ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS TÉCNICOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES EXISTENTES Y NUEVAS EDIFICACIONES REQUERIDAS PARA LA REGENERACIÓN URBANÍSTICA Y ARQUITECTÓNICA DE LA MANZANA DONDE SE UBICA LA SEDE CENTRO DE LA UNIVERSIDAD DEL ATLÁNTICO

INE-ES-052-19

CLIENTE: PUERTA DE ORO **UBICACIÓN:** Barranquilla, Atlántico

TIPO DE DOCUMENTO	Definitivo	X	Preliminar	

X	ESTUDIO DE SUELOS		ESTUDIOS Y DISEÑOS
	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA		ADENDA
	CONCEPTO TÉCNICO		SERVICIO DE PERFORACIÓN

CONTROL DE CAMBIOS

V.	COMENTARIOS	ELABORÓ*		REVISÓ*		FECHA EMISIÓN
00		JJMA		JMGG		20/12/19

** JMGG: Juan Manuel Guardo García; JJMA: Juan Márquez*

CAMBIOS CON RESPECTO A LA VERSIÓN ANTERIOR

Dirección: Cra 52 No. 61 – 116
Tel: (5) 3492449 – 3492604
Cel: 3164537413
Email: recepcion@ineica.com
Web: www.ineica.com
Barranquilla D.E.I.P. – Colombia

ESTUDIO DE SUELOS

INE-ES-052-19

PUERTA DE ORO

ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS TÉCNICOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES EXISTENTES Y NUEVAS EDIFICACIONES REQUERIDAS PARA LA REGENERACIÓN URBANÍSTICA Y ARQUITECTÓNICA DE LA MANZANA DONDE SE UBICA LA SEDE CENTRO DE LA UNIVERSIDAD DEL ATLÁNTICO

BARRANQUILLA, DICIEMBRE 20 DE 2019

Dirección: Cra 52 No. 61 – 116
Tel: (5) 3492449 – 3492604
Cel: 3164537413
Email: recepcion@ineica.com
Web: www.ineica.com
Barranquilla D.E.I.P. – Colombia

Barranquilla, Diciembre 20 de 2019

INE-ES-052-19

Señores
PUERTA DE ORO
Atn: ING. DAVID BLANCO
Ciudad

REF: ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS TÉCNICOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES EXISTENTES Y NUEVAS EDIFICACIONES REQUERIDAS PARA LA REGENERACIÓN URBANÍSTICA Y ARQUITECTÓNICA DE LA MANZANA DONDE SE UBICA LA SEDE CENTRO DE LA UNIVERSIDAD DEL ATLÁNTICO

Estimados Señores:

Con la presente le estamos enviando el informe correspondiente al estudio de la referencia.

Quedamos a su entera disposición para aclarar cualquier aspecto relacionado con el contenido del informe.

Atentamente,

ING. JUAN M. GUARDO GARCÍA
Gerente

c.c. Archivo

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN..... 8
1. GENERALIDADES DEL ESTUDIO 10
1.1. ALCANCE Y OBJETIVOS 10
1.2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.....11
1.3. GEOGRAFÍA 12
1.4. CLIMA 13
1.5. GEOLOGÍA 15
2. CARACTERIZACIÓN GENERAL DEL TERRENO Y DEL PROYECTO 21
2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA PROYECTO.....21
2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 22
3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....25
3.1. RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE 25
3.2. INVESTIGACIÓN DEL SUB-SUELO 26
3.2.1. Exploración de Campo.....26
3.2.2. Ensayos de Laboratorio 31
3.3. ANÁLISIS GEOTÉCNICO 32
4. ESTRATIGRAFÍA Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 33
4.1. ESTRATIGRAFÍA.....33
4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....39
5. ANÁLISIS DE INGENIERÍA GEOTECNICA 44
5.1. CONCLUSIONES.....44

5.2. RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS 46
5.2.1. Tipo y nivel de cimentación 48
5.2.2. Capacidad de carga admisible 50
5.2.3. Asentamientos 53
5.2.4. Presiones laterales de tierra.....54
5.2.5. Módulo de reacción del suelo.....56
5.2.6. Sismicidad del entorno.....58
5.3. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS 62
5.3.1. Excavaciones.....63
5.3.2. Rellenos.....64
5.3.3. Otras consideraciones 65
6. LIMITACIONES.....67
ANEXOS 68

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1 Coordenadas y profundidades sondeos ejecutados 28
Tabla 3-2 Ensayos y Normas utilizadas.....32
Tabla 4-1 Compacidad del suelo con base en el ensayo de penetración estándar SPT. 41
Tabla 4-2 Arenas limosas y arenas limosas mal y bien gradadas.....42
Tabla 4-3 Arena limo arcillosa y arena arcillosa.....43
Tabla 5-1 Magnitudes de capacidad de carga en la universidad 53
Tabla 5-2 – Valores de entrada para análisis de presiones laterales ..55
Tabla 5-3 Valor de A_a y A_v para las ciudades capitales de departamento 59
Tabla 5-4 - Perfiles de suelos. 60
Tabla 5-5 - Requisito de gradación para materiales de relleno 64
Tabla 5-6 - Requisito de plasticidad para materiales de relleno 65

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 – Localización del Proyecto 12
Figura 1-2 Mapa geológico de la ciudad de Barranquilla. 16
Figura 1-3 Unidad geológica presente en la zona del proyecto. 20
Figura 2-1 Vista en planta del proyecto. 24
Figura 3-1 Perforaciones realizadas para el proyecto.....27
Figura 3-2 Esquema de cuchara partida (SPLIT SPOON).....29
Figura 3-3 Esquema ensayo SPT.....30
Figura 5.1 Relaciones aproximadas entre los valores de resistencia y la dosificación del suelo.....57
Figura 5-2 - Coeficiente Fa para la zona de periodos cortos del espectro 61
Figura 5-3 - Coeficiente Fv para la zona de periodos intermedios del espectro 62

INTRODUCCIÓN

En este documento se registra el desarrollo de la investigación geotécnica realizada para las diferentes estructuras que serán construidas y/o remodeladas, dentro del proyecto de intervención Universidad del Atlántico sede centro, en la ciudad de Barranquilla. La investigación se llevó a cabo en los meses de agosto y septiembre del presente año, por solicitud de la empresa Puerta de Oro S.A.

De conformidad con el numeral H.2.1.1 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente, NSR-10, el Estudio Geotécnico es un conjunto de actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del sub-suelo, y los análisis de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo de forma tal que se garantice un comportamiento adecuado de la estructura, protegiendo ante todo la integridad de las personas de cualquier fenómeno externo, además de proteger vías, instalaciones de servicios públicos, predios y construcciones vecinas

El informe incluye en su primera parte:

- Generalidades
- Objetivos y alcance que lo delimitaron
- Metodología utilizada a lo largo de la investigación.

Adicionalmente, basados en los resultados de la exploración de suelos, ensayos de campo, pruebas de laboratorio, los requerimientos del proyecto y los análisis de ingeniería geotécnica pertinentes, se presenta el perfil estratigráfico y la respectiva caracterización geotécnica del suelo estudiado.

En la parte final se realiza un análisis de ingeniería geotécnica, donde se detallan las conclusiones, recomendaciones de cimentación y el proceso constructivo, considerando los aspectos técnicos y económicos que permitan definir la solución más segura del sistema de cimentación y garanticen la estabilidad del proyecto.

1. GENERALIDADES DEL ESTUDIO

1.1. ALCANCE Y OBJETIVOS

El presente estudio de suelos tiene como objetivo principal la evaluación de las características geotécnicas del sub-suelo de apoyo de las estructuras a intervenir, y la formulación de recomendaciones generales para su ejecución.

Para el cumplimiento del objetivo principal se definieron los siguientes objetivos específicos:

- Realizar una exploración de campo mediante la ejecución de perforaciones por percusión y rotación, para determinar la constitución geotécnica del terreno.
- Realizar las pruebas de laboratorio a las muestras recuperadas.
- Determinar la estratigrafía del terreno.
- Establecer las condiciones de las aguas libres subterráneas, incluyendo posibles fluctuaciones y su incidencia en la construcción y estabilidad del proyecto.

- Identificar problemas para la cimentación derivadas de la geología, topografía, las aguas subterráneas y los materiales constituyentes del terreno.
- Establecer las propiedades geotécnicas de los suelos, en particular sus características mecánicas, como resistencia y compresibilidad.
- Definir los parámetros de diseño para la cimentación y demás elementos portantes en contacto con el suelo.
- Establecer el tipo de cimentación de mayor factibilidad, teniendo en cuenta las características del proyecto y el suelo de fundación.
- Establecer recomendaciones constructivas pertinentes para la correcta ejecución del proyecto.

1.2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

La universidad del Atlántico se ubica en la localidad Norte-Centro Histórico de la ciudad de Barranquilla, sobre la carrera 43 entre calles 50 y 51. Esta zona se caracteriza por ser de uso mixto, compuesta por sectores residenciales y comerciales.



Figura 1-1 – Localización del Proyecto

Fuente: Elaboración propia en Google Earth®

1.3. GEOGRAFÍA

En un marco más general, Barranquilla está localizada en el vértice nororiental del departamento del Atlántico, sobre la orilla occidental del río Magdalena, a 7.5 km de su desembocadura en el mar Caribe. Barranquilla se encuentra a una latitud 10º 59' 16" al norte de la línea ecuatorial y una longitud de 74º 47' 20" al occidente de Greenwich, tomando como referencia la plaza de la Paz, punto cero de la ciudad.

El área urbana está edificada sobre un plano ligeramente inclinado cuyas alturas extremas, según el Instituto Geográfico Agustín Codazzi, son 4 msnm al oriente y 98 msnm al occidente. Otras fuentes señalan alturas accidentales en las lomas, hasta de 120 metros fuera de la ciudad. La altura de la ciudad varía entre los 0 msnm en el tajamar occidental, hasta máximo 142 msnm en el barrio Los Nogales.

Barranquilla limita al este con el departamento del Magdalena (con el río Magdalena como límite natural), al norte con el municipio de Puerto Colombia y con el Mar Caribe (predios de la ciénaga de Mallorquín, tajamar occidental y Puerto Mocho), al occidente con los municipios de Puerto Colombia, Galapa y Tubará y al sur con el Municipio de Soledad.

1.4. CLIMA

El clima es un factor que influye en gran medida en la formación del suelo, la cobertura vegetal y el paisaje. En Barranquilla, el clima es bastante homogéneo a lo largo de todo el año y está caracterizado como clima tropical seco. En este ambiente se desarrolla una vegetación propia de condiciones de mucha sequía y elevadas temperaturas.

La temperatura se mantiene más o menos constante durante el año y es bastante elevada, esta puede ser modificada por los vientos provenientes de territorio oceánico y continental. La temperatura media anual es de 24.7 ºC, con medias mínimas de 26.6 °C y máximas de 28.1 °C. Sin embargo, se han registrado temperaturas máximas absolutas de 33.9 °C y mínimas absolutas de 17.7 °C. La humedad relativa varía entre 77 % y 84 %, presentándose los mayores registros entre los meses de septiembre y noviembre.

Entre los meses de noviembre y abril, se presentan los vientos alisios del norte, los cuales coinciden con el invierno boreal. Este evento ayuda a mitigar en parte el intenso calor de la ciudad en este período del año. Hacia finales del mes de junio, tienen lugar los vientos alisios del sur, los cuales producen el Veranillo de San Juan, por lo cual se registran sensaciones térmicas bajas.

El promedio anual de precipitaciones en la ciudad es de 821 mm. El régimen de precipitaciones presenta dos períodos marcados: el período seco y el período húmedo. El primero comienza a partir de los primeros días de diciembre hasta mediados o finales de abril. El período húmedo, comienza a finales de abril y finaliza a principios de diciembre, con tendencia a disminuir en intensidad en los meses de junio, julio y mediados de agosto, denominado como el veranillo de

San Juan. Los mayores valores de precipitación ocurren en los meses de septiembre y octubre, manifestándose en precipitaciones torrenciales, de corta duración.

1.5. GEOLOGÍA

- **Geología regional**

El Departamento del Atlántico se empezó a formar en la era terciaria, con una edad aproximada de 65 millones de años. Primero se formaron las cadenas de serranía de Luruaco y Tubará. Los terrenos planos se modelaron en el cuaternario, hace entre 2 y 3 millones de años. En el Departamento afloran rocas sedimentarias que varían desde el paleoceno hasta el cuaternario reciente y fueron depositadas en ambientes de dominio marino de margen continental.

El área metropolitana de Barranquilla se localiza en el extremo norte del departamento del Atlántico, a orillas del Mar Caribe y el río Magdalena, dominada por un paisaje de laderas en la zona occidental y planicies inclinadas hacia el oriente. Barranquilla presenta una gran extensión de depósitos que datan del Pleistoceno, correspondientes a la Formación La Popa (Qpp). Estos se extienden aproximadamente desde la zona de colinas al occidente hasta el extremo oriental de la

ciudad, limitando con una franja de depósitos de Llanura de Inundación (Qli), a orillas del río Magdalena.

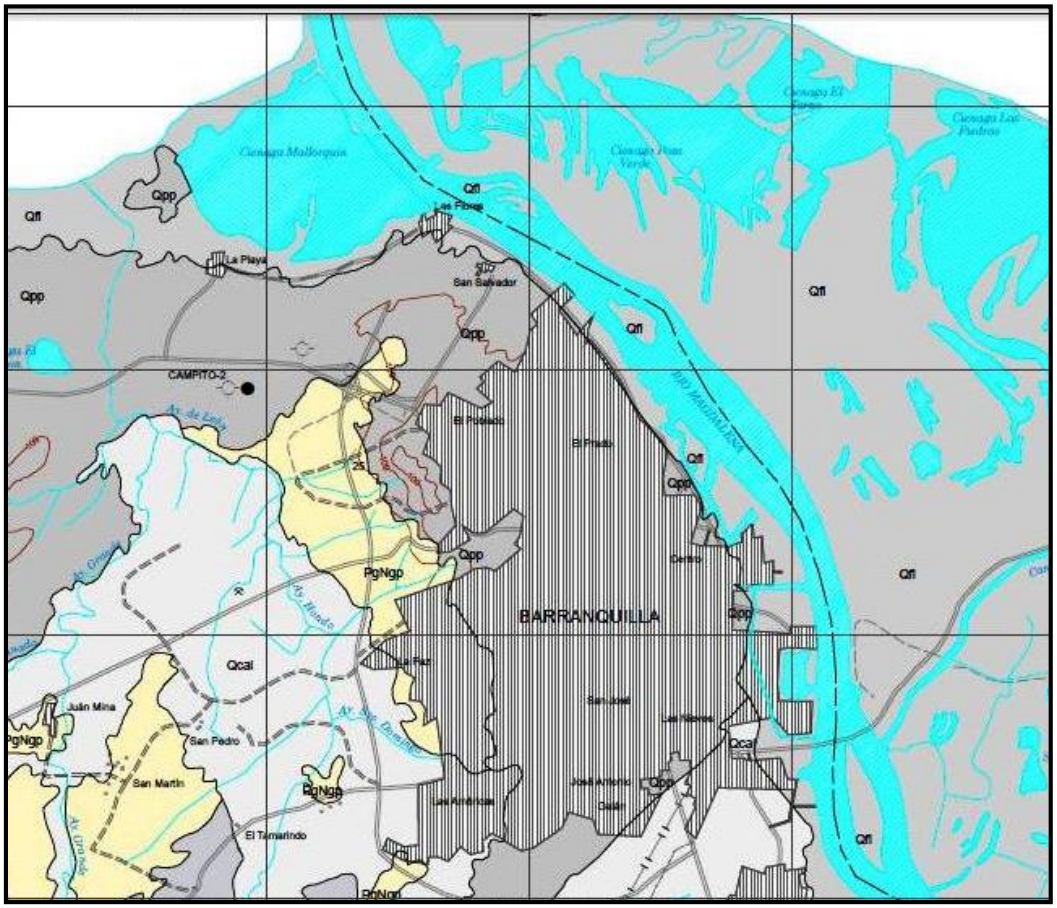


Figura 1-2 Mapa geológico de la ciudad de Barranquilla. Fuente: SGC

El extremo occidental de la ciudad muestra depósitos de la Formación las Perdices representada con la nomenclatura PgNgp. En los territorios de la ciudad localizados al oriente de la Avenida Circunvalar,

se encuentran depósitos coluvio-aluviales (Qcal) que datan del Holoceno. En los alrededores de la ciénaga de Mallorquín, afloran depósitos de tipo Qli, aunque también son catalogados por algunos autores como depósitos fluviolacustres (Qfl), los cuales hacen parte de los sedimentos recientes.

Formación Las Perdices (PgNgp)

Se ubica entre el Oligoceno superior y el Mioceno Inferior a Medio, con estratos de aproximadamente 400 metros de espesor. Consta de esquistos arcillosos, arenosos y capas delgadas de arenitas cuarzosas. En ella se encuentran fragmentos de fósiles marinos como algas, moluscos y esponjas.

Formación La Popa (Qpp)

Constituyen calizas arrecifales terrígenas, con abundantes bioclastos de corales, algas y moluscos, en capas gruesas. También se encuentran areniscas friables y limolitas calcáreas. En su porción inferior está compuesta por 18 metros de calizas muy terrígenas color gris amarillento a amarillo grisáceo, bastante bioperturbadas y arenitas muy calcáreas de grano fino, con algunos granos gruesos y gránulos, muy deleznables (arenas), con abundante matriz calcárea y ocasionalmente presenta fragmentos de moluscos pequeños (Barrera 2001).

El tiempo cronológico de esta formación ha sido motivo de controversia, desde Anderson (1926) quién la ubicó en la época del Plioceno. Posteriormente Link (1927) la ubicó en la edad Pleistoceno Inferior. Royo y Gómez (1942) concordaron en el período Mioceno Superior. Barrera establece que la formación la Popa está ubicada en la época del Pleistoceno con base en la posición estratigráfica y la microfauna analizada por el Ingeominas (A. Molina et al. 1999).

Depósitos coluvio-aluviales (Qcal)

Depósitos de derrubios acumulados en los cauces de los actuales arroyos y los valles intermontanos estrechamente relacionados a dichos arroyos localizados entre las colinas. Estos valles pueden alcanzar en algunos casos hasta alcanzar en algunos casos hasta cinco kilómetros de longitud.

Depósitos eólicos (Qe)

Sedimentos correspondientes a grandes cuerpos de dunas antiguas estabilizadas, adyacentes al margen occidental del rio Magdalena. Están constituidos por arenas de de grano fino a medio, constituidas principalmente por cuarzo y feldespatos, de color blanco amarillento. Su espesor es inferior a 20 metros.

Depósitos fluviolacustres (Qfl)

Estos tipos de depósitos ocurren en las márgenes del rio Magdalena así como en sus orillales y en las ciénagas asociadas. En imágenes de satélite permiten apreciar geoformas tales como barras de meandros con su forma característica de medialuna, islas interiores del cauce del rio. Los sedimentos asociados al lecho actual del río Magdalena están constituidos por arenas de grano fino a medio, de color gris amarillento compuesta por fragmentos líticos de cuarzo, chert, entre otros, de forma subangular a subredondeados, con buena selección. Los sedimentos asociados a ciénagas tienden a ser mas arcillosos con materia orgánica, ocasionalmente arenosas, de color gris parduscas a pardo rojizas.

- Geología del Sitio

En términos de la geología local, el sub-suelo presente en la zona del proyecto está compuesto por depósitos de calizas arrecifales y terrígenas, y arenas calcáreas de grano fino a grueso. Además, se encuentran depósitos de gravas intercaladas con arenas gravosas y niveles de lodos, que en general se simbolizan con **Q1-Sm**.

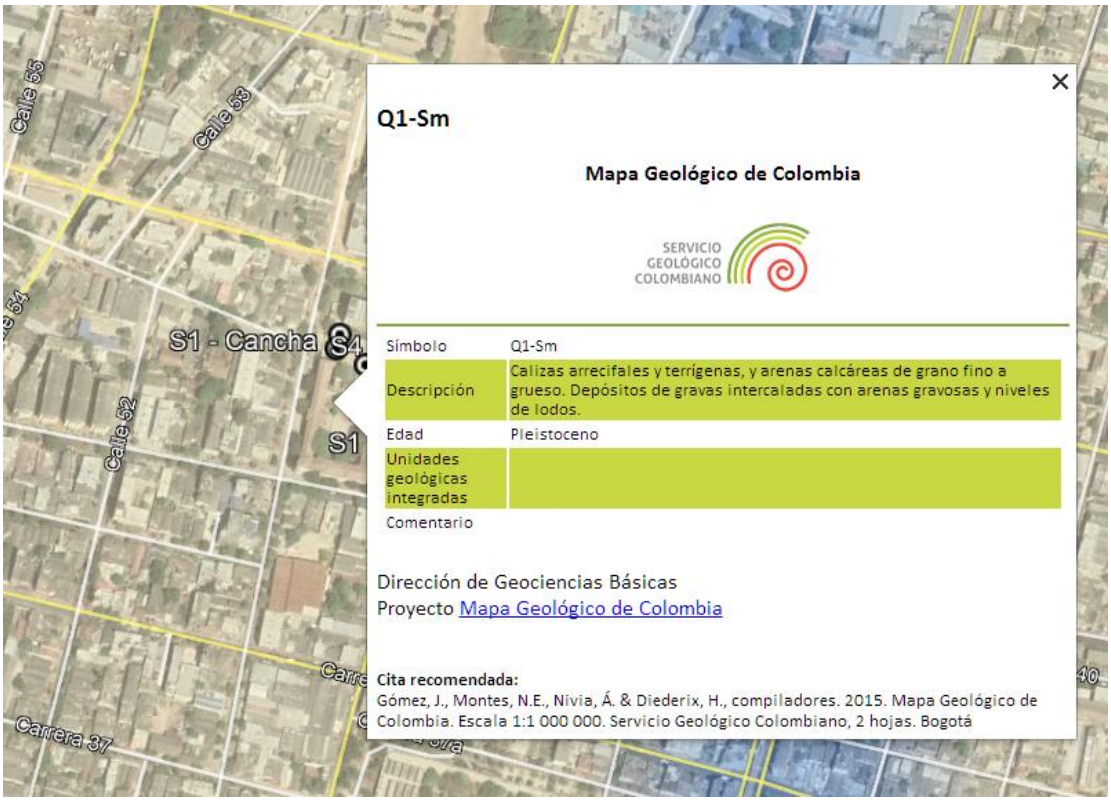


Figura 1-3 Unidad geológica presente en la zona del proyecto.

Fuente: SGC

2. CARACTERIZACIÓN GENERAL DEL TERRENO Y DEL PROYECTO

2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA PROYECTO

La sede de la Universidad del Atlántico se ubica sobre la carrera 43, importante arteria vial de la ciudad, entre calles 50 y 51; en lo general la zona presenta un relieve plano, con un ligero descenso hacia el norte que se incrementa en la medida en que se avanza en dicha dirección.

En los alrededores del complejo educativo se observa zonas mayormente de tipo comercial, y en menor proporción sectores residenciales.

En general, la vegetación es escasa dado que se localiza en una zona urbana; la presencia de plantas y grama se reduce a jardines y senderos peatonales presentes en la universidad y en otras edificaciones cercanas.

El sistema de drenaje de la universidad es aceptable, con canales perimetrales localizados por toda el área de las estructuras; en los alrededores se ha mejorado por los proyectos de canalización de arroyos llevados en los últimos años

2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto que se desarrollará en la zona descrita, consiste en la remodelación del edificio Julio Mario Santodomingo y la construcción del bloque Julio Enrique Blanco, bloque administrativo, bloque de servicios generales y edificaciones menores dentro de la universidad. De igual manera serán realizadas obras de adecuación del espacio peatonal y parqueaderos subterráneos bajo las estructuras en mención.

Según la información suministrada por la empresa contratante, se pretende realizar las siguientes obras:

- En el edificio Julio Mario Santo Domingo se proyecta reforzar la estructura del edificio y ampliarla, hasta un área en planta próxima a 2200 m^2. Dentro de las modificaciones se espera expandir la zona de la cafetería para adecuarla como biblioteca, y la construcción de una rampa de acceso.
- El bloque de Arquitectura y el edificio Julio Enrique Blanco serán demolidos para construir una edificación de siete (7) niveles, con parqueaderos subterráneos.
- Entre los edificios de Julio Mario Santo Domingo y Julio Enrique Blanco será construido un edificio de servicios, con un tanque subterráneo con una capacidad mayor a 250 m^3.

- El espacio que actualmente funciona como parqueadero interno de la universidad será adecuado para la construcción de una estructura de dos pisos para el área administrativa de la universidad.
- En la cancha múltiple y la plazoleta se construirá un parqueadero con un área en planta aproximadamente de 2000 m^2, sobre la cual estará instalada una edificación de un piso para uso de cafetería.
- En la zona interna y los alrededores del complejo educativo serán rehabilitados los espacios peatonales y jardines.

Hasta la fecha fueron suministradas las cargas del edificio de servicios, las cuales se encuentran en un rango de 42.1 ton a 240.8 ton.

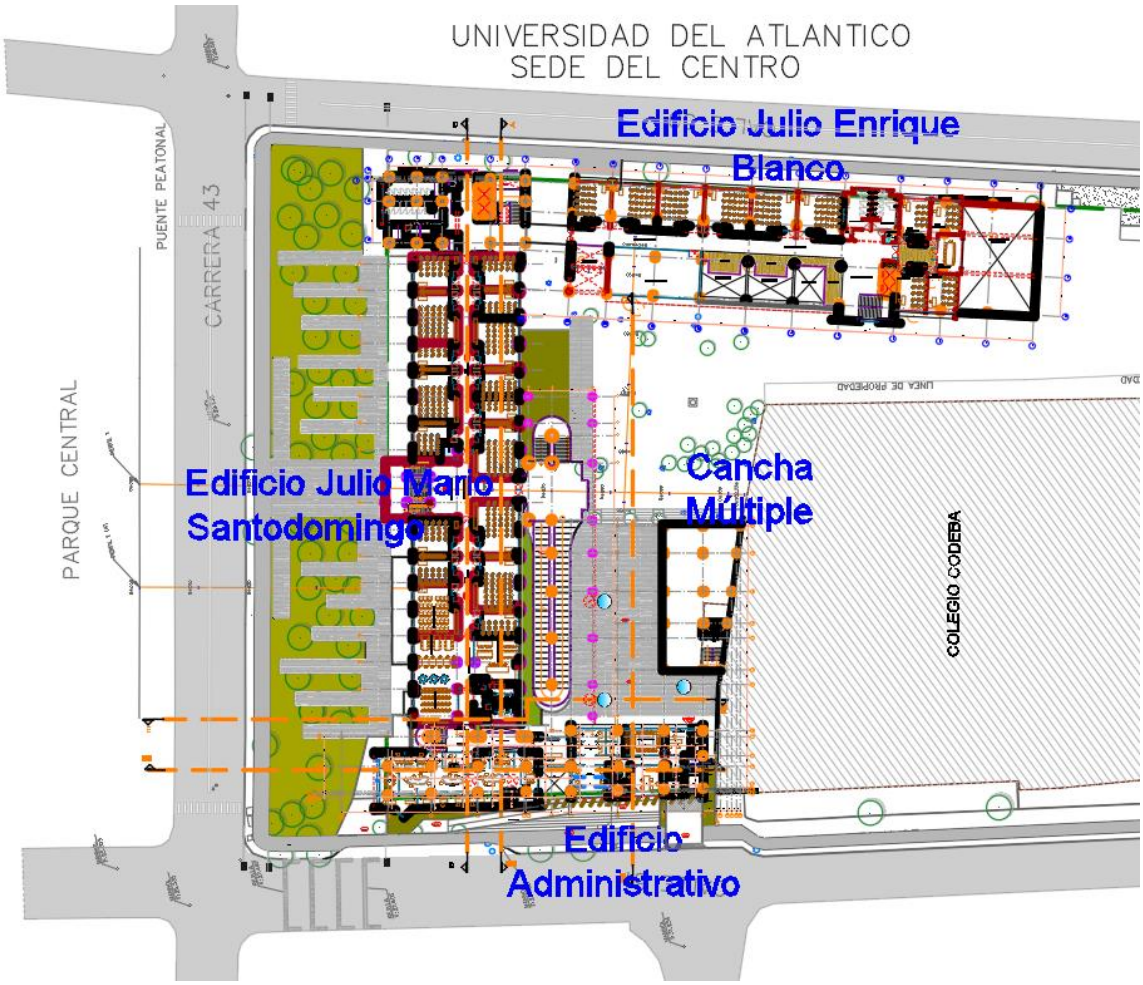


Figura 2-1 Vista en planta del proyecto.
Fuente: Elaboración propia.

3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Para la investigación se utilizaron criterios generales de geología y geotecnia, según el estado del conocimiento de estas ciencias y los lineamientos establecidos por el solicitante.

Se realizaron tres actividades complementarias encaminadas a lograr los objetivos planteados, las cuales son: recopilación y análisis de la información disponible, exploración del sub-suelo y análisis geotécnico.

3.1. RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE

En esta actividad se analizó que la información disponible fuese relevante para el correcto desarrollo de la investigación; como parte de la misma podemos mencionar, las características del proyecto (referente a planos con cortes y vistas en planta, así como datos de carga de ciertas estructuras) y los requisitos del cliente.

Además, se ejecutó un reconocimiento al sitio del proyecto, en la que se determinaron mediante inspección visual, el estado de las construcciones adyacentes, drenaje y condiciones del terreno; necesarias para la elaboración de las recomendaciones de ingeniería.

3.2. INVESTIGACIÓN DEL SUB-SUELO

Para los fines pertinentes, se efectuó una exploración de campo, la cual fue complementada con ensayos de laboratorio, con el fin de evaluar las propiedades de los materiales que conforman la estratigrafía del subsuelo.

3.2.1. Exploración de Campo

Para el proyecto, según lo definido por la norma de diseño sismo-resistente NSR-10, se consideraron tres (3) unidades de construcción, con lo cual se definieron el siguiente número de perforaciones (empleando los procesos de percusión y rotación).

- Dos (2) perforaciones de 18.0 m y dos (2) perforaciones de 12.0 m.
- Cuatro (4) perforaciones hasta 10.0 m.

Para la patología del edificio Julio Mario Santo Domingo se realizaron cuatro (4) perforaciones hasta 6.0 metros mediante el proceso de percusión (algunas de estas no alcanzaron la profundidad estipulada debido a la dureza del material presente en la zona).



Figura 3-1 Perforaciones realizadas para el proyecto

Fuente: Elaboración Propia en Google Earth®

A continuación, en la tabla 3.1 se muestran las coordenadas, profundidades de sondeos y el dato de nivel freático obtenido durante las actividades de campo.

Tabla 3-1 Coordenadas y profundidades sondeos ejecutados

Fuente: Elaboración Propia.

ESTRUCTURA	SONDEO	PROF. (m)	NAF (m)	COORDENADAS	
				NORTE	ESTE
Julio Mario Santo Domingo	S-1	5.00	NO	1706519,233	922072,672
	S-2	5.00	NO	1706476,055	922139,366
	S-3	6.00	NO	1706522,219	922109,113
	S-4	5.00	NO	1706509,813	922157,663
Julio Enrique Blanco	S-1	12.0	NO	1706423,867	922117,989
	S-2	18.0	NO	1706451,479	922136,271
	S-3	18.0	NO	1706488,260	922175,829
	S-4	12.0	NO	1706466,764	922169,705
Cancha multiple y Bloque Administrativo	S-1	5.00	NO	1706494,643	922075,650
	S-1 (A)	10.00	NO	1706519,233	922072,672
	S-2	10.00	NO	1706482,359	922072,585
	S-3	10.00	NO	1706466,994	922072,548

(A) – Bajo el edificio Administrativo

La metodología empleada para la realización de la exploración del subsuelo fue la prueba de penetración estándar –SPT-, (ASTM D1586-11). Se tomaron muestras a intervalos de máximo 1.0 m con el toma muestras tipo cuchara partida (Split Spoon, Fig. 3-2). Estas muestras fueron de naturaleza alterada y algunas “inalteradas” (lo menos alterada posible), consideradas representativas del perfil natural del terreno. Las muestras se usaron para la clasificación e identificación

de cada estrato de suelo y así obtener una guía de la resistencia in situ del suelo a lo largo de la profundidad explorada.

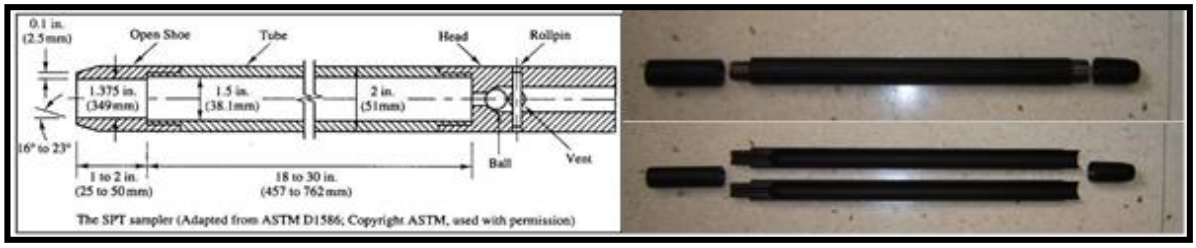


Figura 3-2 Esquema de cuchara partida (SPLIT SPOON).

Fuente: Norma ASTM D 1586.

Las muestras de suelo extraídas fueron descritas en campo siguiendo el procedimiento visual–manual, teniendo en cuenta lo contemplado en la Norma ASTM D2488; para luego ser transportadas y almacenadas en el laboratorio siguiendo lo descrito en la Norma ASTM D 4220-95 (Prácticas estándar para la preservación y el transporte de muestras de suelo).

El método de la prueba SPT ha sido estandarizado desde 1958, con varias revisiones (ASTM D-1586) y consiste (p.ej. Bowles,1988) en hincar un toma muestras partido de 18" (» 45 cm) de largo (Figura N 3-3), colocado al extremo de una varilla AW. La percusión se aplica por medio de un peso (martillo) de 140 lb (» 63.5 kg) que se deja caer libremente desde una altura de 30" (» 76 cm), anotando los golpes necesarios para penetrar cada 6" (» 15 cm).

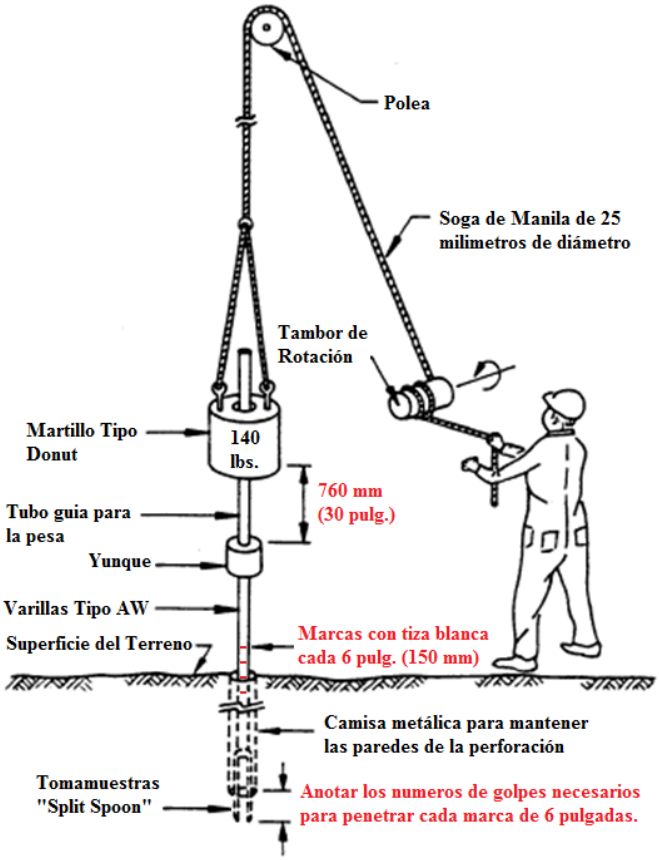


Figura 3-3 Esquema ensayo SPT

Fuente: Sísmica de Suelos (México).

Los resultados obtenidos con la prueba SPT sirven para correlacionar algunas propiedades físicas de los suelos, tales como: peso unitario, densidad relativa, consistencia, ángulo de fricción interna y resistencia a la compresión inconfinada entre otros; sin embargo, estas correlaciones se deben hacer con el número de golpes (N) corregido al 60% (N60) de la energía de la barra.

3.2.2. Ensayos de Laboratorio

Para la caracterización geotécnica de los materiales que conforman los diferentes estratos se realizaron ensayos de laboratorio sobre las muestras recuperadas así:

- **Muestras Alteradas:** Ensayo de contenido de humedad natural, límites de Atterberg, y análisis granulométrico por tamizado con lavado sobre el tamiz #200.

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados son presentados en tablas los cuales se encuentran en la parte final del presente informe (Ver anexos). Los ensayos realizados y las Normas ASTM bajo las cuales se ejecutaron, se relacionan a continuación:

Tabla 3-2 Ensayos y Normas utilizadas

Fuente: Elaboración propia

Ensayo	ASTM
Contenido de Humedad natural	D2216
Análisis Granulométrico con lavado	D422
Límites de Atterberg (LL y LP)	D4318
Pesos Unitarios	C29
Gravedad Específica	D854

3.3. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

Al determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en estudio y establecer sus parámetros geotécnicos y estratigrafía, se constituye el análisis geotécnico.

Las recomendaciones para el diseño de la cimentación se desarrollan basándose en las propiedades determinadas y en las características del proyecto, apoyadas en la práctica común de la ingeniería de suelos.

4. ESTRATIGRAFÍA Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Los diferentes estratos de suelos presentes a lo largo de la profundidad evaluada durante la exploración geotécnica conforman la estratigrafía del sub-suelo.

Luego al analizar los resultados de los ensayos y utilizando modelos ampliamente aceptados, se definen las características físicas y mecánicas del suelo, obteniendo de este modo la caracterización geotécnica del mismo.

Del análisis de los registros de perforación y los resultados de los ensayos de laboratorio, se construye el perfil estratigráfico del sub-suelo del terreno estudiado y se realiza la caracterización geotécnica de las muestras recuperadas.

4.1. ESTRATIGRAFÍA

En general, en el proceso de extracción y análisis de las muestras obtenidas en las actividades de campo se deduce la presencia mayormente de suelos granulares con nula plasticidad (SW-SM, SP-SM y SM), así como estratos granulares que muestran cierta cohesión por parte del material fino que lo conforma (SC y SM-SC).

Sondeo N°1 – Bloque Julio Mario Santo Domingo (JMS)

- **0.00 m – 0.50 m** → Material de relleno
- **0.50 m – 1.50 m** → Arena limosa color marrón con rastros de gravas
- **1.50 m – 3.00 m** → Arena limosa color marrón
- **3.00 m – 4.00 m** → Arena limo arcillosa color marrón
- **4.00 m – 5.00 m** → Arena arcillosa color marrón

Sondeo N°2 – Bloque JMS

- **0.00 m – 0.50 m** → Arena limosa color marrón con rastros de gravas
- **0.50 m – 3.50 m** → Arena limosa color marrón
- **3.50 m – 5.00 m** → Arena arcillosa color marrón

Sondeo N°3 – Bloque JMS

- **0.00 m – 3.00 m** → Arena limosa bien gradada color marrón
- **0.50 m – 3.50 m** → Arena limo arcillosa color marrón
- **3.50 m – 5.00 m** → Arena arcillosa color amarillo

- **5.00 m – 6.00 m** → Arena limo arcillosa color amarillo

Sondeo N°4 – Bloque JMS

- **0.00 m – 1.00 m** → Arena limosa bien gradada color marrón
- **1.00 m – 2.00 m** → Arena limosa mal gradada color amarillo
- **2.00 m – 3.50 m** → Arena limosa bien gradada color amarillo
- **3.50 m – 5.00 m** → Arena arcillosa color amarillo

Sondeo N°1 – Bloque Julio Enrique Blanco y Arquitectura (JEB)

- **0.00 m – 1.00 m** → Arena limosa bien gradada color marrón
- **1.00 m – 2.50 m** → Arena limosa color amarillo
- **2.50 m – 3.50 m** → Arena arcillosa color marrón
- **3.50 m – 6.00 m** → Arena arcillosa color amarillo
- **6.00 m – 9.00 m** → Arena limosa color amarillo
- **9.00 m – 12.00 m** → Arena limosa color Amarillo con rastros de gravas

Sondeo N°2 – Bloque JEB

- **0.00 m – 1.00 m** → Arena limosa mal gradada color amarillo

- **1.00 m – 2.50 m** → Arena limosa bien gradada color amarillo
- **2.50 m – 9.00 m** → Arena limosa color amarillo
- **9.00 m – 10.50 m** → Arena limosa mal gradada color amarillo
- **10.50 m – 13.50 m** → Arena arcillosa color Amarillo con rastros de grava
- **13.50 m – 18.00 m** → Arena limo arcillosa color amarillo

Sondeo N°3 – Bloque JEB

- **0.00 m – 1.00 m** → Relleno en arena limosa color marrón con presencia de gravas
- **1.00 m – 2.50 m** → Arena limosa bien gradada color amarillo
- **2.50 m – 3.50 m** → Arena limosa color amarillo
- **3.50 m – 6.00 m** → Arena arcillosa color amarillo
- **6.00 m – 10.50 m** → Arena limosa mal gradada color amarillo
- **10.50 m – 12.00 m** → Arena limosa color amarillo
- **12.00 m – 13.50 m** → Arena arcillosa color marron
- **13.50 m – 18.00 m** → Caliche tipo arena limosa color blanco

Sondeo N°4 – Bloque JEB

- **0.00 m – 2.00 m** → Arena limosa bien gradada color marrón y amarillo
- **2.00 m – 3.00 m** → Arena limosa mal gradada color amarillo
- **3.00 m – 4.00 m** → Arena limo arcillosa color amarillo
- **4.00 m – 6.00 m** → Arena arcillosa color marrón
- **6.00 m – 7.50 m** → Arena limosa mal gradada color amarillo
- **7.50 m – 9.00 m** → Arena mal gradada color amarillo
- **9.00 m – 12.00 m** → Arena limosa bien gradada color amarillo

Sondeo N°1 – Cancha múltiple (CM)

- **0.00 m – 1.00 m** → Arena limosa bien gradada color marrón
- **1.00 m – 3.50 m** → Arena limosa color amarillo
- **3.50 m – 5.00 m** → Arena arcillosa color amarillo

Sondeo N° 1 – Edificio Administrativo

- **0.00 m – 2.00 m** → Arena limosa color marrón y amarillo
- **2.00 m – 4.00 m** → Arena arcillosa color amarillo
- **4.00 m – 6.00 m** → Arena limosa color amarillo

- **6.00 m – 9.00 m** → Arena arcillosa color amarillo con vetas calizas
- **9.00 m – 10.0 m** → Arena limosa mal gradada color amarillo con vetas calizas

Sondeo N°2 – (CM)

- **0.00 m – 0.50 m** → Arena limosa color marrón con rastros de gravas
- **0.50 m – 3.00 m** → Arena limosa color amarillo
- **3.00 m – 6.50 m** → Arena arcillosa color amarillo
- **6.50 m – 10.00 m** → Arena limosa mal gradada color amarillo

Sondeo N°3 – (CM)

- **0.00 m – 0.50 m** → Piso de concreto subyacido por un relleno en escombros y arena
- **0.50 m – 3.00 m** → Arena limosa bien gradada color amarillo y marrón
- **3.00 m – 5.50 m** → Arena limo arcillosa color amarillo
- **5.50 m – 8.50 m** → Arena limosa mal gradada color amarillo
- **8.50 m – 10.00 m** → Arena limosa color amarillo

4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

- **Arenas limosas y arenas limosas mal y bien gradadas**

Estos suelos de naturaleza friccionante constituyen la mayor parte de las muestras recuperadas en las zonas de estudio del complejo educativo. Poseen un contenido de humedad natural entre 1.40% y 19.20% así como cantidades de material fino entre 4.90% y 27.60%.

Por medio de ensayos de laboratorio, realizados siguiendo las metodologías expuestas por Atterberg y Casagrande, se lograron estimar las características de plasticidad de estos suelos. Se obtuvo un límite líquido de NL a 17% y un límite plástico de NP a 14%; dando como resultado un índice de plasticidad de NP a 3%.

Según el sistema de clasificación de suelos (USCS) se describen como **SM, SP-SM** y **SW-SM** haciendo referencia a suelos permeables con alta estabilidad volumétrica; ante las solicitaciones de carga esperadas proporcionan excelentes propiedades mecánicas para el soporte de las estructuras.

Tomando en cuenta los resultados de número de golpes corregidos del ensayo SPT para este tipo de suelo y según la tabla 4.1, posee una compacidad entre suelta y muy densa.

- **Arenas limo arcillosas y arcillosas**

Son suelos de naturaleza friccionante con características plásticas aportada por su fracción de partículas finas. Poseen un contenido de humedad natural entre 3.04% y 35.88% así como una cantidad de material fino de 15.70% a 46.10%.

Con base en los ensayos de clasificación realizados a las muestras recuperadas, se obtiene un límite líquido del 19% al 29% así mismo un valor de límite plástico entre 12% y 17%; resultando un índice de plasticidad situado en el rango entre 5% y 14%.

Según el sistema de clasificación de suelos (USCS) estos suelos se simbolizan como **SM-SC** y **SC.** Tomando en cuenta el número de golpes corregido del ensayo SPT realizado en campo, estos suelos presentan una compacidad entre media y muy densa, según lo establecido en la tabla 4.1.

Tabla 4-1 Compacidad del suelo con base en el ensayo de penetración estándar SPT.

Fuente: Norma ASTM D 1586-84

No. de golpes, N	Compacidad
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
>50	Muy densa

A continuación, se muestra un resumen de las propiedades determinadas para cada grupo de estratos, determinada tanto en laboratorio como con correlaciones establecidas en el campo de la geotecnia.

Tabla 4-2 Arenas limosas y arenas limosas mal y bien gradadas
Fuente: Elaboración Propia

PARÁMETRO	MÍNIMO	MÁXIMO
Contenido de humedad (%)	1.40	19.20
Límite Líquido (%)	NL	17
Límite Plástico (%)	NP	14
Índice de Plasticidad (%)	NP	3
Pasa Tamiz 200 (%)	1.7	30.7
Clasificación U.S.C.S.	SM, SW-SM, SP-SM	
Peso Unitario Húmedo (kN/m^3)	17	18.6
Gravedad específica	2.67	
Angulo de fricción interna* (°)	29°	33°
Coeficiente de Poisson*	0.30	0.34
Módulo de esfuerzo – deformación* (MPa)	8.0	25.0

*En correlación con el ensayo de penetración normal.

Tabla 4-3 Arena limo arcillosa y arena arcillosa

Fuente: Elaboración Propia

PARÁMETRO	MÍNIMO	MÁXIMO
Contenido de humedad (%)	3.04	35.88
Límite Líquido (%)	19	29
Límite Plástico (%)	12	17
Índice de Plasticidad (%)	5	14
Pasa Tamiz 200 (%)	15.70	46.10
Clasificación U.S.C.S.	SM-SC, SC	
Peso Unitario Húmedo (kN/m^3)	17.4	18.2
Gravedad específica	2.68	
Angulo de fricción interna* (°)	28	32
Coeficiente de Poisson*	0.29	0.34
Módulo de esfuerzo – deformación* (MPa)	12.0	26.0

*En correlación con el ensayo de penetración normal.

5. ANÁLISIS DE INGENIERÍA GEOTECNICA

El presente numeral registra las conclusiones y recomendaciones pertinentes, derivadas de los objetivos y resultados de la investigación, adicional a las características del proyecto y con consideraciones económicas, constructivas y ambientales. Las mismas constituyen los análisis de ingeniería del estudio.

5.1. CONCLUSIONES

- De acuerdo con los registros de perforación y los ensayos de laboratorio, se pudo determinar, que el suelo presente en la zona de estudio se encuentra compuesto principalmente de estratos granulares de tipo netamente friccionantes (SW-SM, SP-SM y SM) y otros de naturaleza friccionante con cierta plasticidad (SM-SC, SC).

- Con base en los resultados de la investigación de suelos, se deduce que las características físicas y mecánicas del suelo, en general son aceptables para el proyecto.

- Teniendo en cuenta la información obtenida por visitas a campo y durante las actividades de exploración, es importante complementar el sistema de drenaje presente en la universidad, debido a la propuesta de estructuras enterradas, para evitar infiltraciones que puedan afectar la capacidad portante del suelo.

- En las perforaciones no se estableció presencia de aguas libres subterráneas, a las profundidades estudiadas. No obstante, esta condición puede variar dependiendo del régimen de lluvias en la zona.

- Teniendo en cuenta el tipo de suelo y las características del proyecto, se considera factible cimentar sobre fundaciones superficiales como zapatas y/o losas.

- Por la ausencia de nivel freático durante y el estado de compacidad del suelo, no se considera factible que se presente el fenómeno de licuación.

- Desde el punto de vista constructivo, por la presencia del proyecto en un sector urbano y con edificaciones cercanas, se deberán tomar precauciones, con el fin de evitar cualquier afectación a la integridad de estructuras adyacentes.

5.2. RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS

En este aparte se formulan recomendaciones sobre el proyecto, algunas de las cuales tienen el carácter de general, por lo que son susceptibles de ajustes en el campo, según las condiciones encontradas.

Los análisis pertinentes para determinar la capacidad de carga de las cimentaciones y sus asentamientos emplearon los siguientes perfiles de diseño, definidos a partir de los resultados de las exploraciones de campo y los ensayos de laboratorio:

- Perfil de diseño – Edificio de Servicios y Edificio Julio Enrique Blanco

Profundidad	Tipo de suelo	Propiedades
0.00 m – 5.00 m	Arena con compacidad media	➢ N_{campo}: 20 ➢ γ = 17.4 kN/m^3 ➢ E = 12 MPa ➢ φ = 30° ➢ μ = 0.30
5.00 m – 18.00 m	Arena con compacidad firme	➢ N_{campo}: 60 ➢ γ = 18.2 kN/m^3 ➢ E = 25 MPa ➢ φ = 33° ➢ μ = 0.32

- Perfil de diseño – Edificio Julio Mario SantoDomingo

Profundidad	Tipo de suelo	Propiedades
0.00 m – 3.00 m	Arena con compacidad media	➢ N_{campo}: 15 ➢ γ = 17.0 kN/m^3 ➢ E = 10 MPa ➢ φ = 28° ➢ μ = 0.30
3.00 m – 6.00 m	Arena con compacidad firme	➢ N_{campo}: 60 ➢ γ = 18.0 kN/m^3 ➢ E = 25 MPa ➢ φ = 30° ➢ μ = 0.32

- Perfil edificio administrativo

Profundidad	Tipo de suelo	Propiedades
0.00 m – 3.00 m	Arena con compacidad media	➢ N_{campo}: 24 ➢ γ = 17.4 kN/m^3 ➢ E = 12 MPa ➢ φ = 28° ➢ μ = 0.32
3.00 m – 10.00 m	Arena con compacidad firme	➢ N_{campo}: 50 ➢ γ = 18.0 kN/m^3 ➢ E = 18 MPa ➢ φ = 30° ➢ μ = 0.33

- Perfil zona de cancha múltiple

Profundidad	Tipo de suelo	Propiedades
0.00 m – 3.50 m	Arena con compacidad media	➢ N_{campo}: 16 ➢ γ = 17.4 kN/m^3 ➢ E = 12 MPa ➢ φ = 28° ➢ μ = 0.33
3.00 m – 10.00 m	Arena con compacidad firme	➢ N_{campo}: 60 ➢ γ = 18.2 kN/m^3 ➢ E = 18 MPa ➢ φ = 31° ➢ μ = 0.33

5.2.1. Tipo y nivel de cimentación

Hasta la fecha fueron suministrados planos con cortes y vistas en planta de las estructuras y las cargas en el edificio de servicios de la universidad. Con lo anterior se proponen los siguientes sistemas de cimentación:

- El bloque de arquitectura y Julio Enrique Blanco, así como el edificio administrativo y la cafetería, podrán cimentarse sobre zapatas individuales con un desplante de mínimo 1.50 metros medidos desde la cota final del terreno, posterior a las actividades de corte de nivelación. Para las zapatas que se ubiquen por debajo de sótanos, el desplante será de 1.50 metros medido por debajo de la losa.

- En el bloque Julio Mario Santo Domingo será corroborada la capacidad de carga conociendo la estratigrafía de la zona y con un desplante asumido entre 1.0 y 1.5 metros. Esto se deberá verificar luego de realizar la actividad de excavación y chequeo de una de las zapatas de la estructura y los niveles finales del terreno para el área de biblioteca del primer piso.
- El edificio de servicios, localizado entre los bloques Julio Mario Santo Domingo y Julio Enrique Blanco será construido sobre una losa de fondo, en el cual se encuentra el tanque para suministro de agua potable y contra incendios.

Por las características del suelo encontrado, en primera instancia no se considera necesario emplear reemplazos bajo la cimentación; sin embargo, para suministrar una capa homogénea donde se coloquen los refuerzos y se realice la fundida de las zapatas o la losa, se recomienda extender una capa de solado con espesor mínimo de 50 mm con previa compactación del terreno natural. Ante la presencia de estratos inadecuados (suelos orgánicos p.e.), deberá retirarse en la totalidad de su espesor y disponer de material seleccionado.

Entre zapatas adyacentes se recomienda la construcción de vigas de amarre que permitan controlar los asentamientos diferenciales entre columnas, así como para transmitir el 10% de la carga entre apoyos adyacentes.

5.2.2. Capacidad de carga admisible

El análisis de capacidad portante se realizó bajo la teoría de Meyerhof, a partir de las condiciones de profundidad de desplante previamente definidos, un factor de seguridad por resistencia al corte próximo a 3 y un ancho unitario de zapata en los bloques Julio Mario Santo Domingo y Julio Enrique Blanco, así como para la edificación de cafetería ubicada entre la plazoleta y la cancha múltiple. En el caso de la losa, se emplearon sus dimensiones para determinar su capacidad de carga.

Ecuaciones de capacidad de carga y factores de carga según Meyerhof (Bowles, 1997):

Meyerhof (1963).* See Table 4-3 for shape, depth, and inclination factors.

Vertical load: $$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q} N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Inclined load: $$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q} N_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$$

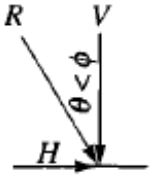
Donde:

q_{ult}	Capacidad de carga última del suelo (kPa)
C	Cohesión del suelo (kPa)
$\bar{q}$	$\gamma_1 * D_f$ (kPa)

D_f	Profundidad de desplante de la zapata
γ_1	Peso unitario del suelo por encima de la cimentación
γ	Peso unitario del suelo por debajo de la cimentación
B	Ancho de la cimentación (o diámetro para una cimentación circular)

Cada término que compone la expresión de capacidad de carga posee factores de corrección que dependen de las dimensiones de la zapata, la profundidad de desplante, el ángulo de fricción del suelo y la inclinación de la carga.

Ecuaciones de los factores de forma, profundidad e inclinación para determinar la capacidad portante (Bowles, 1997):

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p\frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p\frac{B}{L}$	$\phi > 10°$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination: 	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta°}{90°}\right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0$

Where $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ as in Fig. 4-2
θ = angle of resultant R measured from vertical without a sign; if $\theta = 0$ all $i_i = 1.0$.

Los valores de capacidad de carga para cada unidad se describen a continuación:

Tabla 5-1 Magnitudes de capacidad de carga en la universidad
Fuente: Elaboración propia.

Edificación	Tipo de cimentación	Desplante (m)	Capacidad de carga (kPa)
Julio Mario Santo Domingo	Zapatas	1.0	190.0
	Zapatas	1.5	270.0
Julio Enrique Blanco	Zapatas	1.5	400.0
Administrativo	Zapatas	1.5	300.0
Cafetería (Entre plazoleta y cancha múltiple	Zapatas	1.5	300.0
Servicios	Losa	1.5	90.0

5.2.3. Asentamientos

Los análisis realizados para el cálculo asentamientos está basada en la teoría de elasticidad del suelo para suelos granulares, dada la naturaleza de los estratos encontrados durante las actividades de exploración. Estas deformaciones se consideran de tipo cuasi-inmediatos, y son generadas mayormente durante la etapa constructiva del proyecto.

Con los perfiles de diseño previamente definidos y las profundidades a las que serán construidas algunas edificaciones, así como la información suministrada por la empresa contratante, se estimaron los asentamientos totales. Para la mayoría de las estructuras no se cuenta con las cargas de diseño, por lo que fue empleada la capacidad de carga como presión ejercida para estimar dichas magnitudes.

En general, resultaron valores de asentamientos por debajo de 50 mm, condición admisible para las estructuras.

5.2.4. Presiones laterales de tierra

Por la presencia de estructuras enterradas (sótanos para parqueaderos y área de servicios) se deben diseñar los muros para soportar cargas laterales a causa del suelo adyacente, así como las sobrecargas generadas por edificaciones cercanas.

La estimación de las presiones sobre las estructuras se realizará mediante la formulación siguiente para empujes activos y de reposo, con las siguientes expresiones:

$$p_a = (k_a \gamma Z) + (k_a q) \quad \text{Activa}$$

$$p_o = (k_o \gamma Z) + (k_o q) \quad \text{En Reposo}$$

Donde

p_a : Presión activa a una profundidad Z (kPa)

p_o : Presión en reposo a una profundidad Z (kPa)

k_a : Coeficiente de presión activa del suelo

k_o : Coeficiente de presión en reposo del suelo

γ: Peso unitario del suelo (kN/m^3)

Z: Profundidad a la que se calcula la presión (m)

q: Sobrecarga de estructuras adyacentes

Los parámetros del suelo a contener se describen a continuación, para un material con una compacidad entre media y densa y un ángulo de fricción interna de 30°:

Tabla 5-2 – Valores de entrada para análisis de presiones laterales

Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Terreno natural
Peso unitario (kN/m^3)	18.0
Coeficiente de presión en condición activa	0.33
Coeficiente de presión de tierra en reposo	0.50

5.2.5. Módulo de reacción del suelo

El módulo de reacción del suelo para la losa del tanque del edificio de servicios se determinó empleando la siguiente expresión:

$$k = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}$$

Donde:

Es: Módulo de esfuerzo deformación del suelo bajo la cimentación

B: Ancho del cimiento

μ: Coeficiente de poisson

Para la losa de cimentación del edificio de servicios se estimó un módulo de reacción o coeficiente de balasto de 2.25 MN/m^3.

El diseño del pavimento que será construido en los sótanos de las edificaciones Julio Enrique Blanco, Cafetería y Bloque Administrativo deberá realizarse con un módulo de reacción de 54 MN/m^3 (Ver figura 5.1.), que corresponde a un material con un valor de CBR de 10%. Esto se definió a partir de la naturaleza de los materiales encontrados en las actividades de exploración.

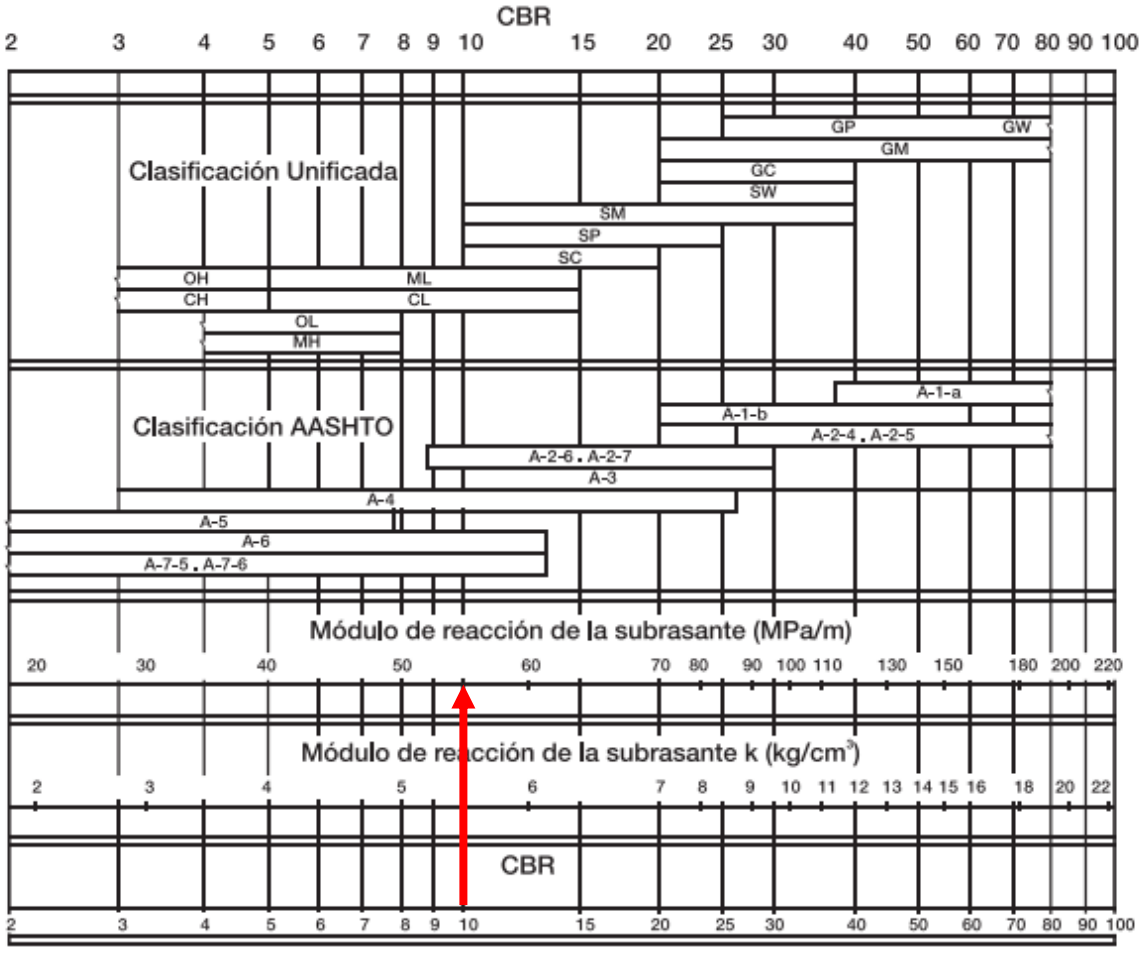


Figura 5.1 Relaciones aproximadas entre los valores de resistencia y la dosificación del suelo.

Fuente: Canadian Portland Cement Association. Thickness Design for concrete Highway and street pavements.

5.2.6. Sismicidad del entorno

La ciudad de Barranquilla se encuentra localizada en zona de amenaza sísmica BAJA, según lo establecido en el reglamento de diseño Sismo Resistente NSR - 10; los efectos locales de respuesta sísmica del proyecto deben evaluarse utilizando los siguientes parámetros básicos:

- Valor del coeficiente Aa (Aceleración horizontal pico efectiva): 0.10.
- Valor del coeficiente Av (Velocidad horizontal pico efectiva): 0.10.

Tabla 5-3 Valor de A_a y A_v para las ciudades capitales de departamento

Fuente: Reglamento NSR – 10

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

De acuerdo a los criterios para clasificar los perfiles de suelos, con base a la norma NSR-10 (Tabla A.2.4.1. – Tabla A.2.4.2.), se calculó el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (N) a partir de lo obtenido en las actividades de exploración de campo.

Según los análisis pertinentes, se obtuvo un valor de $\overline{N}$ mayor a 15 golpes; por tanto, se considera un tipo de perfil del suelo **D**.

Tabla 5-4 - Perfiles de suelos.
Fuente: Reglamento NSR – 10

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ 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 m/s> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$
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: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con Índice de Plasticidad **IP** > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)	

En relación al tipo de suelo, se consideran los coeficientes de amplificación Fa y Fv del suelo, para las zonas de períodos cortos y periodos intermedios del espectro, los valores se detallan a continuación, en los siguientes gráficos.

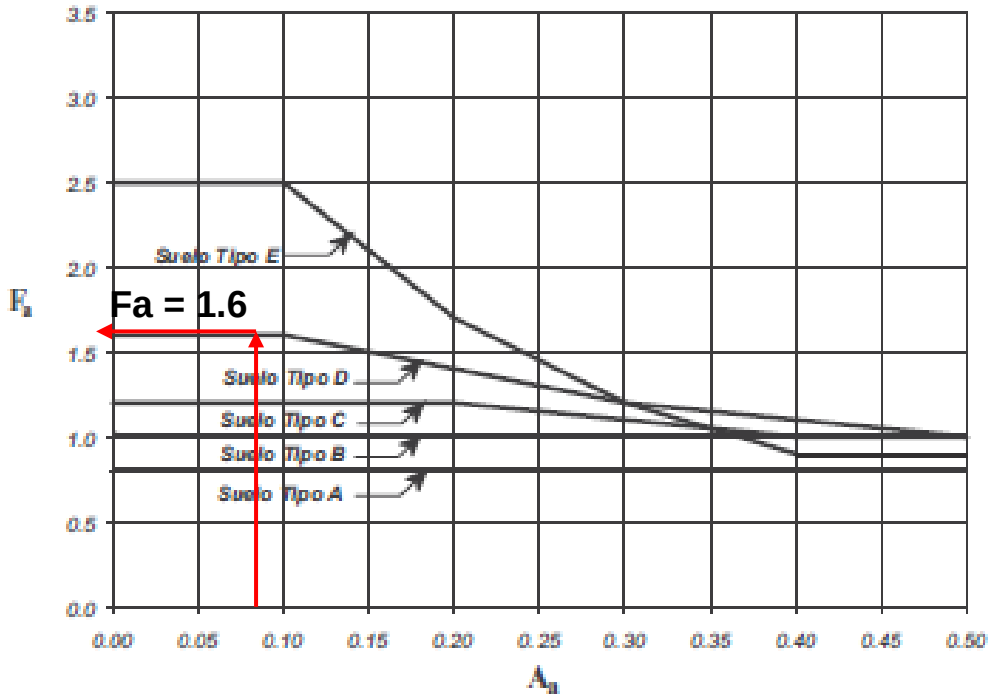


Figura 5-2 - Coeficiente Fa para la zona de periodos cortos del espectro

Fuente: Reglamento NSR – 10

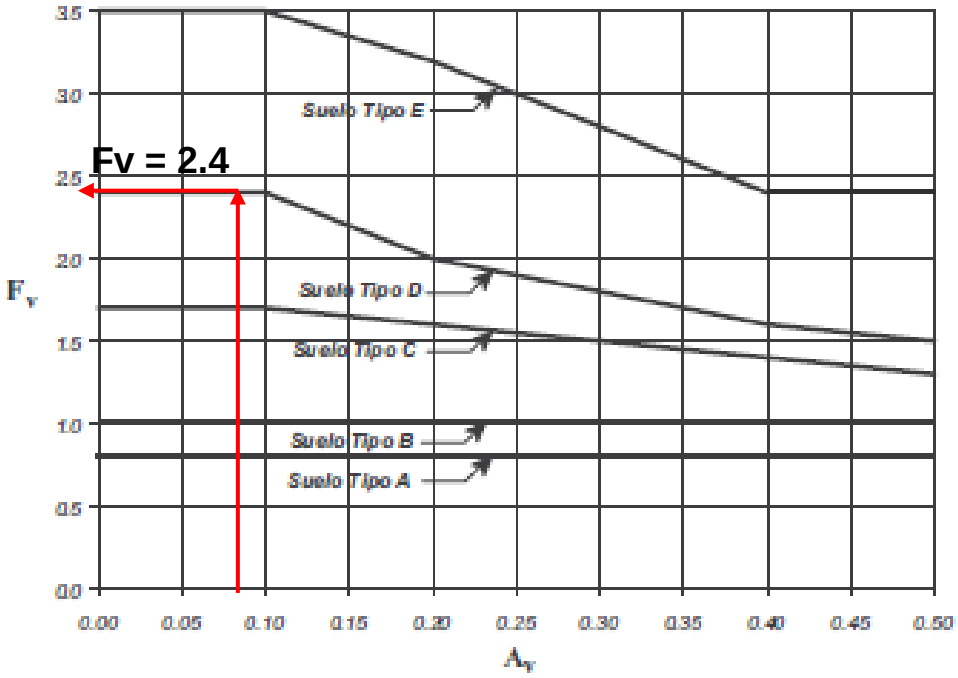


Figura 5-3 - Coeficiente Fv para la zona de periodos intermedios del espectro

Fuente: Reglamento NSR – 10

5.3. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

En este aparte del informe se registran una serie de recomendaciones constructivas para las obras geotécnicas, direccionadas a garantizar su calidad y la seguridad en su ejecución.

Esto no pretende ser un compendio de todos los procesos constructivos que se generarán en sitio, sino una guía para la buena ejecución de este tipo de obras. Estas recomendaciones, alguna de las cuales son susceptibles de ser ajustadas en campo según las

condiciones encontradas, no obstante, tienen carácter imperativo cuando así se indica. Las obras geotécnicas comprenden generalmente, cimentaciones, excavaciones y rellenos.

5.3.1. Excavaciones

Esta actividad deberá ser ejecutada controlando que medie el menor tiempo posible entre su terminación y las operaciones siguientes de vaciado y sellado de los cimientos. Esto con el fin de evitar exponer por tiempo prolongado el terreno de fundación a los efectos de la intemperie.

Si se detectan aguas infiltradas a la profundidad de la cimentación deberá investigarse su origen y eliminarse para evitar que afecten el comportamiento de la estructura.

Por la magnitud de las excavaciones (presencia de sótanos en la mayoría de las edificaciones), el espacio disponible para su ejecución y la cercanía a estructuras, se considera necesario la construcción de elementos (muros pantalla, tabla-estaca, etc.) que ayuden con la contención del suelo adyacente. El análisis de esta solución será presentada como un anexo del estudio de suelos.

5.3.2. Rellenos

Las excavaciones de los cimientos y demás que demande el proyecto, podrán ser rellenados con materiales producto de las excavaciones, excepto las arcillas, limos, o arenas limosas, controlando que no estén contaminados con materiales inadecuados como orgánicos, plásticos o demasiado sueltos; su colocación se hará por capas con espesores no mayores a 0.2 metros, humedecidas y compactadas hasta una densidad seca no inferior a 90% del próctor modificado, y del 95% para pisos y otras zonas duras. Si este material no fuese suficiente, se recurrirá a material seleccionado que cumpla con los requisitos de gradación y plasticidad presentados en la tabla 5.4 y 5.5.

Tabla 5-5 - Requisito de gradación para materiales de relleno

Fuente: Elaboración propia

Tamiz (mm)	% Pasa
76,2	100
4,75	30 – 70
0,074	0 – 15

El material retenido en el Tamiz No. 4, estará constituido por partículas de roca sana y durable. Las propiedades del material en la fracción que pasa el Tamiz No. 40, son: Límite líquido e Índice de Plasticidad.

Tabla 5-6 - Requisito de plasticidad para materiales de relleno

Fuente: Elaboración propia

Parámetro	% Máximo Permitido
Límite Líquido	30
Índice de Plasticidad	6

5.3.3. Otras consideraciones

Antes de iniciar cualquier actividad, se deberá realizar el aislamiento de la zona por medio de un cerramiento en la periferia. La zona externa e interna de trabajo deberá contar con su respectiva señalización tanto para los trabajadores como para las personas que transiten cerca del proyecto, de modo que se evite cualquier peligro.

Las áreas adyacentes al sitio del proyecto deberán adecuarse con pendientes longitudinales y transversales no inferiores al 2%, necesarias para evacuar de forma rápida y segura las aguas de escorrentía, con el fin de evitar cualquier infiltración hacia el suelo de soporte de las cimentaciones.

En el perímetro de las estructuras a construir deberán contar con andenes en concreto, dotados de pendientes transversales hacia el exterior de al menos 2%.

Los conductos de aguas potables y servidas serán instalados de acuerdo con la normatividad vigente, ejerciendo especial cuidado en las conexiones o juntas, para prevenir filtraciones de agua que puedan afectar el suelo de fundación. En este orden de ideas, serán sometidos a pruebas hidráulicas y de estanqueidad, antes de ser puestas en operación.

Si se utilizan jardineras adyacentes a las edificaciones, deberán tener el fondo y las paredes impermeabilizadas; el fondo deberá dotarse de una pendiente del 2% hacia el exterior, para evacuar el agua en exceso.

En general se deberá dotar el proyecto de un sistema generoso de drenaje, que permita el manejo racional de todas las aguas en el área del proyecto, sin daño para la infraestructura.

Los materiales de desperdicio producto de la construcción, serán colocados en áreas aprobadas por la autoridad ambiental, donde su impacto sobre el medio ambiente sea mínimo.

6. LIMITACIONES

La información de geología contenida en este informe corresponde a una descripción del entorno geológico y geomorfológico de acuerdo con la literatura disponible en las entidades públicas y privadas, y es de carácter aproximado, esta no es producto de un estudio específico de la geología local o regional, el cual se deriva de un alcance diferente.

Las recomendaciones incluidas en este informe se basan en la investigación ejecutada por nosotros acorde con la práctica común de la ingeniería de suelos y con la cobertura suficiente para definir las condiciones del subsuelo en el área del proyecto.

No obstante, si se presentan condiciones no contempladas en este informe, como variación en el proyecto o diferencias en el subsuelo, se nos deberá comunicar oportunamente para establecer los ajustes necesarios a las recomendaciones formuladas.

ANEXOS

ANEXO N°1
REGISTROS DE PERFORACIÓN

Dirección: Cra 52 No. 61 – 116
Tel: (5) 3492449 – 3492604
Cel: 3164537413
Email: recepcion@ineica.com
Web: www.ineica.com
Barranquilla D.E.I.P. – Colombia

ANEXO N°2
ENSAYOS DE LABORATORIO

Dirección: Cra 52 No. 61 – 116
Tel: (5) 3492449 – 3492604
Cel: 3164537413
Email: recepcion@ineica.com
Web: www.ineica.com
Barranquilla D.E.I.P. – Colombia

ANEXO N°3
REGISTRO FOTOGRÁFICO

Dirección: Cra 52 No. 61 – 116
Tel: (5) 3492449 – 3492604
Cel: 3164537413
Email: recepcion@ineica.com
Web: www.ineica.com
Barranquilla D.E.I.P. – Colombia