P _(Agua)	
P _{recipiente}	
P _{suelo seco}	
% Humedad	



PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁	100.00	P ₂	66.39
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	0.00	0.00	100.00
10	0.09	0.09	99.91
20	0.41	0.41	99.51
40	9.65	9.65	89.85
60	19.98	19.98	89.87
100	24.55	24.55	45.33
200	11.72	11.72	33.61
P200	33.61	33.61	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.184
Peso húmedo (gr)	19.447
Peso seco (gr)	17.882
Humedad	12.3%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	119.73
Diámetro (cm)	3.44
Altura (cm)	6.23
Peso unitario húmedo (KN/m ³)	20.29
Peso unitario seco (KN/m ³)	18.06

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	12.3 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O : A-2-4

U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
 C.C 1102873759 DE SINCELEJO
 LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA
 INGENIERO CIVIL M.P 081037-001401 COR
 MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
 Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE."
LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE
PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE
CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO
COORDENADAS: 9°19'55.27"N 75°17'54.79"O

WILMER URIBE
INGENIERO CIVIL M.P. 081037-051401

"MUESTRA: 5 de 4.00 - 5.00 m

REALIZADO 28/09/2024 **ABSCISA** K0+150

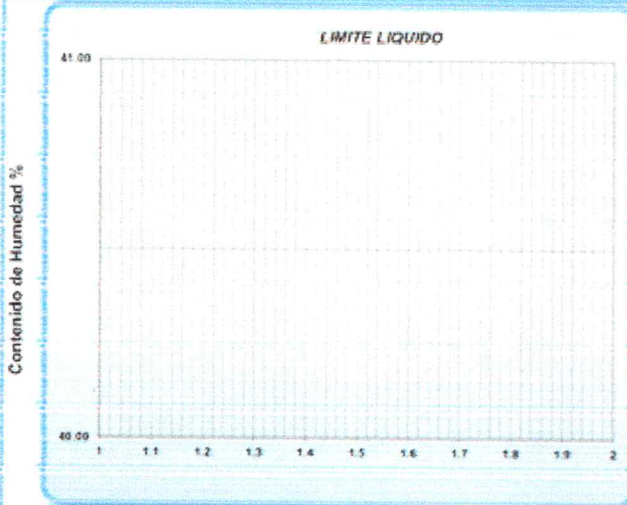
TRAMO #1 **SONDEO** 1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes	
Vidrio N°	
P húmedo	
P seco	
P (Agua)	
P recipiente	
P suelo seco	
% Humedad	

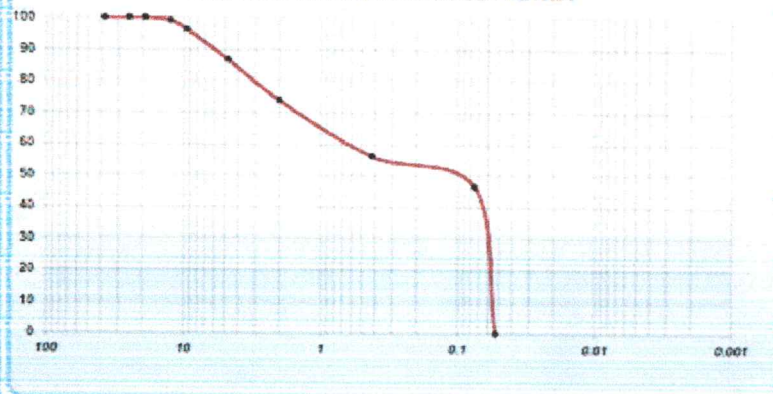
DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°	
P rec + P húmedo	
P rec + P seco	
P (Agua)	
P recipiente	
P suelo seco	
% Humedad	



Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁₀₀	100.00	P ₂₀₀	65.90
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	0.00	0.00	100.00
10	2.10	2.10	97.90
20	2.45	2.45	95.46
40	8.34	8.34	87.11
60	17.08	17.08	70.03
100	21.54	21.54	48.49
200	14.39	14.39	34.10
P200	34.10	34.10	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.097
Peso húmedo (gr)	20.582
Peso seco (gr)	18.453
Humedad	15.9%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	89.64
Diámetro (cm)	3.43
Altura (cm)	4.72
peso unitario húmedo (KN/m³)	20.16
peso unitario seco (KN/m³)	17.39

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	15.9 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O : A-2-4

U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

OSNAIDER ROMERO BUSTILLO
 C.C. 110287
 LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA
 INGENIERO CIVIL M.P. 081037-051401
 MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE."

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE

CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO

COORDENADAS: 9°19'55.27"N 75°17'54.79"O

WILMER URIBE
Ingeniero Civil, M.P. 081037-00401

"MUESTRA: 6 de 5.00 - 6.00 m

REALIZADO 28/09/2024 ABSCISA K0+150

TRAMO #1 SONDEO 1

Nº Golpes

Vidrio N°

P húmedo

P seco

P (Agua)

P recipiente

P suelo seco

% Humedad

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°

P rec + P húmedo

P rec + P seco

P (Agua)

P recipiente

P suelo seco

% Humedad

PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁ =	100.00	P ₂	67.00
Famiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	0.00	0.00	100.00
10	1.87	1.87	98.13
20	2.19	2.19	95.94
40	7.83	7.83	88.11
60	21.73	21.73	66.38
100	17.72	17.72	48.66
200	15.72	15.72	32.94
P200	32.94	32.94	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.283
Peso húmedo (gr)	25.632
Peso seco (gr)	22.713
Humedad	16.7%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	103.73
Diámetro (cm)	3.46
Altura (cm)	5.34
Peso unitario húmedo (KN/m ³)	20.27
Peso unitario seco (KN/m ³)	17.36

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	16.7 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O : A-2-4

U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

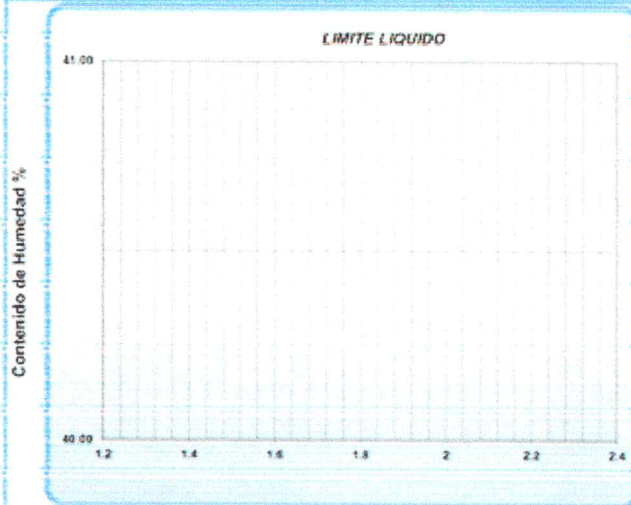
OSNAIDER ROMERO SEVILLA

C.C. 1102873759 DE SINCELEJO

LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA

INGENIERO CIVIL M.P. 081037-00401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES



ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE."

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE

CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO

COORDENADAS: 9°19'53.51"N 75°17'56.81"O

WILMER URIBE

Ingeniero Civil, U.S. y Geotecnia

MUESTRA: 1 de 0.00 - 0.50 m

REALIZADO 15/02/2025 ABSCISA K0+056

TRAMO 1 SONDEO 1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes		
Vidrio N°		
P húmed		
P seco		
P (Agua)		
P recipiente		
P suelo seco		
% Humedad		

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°	
P rec + P húmed	
P rec + P seco	
P (Agua)	
P recipiente	
P suelo seco	
% Humedad	

PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁₀₀	100.00	P ₇₅	75.59
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	3.49	3.49	96.51
10	7.16	7.16	89.34
20	7.85	7.85	81.50
40	19.89	19.89	61.61
60	17.80	17.80	43.80
100	12.73	12.73	31.07
200	6.66	6.66	24.41
P200	24.41	24.41	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.214
Peso húmedo (gr)	17.629
Peso seco (gr)	16.342
Humedad	11.6%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	91.45
Diámetro (cm)	3.46
Altura (cm)	5.71
peso unitario húmedo (KN/m ³)	16.71
peso unitario seco (KN/m ³)	14.98

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	11.6 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O : A-1-b

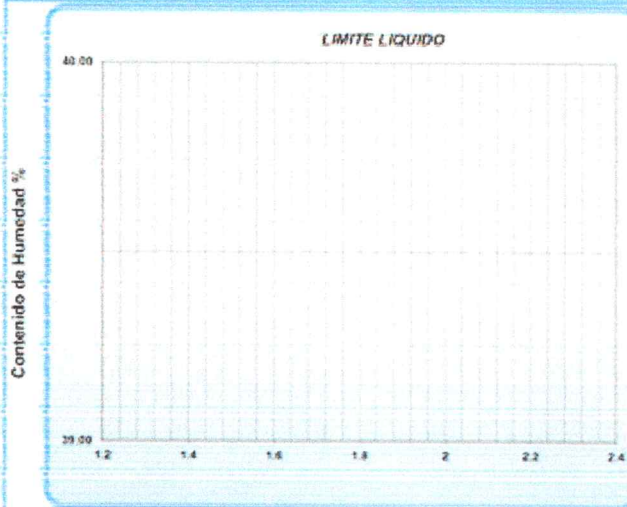
U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

[Firma]
OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.C 1102873759 DE SINCELEJO
LABORATORISTA

[Firma]
WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.P 081087-0001401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES



ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE."

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE

CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO

COORDENADAS: 9°19'53.51"N 75°17'56.81"O

WILMER URIBE

MUESTRA: 2 de 0.50 - 1.50 m

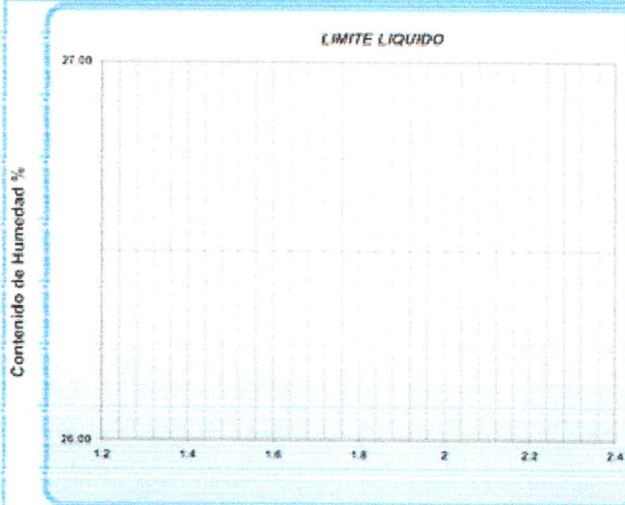
REALIZADO 15/02/2025 ABSCISA K0+056 TRAMO 1 SONDEO 1

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes	
Vidrio N°	
P húmed	
P seco	
P (Agua)	
P recipiente	
P suelo seco	
% Humedad	

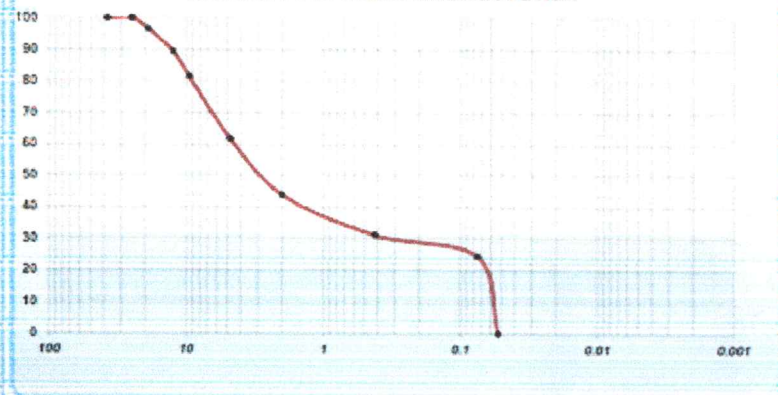
DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°	
P rec + P húmed	
P rec + P seco	
P (Agua)	
P recipiente	
P suelo seco	
% Humedad	



Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁₀₀	100.00	P ₂₀₀	94.16
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	1.24	1.24	98.76
10	4.53	4.53	94.23
20	16.81	16.81	77.42
40	48.56	48.56	28.86
60	12.97	12.97	15.89
100	6.59	6.59	9.30
200	3.46	3.46	5.84
P200	5.84	5.84	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.223
Peso húmedo (gr)	17.971
Peso seco (gr)	16.358
Humedad	14.5%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	91.24
Diámetro (cm)	3.45
Altura (cm)	5.84
peso unitario húmedo (KN/m ³)	16.40
peso unitario seco (KN/m ³)	14.32

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	14.5 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O : A-1-b

U.S.C. SW SM

OBSERVACIONES:

Arena bien graduada con limo

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.C. 1102873759 DE SINCELEJO

LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.P. 081037-051401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE."

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE

CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO

COORDENADAS: 9°19'57.20"N 75°17'53.97"O

WILMER URIBE

MUESTRA: 1 de 0.00 - 0.50 m

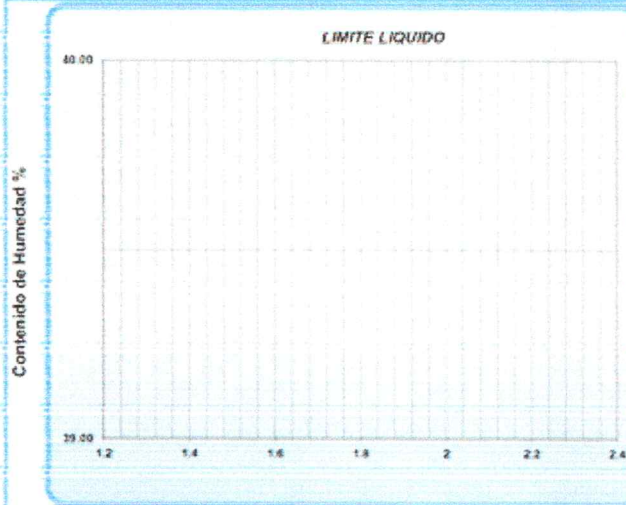
REALIZADO 15/02/2025 ABSCISA K0+208 TRAMO 1 SONDEO 2

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes			
Vidrio N°			
P húmed			
P seco			
P (Agua)			
P recipiente			
P suelo seco			
% Humedad			

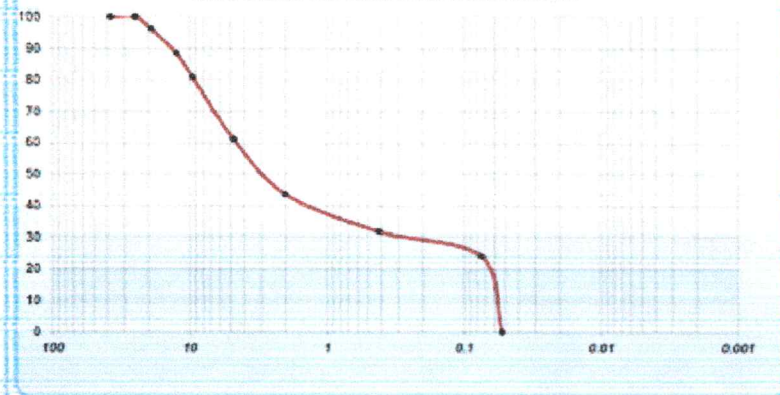
DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 120 - 12

Vidrio N°	
P rec + P húmed	
P rec + P seco	
P (Agua)	
P recipiente	
P suelo seco	
% Humedad	



Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁	100.00	P ₂	75.94
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	3.94	3.94	96.06
10	7.62	7.62	89.44
20	7.45	7.45	80.99
40	19.93	19.93	61.06
60	17.47	17.47	43.59
100	11.73	11.73	31.86
200	7.80	7.80	24.06
P200	24.06	24.06	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.214
Peso húmedo (gr)	17.629
Peso seco (gr)	16.342
Humedad	11.6%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	95.25
Diámetro (cm)	3.56
Altura (cm)	5.51
Peso unitario húmedo (KN/m ³)	17.04
Peso unitario seco (KN/m ³)	15.27

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	11.6 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#1DIV(0)

A.A.S.H.O : A-1-b

U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.C 1102873759 DE SINCELEJO
LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.P. 081037-0015401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACIÓN MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE."

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE

CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO

COORDENADAS: 9°19'57.20"N 75°17'53.97"O

MUESTRA: 2 de 0.50 - 1.50 m

WILMER URIBE
Ingeniero Civil

REALIZADO 15/02/2025 ABCISA K0+208

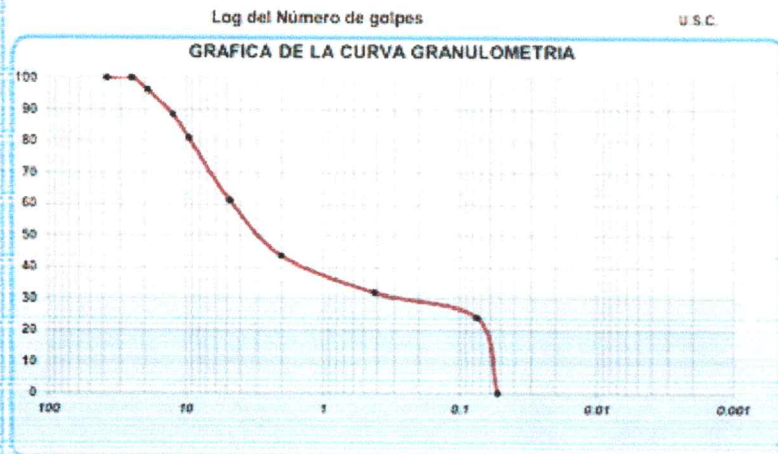
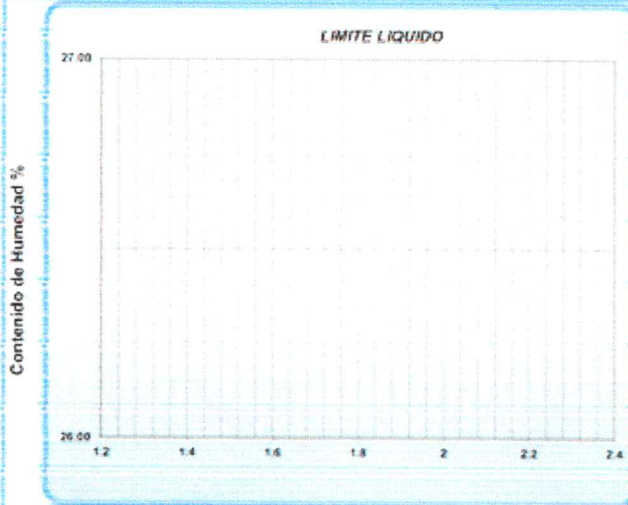
TRAMO 1 SONDEO 2

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes	
Vidrio N°	
P _{humid}	
P _{seco}	
P _(Agua)	
P _{recipiente}	
P _{suelo seco}	
% Humedad	

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO - 12 I.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°	
P _{rec} + P _{humid}	
P _{rec} + P _{seco}	
P _(Agua)	
P _{recipiente}	
P _{suelo seco}	
% Humedad	



PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁	100.00	P ₂	68.56
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	0.00	0.00	100.00
10	0.00	0.00	100.00
20	16.81	16.81	83.20
40	28.56	28.56	54.63
60	12.71	12.71	41.92
100	6.87	6.87	35.05
200	3.61	3.61	31.44
P200	31.44	31.44	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.630
Peso humedo (gr)	17.271
Peso seco (gr)	16.580
Humedad	6.3%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	93.24
Diámetro (cm)	3.50
Altura (cm)	5.80
peso unitario humedo (KN/m ³)	16.39
peso unitario seco (KN/m ³)	15.42

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	6.3 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O : A-2-4

U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

[Firma]
OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.C 1102873759 DE SINCELEJO
LABORATORISTA

[Firma]
WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.P 051037-05/5401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACION MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE
LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE
PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE
CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO
COORDENADAS: 9°19'53.51"N 75°17'56.81"O
REALIZADO: 15/02/2025 **ABSCISA:** K0+056 **TRAMO:** #1 **SONDEO:** 1 **S.U.C.S:** SM **MUESTRA:** 1 de 0,00 - 0,50 m

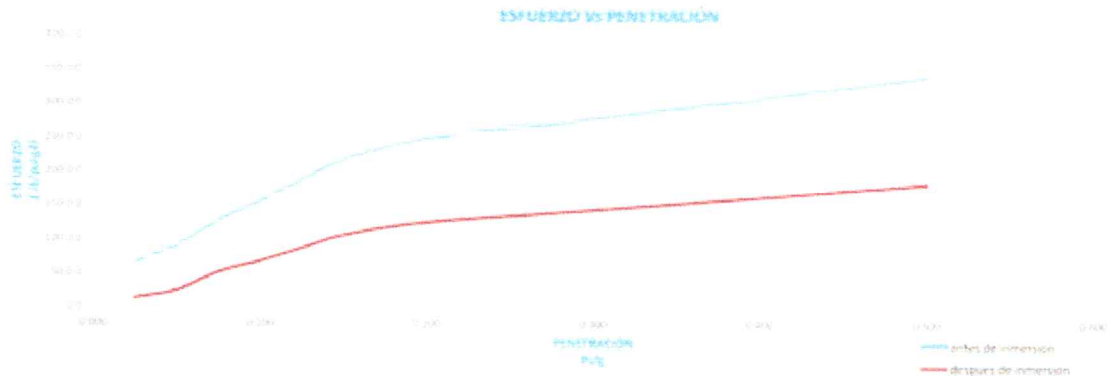
WILMER URIBE
INGENIERO DE SUELOS

DETERMINACION CBR SOBRE MUESTRA INALTERADA INV E - 148 - 12

Material: Material de subrasante de color amarillo con manchas negras, muestra tomada en campo inalterada a una profundidad entre 0.50 y 0.70 m

Tipo de ensayo: Ensayo sobre muestra inalterada - DESPUES DE SUMERGIR CINCO (4) DIAS

Comentarios: la muestra se limitó con tres sobrecargas de cinco libras cada una



CBR INALTERADO								
MOLDE N° DIAS DE INMERSION PENETRACION			antes de la inmersión			después de la inmersión		
			CARGA			CARGA		
Tiempo (min)	Pulg	mm	kN	kg	[Lb/pulg²]	kN	kg	[Lb/pulg²]
0.5	0.025	0.64	0.87	88.7	65.2	0.17	17.3	12.7
1.0	0.050	1.27	1.20	122.4	89.9	0.32	32.4	23.8
1.5	0.075	1.91	1.69	172.3	126.6	0.69	69.3	51.0
2.0	0.100	2.54	2.07	211.4	155.4	0.90	91.7	67.4
2.5	0.125	3.18	2.48	253.2	186.1	1.15	117.7	86.5
3.0	0.150	3.81	2.89	295.0	216.8	1.41	143.7	105.6
4.0	0.200	5.08	3.30	336.8	247.5	1.66	169.7	124.7
6.0	0.300	7.62	3.71	376.6	278.3	1.92	195.7	143.8
8.0	0.400	10.16	4.12	420.5	309.0	2.17	221.7	162.9
10.0	0.500	12.70	4.53	462.3	339.7	2.43	247.7	182.0
% humedad de penetración			5.3%					
CBR de 0.1"			15.54			6.74		
CBR de 0.2"			16.50			8.31		

CBR antes de la inmersión	15.54
CBR después de la inmersión	6.74

EXPANSION POR SUMERSION EN AGUA				
TIEMPO ACUMULADO		NUMERO DE MOLDE		
(Hrs)	(Dias)	DEFORM.	Pulg.	INCHAMIENTO
0	11/02/2025	0.295	0.000	0.0
24	12/02/2025	0.301	0.008	0.1
48	13/02/2025	0.303	0.008	0.1
72	14/02/2025	0.305	0.010	0.1
96	15/02/2025	0.307	0.012	0.2

WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.R. 081037-0565401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.C. 1102873759 DE SINCELEJO
LABORATORISTA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN UNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS
 EL PRESENTE INFORME NO ES VALIDO SIN LA FIRMA ORIGINAL
 PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: MEJORAMIENTO EN PAVIMENTO RIGIDO EN CARRERA 7 ENTRE CALLE 9 Y FUNDACION MARIA REINA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE
LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA DEPARTAMENTO DE SUCRE
PETICIONARIO: GOBERNACION DE SUCRE
CONSTRUCCION: PAVIMENTO RIGIDO
COORDENADAS: 9°19'57.20"N 75°17'53.97"O
REALIZADO: 15/02/2025 **ABSCISA:** K0+208 **TRAMO:** #1 **SONDEO:** 2 **S.U.C.S:** SM **MUESTRA:** 1 de 0.50 - 1.50 m

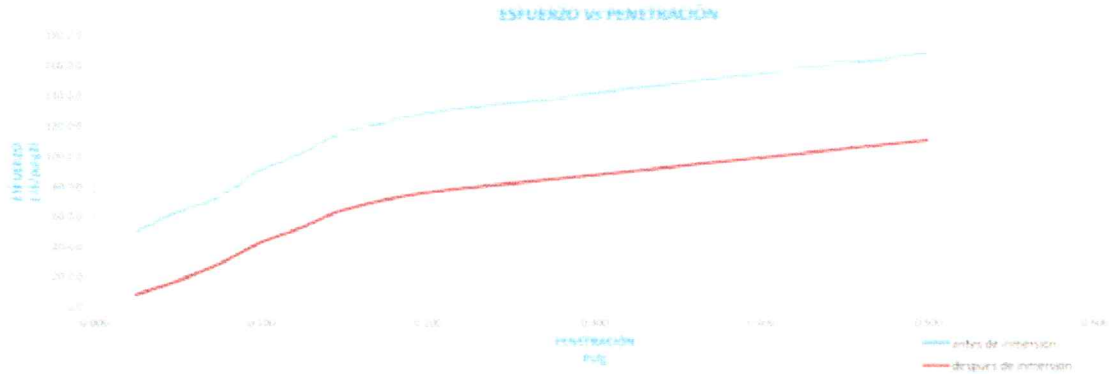
WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

DETERMINACION CBR SOBRE MUESTRA INALTERADA INV E - 148 - 12

Material: Material de subrasante de color amarillo con manchas negras, muestra tomada en campo inalterada a una profundidad entre 0.50 y 0.70 m

Tipo de ensayo: Ensayo sobre muestra inalterada - DESPUES DE SUMERGIR CINCO (4) DIAS

Comentarios: la muestra se limitó con tres sobrecargas de cinco libras cada una



CBR INALTERADO								
MOLODE N° DIAS DE INMERSION PENETRACION			antes de la inmersión			después de la inmersión		
			CARGA			CARGA		
Tiempo (min)	Pulg	mm	kN	kg	[Lb/pulg²]	kN	kg	[Lb/pulg²]
0.5	0.025	0.64	0.67	68.3	50.2	0.11	11.2	8.2
1.0	0.050	1.27	0.84	85.7	62.9	0.23	23.5	17.2
1.5	0.075	1.91	0.97	98.9	72.7	0.38	38.7	28.5
2.0	0.100	2.54	1.21	123.4	90.7	0.57	58.1	42.7
2.5	0.125	3.18	1.36	138.7	101.9	0.71	71.9	52.8
3.0	0.150	3.81	1.54	156.5	115.0	0.86	87.5	64.3
4.0	0.200	5.08	1.71	174.4	128.1	1.01	103.1	75.8
6.0	0.300	7.62	1.89	192.2	141.3	1.16	118.7	87.2
8.0	0.400	10.16	2.06	210.1	154.4	1.32	134.3	98.7
10.0	0.500	12.70	2.24	227.9	167.5	1.47	149.9	110.2
% humedad de penetración			5.3%					
CBR de 0.1"			9.07			4.27		
CBR de 0.2"			8.54			5.05		

CBR antes de la inmersión	8.54
CBR después de la inmersión	4.27

EXPANSION POR SUMERSION EN AGUA				
TIEMPO ACUMULADO		NUMERO DE MOLDE LECTURA		
(Hs)	(Dias)	DEFORM.	Pulg.	ENCHAMAMIENTO (%)
0	11/02/2025	0.245	0.000	0.0
24	12/02/2025	0.331	0.066	1.2
48	13/02/2025	0.373	0.128	1.8
72	14/02/2025	0.385	0.140	2.0
96	15/02/2025	0.397	0.152	2.2

WILMER DAVID URIBE PERALTA
 INGENIERO CIVIL M.R. 081037-0585401 COR
 MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
 C.C. 1102873759 DE SINCELEJO
 LABORATORISTA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN UNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS
 EL PRESENTE INFORME NO ES VALIDO SIN LA FIRMA ORIGINAL
 PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL



LOCALIZACIÓN DE SONDEOS DE SUELO

PROYECTO:
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DE LA CARRERA 7
ENTRE CALLE 5 Y FUNDACIÓN SANTA ANITA DE EL CASO
URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE

UBICACIÓN:
MUNICIPIO DE MORROA
DEPARTAMENTO DE SUCRE



CONTIENE:
planta general de
localización de sondeos

LOCALIZACIÓN



FECHA:

FEBRERO DE 2025

ESCALA:

1:500

CONVENCIONES:

SONDEOS PARA VA:

SONDEOS PARA LAS RIEGOS

PLANO No.

1 DE 1

ZON	SONDEOS	UBICACIÓN	ABSCISA	TRAMO	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	COORDENADAS			
							MAGNA SIRGAS	ESTE	NORTE	ELIPSOIDALES
ESTRUTURADO Y SUELOS	S1	MORROA	K0+150	#1	NO	-	865856,567		1523977,978	75°17'54,79"O 9°19'55,27"N

ZON	SONDEOS	UBICACIÓN	ABSCISA	TRAMO	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	COORDENADAS			
							MAGNA SIRGAS	ESTE	NORTE	ELIPSOIDALES
TO	S1	MORROA	K0+056	#1	NO	-	865787,749	1523911,889	75°17'56,81"O 9°19'53,51"N	
	S2	MORROA	K0+208	#1	NO	-	865882,392	1524028,195	75°17'53,97"O 9°19'57,20"N	

