ESTUDIO DE SUELOS

CONTRATO DE CONSULTORÍA No. USPEC-CT-354-2023 CUYO OBJETO ES LA: "CONSULTORÍA TÉCNICA PARA LA REALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA QUE PERMITA DETERMINAR EL TIPO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Y/O AMPLIACIÓN REQUERIDA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS PENITENCIARIOS Y CARCELARIOS DEL ORDEN NACIONAL A CARGO DEL INPEC".

UNIDAD: ESTABLECIMIENTO PENITENCIARIO DE MEDIANA SEGURIDAD Y CARCELARIO (EPMSC) – SAN ANDRÉS

CLIENTE: UNIDAD DE SERVICIOS PENITENCIARIOS Y CARCELARIOS-USPEC

ING. HERNANDO SOLANO RUEDA
INGENIERO GEOTECNISTA
M.P. 25202-23725 CND

ING. NELSON FERNANDO RODRIGUEZ VÁZQUEZ
DIRECTOR DE PROYECTO
M.P. 25202-142335 CND

VERSIÓN: VA

BOGOTÁ D.C.

OCTUBRE 2024

CONTROL DE CAMBIOS - PY1006 - USPEC - EPMSC – PUERTO BERRÍO ANTIOQUIA					
Versión	**Realizada por**	**Revisada por**	**Aprobada por**	**Fecha**	**Cambios al documento anterior**
VA	HSR	YFSS	NFRV	Octubre de 2024	Versión Inicial

Tabla de contenido

1 INTRODUCCIÓN 9
2 OBJETO Y ALCANCE 11
3 LOCALIZACIÓN 12
4 CARACTERISTICAS DEL SITIO Y DEL PROYECTO 13
4.1 INFORMACIÓN PREVIA 13
4.2 CARACTERISTICAS DEL SITIO 13
4.3 CARACTERISTICAS DEL PROYECTO 15
5 INVESTIGACIÓN DEL SUB SUELO 16
5.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO 16
5.1.1 Método de rotación 16
5.2 CARACTERISTICAS GEOTÉCNICAS 19
5.2.1 Hidrología 19
5.2.2 Hidrología 20
5.2.3 Clima 23
5.2.4 Sismicidad en la zona 23
5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO 27
6 ANÁLISIS ESTRATIGRÁFICO Y GEOTÉCNICO 29
6.1 ESTRATIGRAFÍA 29
6.2 NIVEL FREÁTICO 29
6.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 29
6.3.1 Limo de alta plasticidad (MH) 30
6.4 CAPACIDAD ÚLTIMA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES 31
6.4.1 Perfil geológico - Geotécnico 32
6.5 VERIFICACIÓN DE EXPANSIÓN 33
7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 35
7.1 VERIFICACIÓN DE EXPANSIÓN 35
7.2 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS 36
7.2.1 Tipo y nivel de cimentación 36
8 RECOMENDACIONES GENERALES 42
8.1 EXCAVACIONES 42
8.2 REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS 42
8.3 RELLENOS 43
8.4 OTRAS RECOMENDACIONES 43
9 LIMITACIONES 46
10 DOCUMENTOS DE REFERENCIA 46
11 ANEXOS 46

Tabla de imágenes

Imagen 1 Localización general del proyecto EPMSC San Andrés. Fuente: Adaptado de Google Maps..... 12
Imagen 2 Panorámica del EPMSC San Andrés. Fuente: Propia. 13
Imagen 3 Vía de acceso al Establecimiento Penitenciario y Carcelario. Fuente: Propia. 14
Imagen 4 Vista del muro perimetral en el costado norte. Fuente: Propia. 14
Imagen 5 Condiciones topográficas y vegetación del sector. Fuente: Propia. 15
Imagen 6 Ilustración de la exploración en roca. Fuente: Propia. 16
Imagen 7 Exploración del sondeo 1. Fuente: Propia. 17
Imagen 8 Exploración del sondeo 2. Fuente: Propia. 18
Imagen 9 Exploración del sondeo 3. Fuente: Propia. 19
Imagen 10 Mapa hidrológico de San Andrés, Islas. Fuente: IGAC. 19
Imagen 11 Mapa geológico de San Andrés, Islas. Fuente: Geología Colombiana No. 29 Vargas Cuervo 2004. 22
Imagen 12 Zona de amenaza sísmica. Fuente: NSR-10. 24
Imagen 13 Mapa de valores de Aa. Fuente: NSR-10. 24
Imagen 14 Mapa de valores de Av. Fuente: NSR-10. 25
Imagen 15 Coeficiente de amplificación Fa y Fv del suelo. Fuente: Figuras A.2.4-1 y A.2.4-2 NSR-10. 26
Imagen 16 Esquema de rotura Fuente: Frohlich 1934. 31
Imagen 17 Esquema de superficie de falla del suelo. Fuente: Frohlich 1934. 31
Imagen 18 Esquema de perfil de suelo, características y propiedades. 33
Imagen 19 Corte típico del tipo y profundidad de la cimentación. Fuente: Propia 37
Imagen 20 Esquema representativo de la cimentación propuesta. Fuente: Propia. 37
Imagen 21 Esquema del perfil de suelo y cimentación. Fuente: Propia Loadcap - Geostru. 38
Imagen 22 Ilustración de los bulbos de tensiones. Fuente: Propia Loadcap - Geostru. 39
Imagen 23 Gráfico de Carga última vs Profundidad. Fuente: Propia Loadcap - Geostru. 39
Imagen 24 Esquema de asentamientos totales. Fuente: Propia Loadcap - Geostru. 41

Lista de tablas

Tabla 1. Ubicación y coordenadas de los sondeos realizados 16
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelos. Fuente: Tabla A.2.4-1 NSR-10 26
Tabla 3. Valores de coeficiente de importancia. Fuente: NSR-10 27
Tabla 4. Parámetros sísmicos de diseño. Fuente: Propia 27
Tabla 5.Ensayos de laboratorio realizados y normas aplicadas. Fuente: Propia. 28
Tabla 6. Plasticidad del suelo según Burmister 30
Tabla 7. Consistencia de suelos cohesivos. 30
Tabla 8. Limo de alta plasticidad (MH). 30
Tabla 9. Propiedades elásticas de varios suelos. Fuente: AASTHO 1995. 32
Tabla 10. Clasificación de suelos expansivos. Fuente: NSR-10 Título H. 34
Tabla 11. Factores de seguridad indirecta F_{SICP} mínimos. 37
Tabla 12. Valores de capacidad admisible (Profundidad vs Base) Fuente: Varios autores. 39
Tabla 13. Franjas granulométricas del material de afirmado. 43

1 INTRODUCCIÓN

El presente informe se realiza como parte del Contrato de Consultoría No. USPEC-CT-354-2023 cuyo objeto es "***LA REALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA QUE PERMITA DETERMINAR EL TIPO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Y/O AMPLIACIÓN REQUERIDA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES DE LOS ESTABLECIMIENTOS PENITENCIARIOS Y CARCELARIOS DEL ORDEN NACIONAL A CARGO DEL INPEC",*** en el ***"Establecimiento Penitenciario de Mediana Seguridad y Carcelario (EPMSC)"*** sede San Andrés.

La primera parte del informe geotécnico, incluye las generalidades del estudio, los objetivos, alcance y la metodología de investigación, teniendo en cuenta el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR-10, en especial los títulos A y H. Adicionalmente se relaciona el proceso investigativo llevado a cabo a través de una exploración de campo (inspección visual y perforaciones); así como, las pruebas de laboratorio con sus respectivos resultados, perfiles estratigráficos y la caracterización geotécnica del subsuelo estudiado.

La segunda parte, comprende el análisis de los datos obtenidos de las pruebas de campo y laboratorio necesarios para cuantificar las características físicas, mecánicas e hidráulicas del subsuelo, resultados que le servirán de guía al Ingeniero Estructural para el respectivo diseño.

Por último, se realiza un análisis de Ingeniería Geotécnica, donde se plantean las conclusiones, recomendaciones del tipo de cimentación y lo concerniente al proceso constructivo, con el fin de garantizar la estabilidad de la estructura y la seguridad de los civiles.

.

2 OBJETO Y ALCANCE

El presente informe tiene como objetivo principal, evaluar los aspectos relativos a la cimentación y a las condiciones externas encontradas en el subsuelo, direccionadas que afectan el correcto funcionamiento y la vida útil de la estructura objeto de estudio.

El alcance del estudio contiene la secuencia de las siguientes actividades:

a. Obtener información sobre las condiciones estratigráficas del terreno, a través de una exploración de campo.
b. Determinar las propiedades geotécnicas del subsuelo, en particular sus características mecánicas.
c. Elaborar un diseño adecuado y económico, que permita la estabilidad de la estructura.
d. Recomendar el mejor método de construcción, predecir y contrarrestar las dificultades y retrasos que puedan surgir durante la construcción debido a las condiciones de la zona.
e. Determinar las variaciones que se puedan presentar en el subsuelo, teniendo en cuenta las condiciones ambientales y del terreno, ya sea en forma natural o como resultado de las estructuras adyacentes.
f. Detectar la profundidad del nivel de aguas freáticas, en todas las exploraciones de campo.
g. Recomendar el tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, dependiendo de las cargas a soportar y las condiciones del subsuelo.
h. Definir la profundidad de desplante, teniendo en cuenta la resistencia del suelo estudiado.
i. Calcular la capacidad admisible en el suelo de fundación.
j. Calcular los asentamientos diferenciales y totales a los que se verá expuesta la cimentación propuesta.
k. Valoración de los problemas de drenaje y estabilización de la excavación por superficies libres de agua en el subsuelo.
l. Establecimiento de los parámetros y procesos de construcción del sistema de cimentación.

3 LOCALIZACIÓN

La zona de estudio se encuentra localizada en el sector SCHOONER BIGHT, las coordenadas geográficas en sistema MAGNA -SIRGAS se aproximan a: 12°33´21.96" Norte; 81°43´28.47" Oeste, con una elevación cercana a los 30.0 msnm, a 1 km de distancia de la avenida circunvalar Schooner bright de la Isla de San Andrés, Departamento Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina; como se observa en la Figura 1. Localización General.

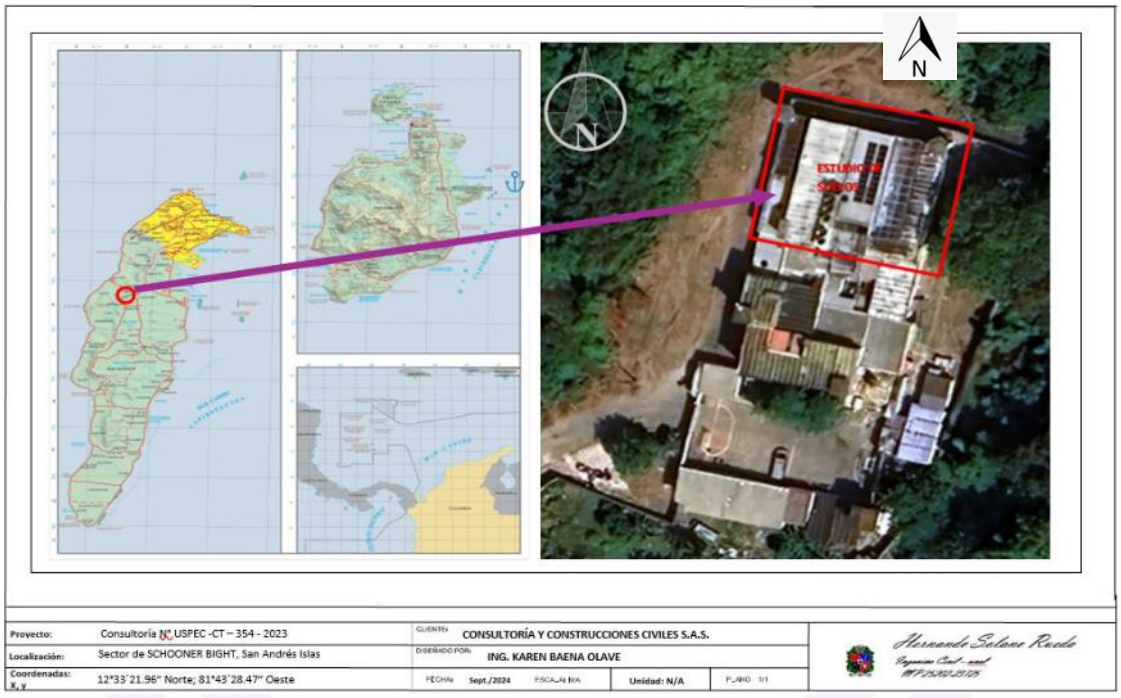


Imagen 1 Localización general del proyecto EPMSC San Andrés. Fuente: Adaptado de Google Maps.

4 CARACTERISTICAS DEL SITIO Y DEL PROYECTO

4.1 INFORMACIÓN PREVIA

Para que el Ingeniero Geotecnista pueda proyectar la exploración de los materiales del subsuelo que existen en la zona de estudio, debe tener un conocimiento razonable del área que se proyecta intervenir; esto incluye las condiciones del sitio y del subsuelo cercano a la estructura, las características y ubicación del proyecto dentro del área de estudio.

Siendo consecuente con la información que se requiere, en primer lugar, se programó una inspección visual en campo para organizar la logística del estudio y verificar la zona; de igual manera, se solicitó al cliente la información concerniente al proyecto y el estado actual del suelo en toda su extensión; con el objetivo de emitir las recomendaciones geotécnicas pertinentes para las estructuras dadas y los procesos constructivos respectivos de las actividades de corte, relleno y nivelación.

El estudio de suelos que se proyecta ejecutar para evaluar la vulnerabilidad y, si se requiere, el reforzamiento de la construcción construida comprende las siguientes actividades:

a. Recopilación y estudio de la información entregada por el cliente.
b. Exploraciones de campo, mediante el método que más se adapte a las condiciones del terreno.
c. Identificación por medio de ensayos de laboratorio de los depósitos naturales encontrados.
d. Análisis de los resultados obtenidos, tomando como base los datos recolectados en el método de exploración.

4.2 CARACTERISTICAS DEL SITIO

En la fecha de la exploración geotécnica, se visualizó el área a intervenir del Establecimiento Penitenciario y Carcelario de San Andrés, para la revisión estructural, siendo ésta un área ubicada a 1.0 km aproximado desde la vía circunvalar; tiene construida una vía de acceso en concreto hidráulico; actualmente presenta dos niveles. El primero tiene una altura aproximada de 3.0 metros y dos puestos de vigilancia y control; en los alrededores encontramos vegetación.



Imagen 2 Panorámica del EPMSC San Andrés. Fuente: Propia.



Imagen 3 Vía de acceso al Establecimiento Penitenciario y Carcelario. Fuente: Propia.



Imagen 4 Vista del muro perimetral en el costado norte. Fuente: Propia.

En todo el recorrido de aproximadamente 1.0 km desde la circunvalar hasta donde se encuentra el Establecimiento Penitenciario, se encuentran construidas viviendas de varios niveles; la planta de reciclaje; planta electrificadora de San Andrés y algunos establecimientos comerciales y recreativos.

En la fecha de la exploración geotécnica visualizamos que las estructuras existentes presentan signos de comportamientos inadecuados (fisuras, grietas) que puedan atribuírselas a fenómenos de interacción entre el suelo y la estructura.

De acuerdo con las coordenadas en la que se localiza el proyecto, la vegetación es predominante, con maleza, arbustos y palmeras de diferentes tamaños; su tipología es de clima cálido y a la vez húmedo, presentando precipitaciones medias. Por otro lado, en la parte interna del Establecimiento Penitenciario y Carcelario encontramos un tapiz vegetal herbáceo de escasa altura que cubre la superficie del suelo, palmeras y árboles de la zona.

El Establecimiento Penitenciario y Carcelario, presenta una topografía inclinada con una diferencia de niveles cercanos a los 5.0 metros en sentido Norte – Sur; esto se debe a que se encuentra construido en la parte baja de una montaña.

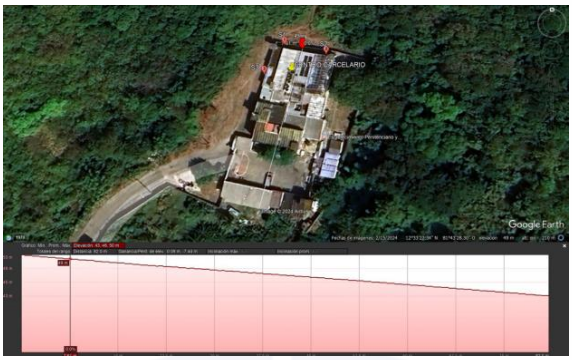


Imagen 5 Condiciones topográficas y vegetación del sector. Fuente: Propia.

Por otro lado, no se detectaron accidentes geomorfológicos, generales o locales (cavernas, oquedades, corrimientos, deslizamientos, taludes, etc.) que representen riesgo alguno para la estabilidad de las estructuras existentes.

4.3 CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

La Unidad de Servicios Penitenciarios y Carcelarios – USPEC – es la encargada de gestionar y operar el suministro de bienes, la prestación de servicios, propender por el cuidado de la infraestructura, brindar el apoyo logístico y administrativo requeridos para el adecuado funcionamiento de los servicios a cargo del Instituto Nacional Penitenciario y Carcelario – INPEC.

La isla de San Andrés se encuentra ubicada al norte del país, en el departamento Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina. El EPMSC de San Andrés se halla en el kilómetro 13 de la Av Circunvalar de la isla. Específicamente, la zona para intervención corresponde a un pabellón de dos pisos con un área de 802.6 m².

De acuerdo con la información suministrada por el cliente, El presente estudio de suelos se realiza como parte del Contrato de Consultoría No. USPEC-CT-354-2023 cuyo objeto es "LA REALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y ANÁLISIS DE VULNERABILIDADSÍSMICA QUE PERMITA DETERMINAR EL TIPO DE REFORZAMIENTOESTRUCTURAL Y/O AMPLIACIÓN REQUERIDA PARA LA ELABORACIÓN DE LOSDISEÑOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES DE LOS ESTABLECIMIENTOSPENITENCIARIOS Y CARCELARIOS DEL ORDEN NACIONAL A CARGO DELINPEC", con el fin de emitir las recomendaciones a nivel de cimentación que requieran las estructuras existentes, la cual constan de dos niveles y se debe verificar la profundidad y el tipo de cimentación existente, con el fin de realizar las correcciones respectivas.

El sistema estructural es tipo pórtico con columnas y vigas en concreto reforzado y mampostería conformada por bloque, plantillas de mortero 1:4, enchapes de cerámica y cubierta en losa de concreto y rejas metálicas.

Se estima que las solicitaciones de cargas serán inferiores a 1.0 Ton/m^2 por nivel; para su validez esta estimación deberá ser corroborada por el Ingeniero responsable del cálculo estructural. En cuánto a la información existente se toman planos tanto del levantamiento estructural como arquitectónicos remitidos por el cliente.

5 INVESTIGACIÓN DEL SUB SUELO

5.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

Para el establecimiento penitenciario y carcelario que se pretende reforzar y/o ampliar, se eligió un procedimiento de exploración de campo por el método de percusión, tomando como base la información obtenida en la investigación previa y con el fin de hallar parámetros de caracterización de los materiales que conforman el área en estudio.

Teniendo en cuenta las características de la zona de estudio,, se encuentra clasificado en categoría de unidad de construcción BAJA por contar con máximo tres (3) niveles (NSR- 10. Tabla H.3.1-1), cumpliendo con los requisitos mínimos se definió ejecutar tres (3) sondeos, con profundidades de máximo 6.0 m, medidos desde la superficie actual del terreno, los cuales serán distribuidos en toda el área. (Ver Anexo No. 1. Esquema en planta de la ubicación de sondeos); de tal manera que proporcione la información necesaria para la zona de estudio.

Tabla 1. Ubicación y coordenadas de los sondeos realizados

No. SONDEO	Profundidad (m)	COORDENADAS	
S1	3.0	12° 33' 22.38" N	81° 43' 28.55" E
S2	6.0	12° 33' 22.22" N	81° 43' 27.97" E
S3	3.0	12° 33' 21.90° N	81° 43' 28.83" E

Otro aspecto importante que se debe detectar en la exploración geotécnica es la presencia de aguas libres subterráneas colgantes o niveles freáticos estables; puesto que su existencia es el principal causante de problemas durante el proceso de excavación y construcción.

5.1.1 Método de rotación

El método por rotación es el procedimiento más extendido para obtener muestras en la investigación geotécnica. El útil de corte que se emplea para la obtención de muestra de forma continua es una batería en cuya boca se implementa una corona, cuyos elementos de corte más habituales son de widia o de diamante.

Para terrenos sueltos o muy blandos debe emplearse el tubo simple y para suelos duros o semiduros, se debe emplear corona de diamante y tubo doble giratorio, en el que el tubo interior va montado sobre un rodamiento a bolas y no tiene por qué girar.



Imagen 6 Ilustración de la exploración en roca. Fuente: Propia.

Las muestras obtenidas, se utilizaron 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.



Imagen 7 Exploración del sondeo 1. Fuente: Propia.





Imagen 8 Exploración del sondeo 2. Fuente: Propia.





Imagen 9 Exploración del sondeo 3. Fuente: Propia.

Las muestras extraídas fueron descritas en campo teniendo en cuenta lo contemplado en la Norma ASTM D2488-09 (Procedimiento visual-manual para descripción e identificación de muestras de suelos), para luego ser transportadas y almacenadas en el laboratorio según lo descrito en la Norma ASTM D 4220-95 (Prácticas estándar para la preservación y el transporte de muestras de suelo) y ASTM D 50.

5.2 CARACTERISTICAS GEOTÉCNICAS

5.2.1 Hidrología

En la Isla de San Andrés no hay corrientes superficiales permanentes. Ocasionalmente, durante los períodos lluviosos se forman pequeños cauces, como el de La Rada, y El Cove al occidente de la isla otros caños menores drenan hacia la zona pantanosa del oriente.

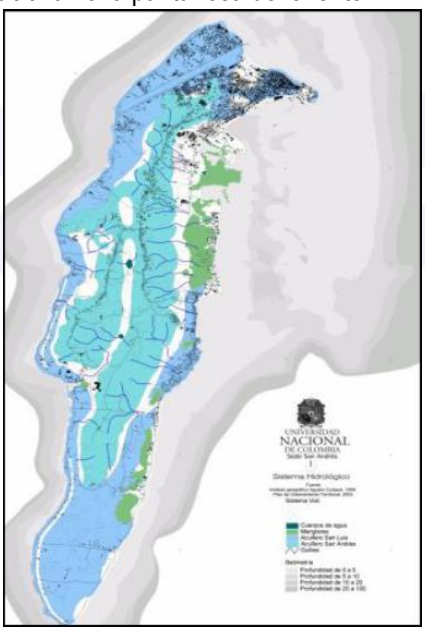


Imagen 10 Mapa hidrológico de San Andrés, Islas. Fuente: IGAC.

Estos caños tienen menos de 1 km de longitud, nacen en el sistema de colinas que se presentan en la parte central de la isla y drenan áreas pequeñas. Las características geológicas de las vertientes favorecen la ocurrencia de una escorrentía superficial alta en la mayor parte de la Isla y la recarga de acuíferos profundos en algunos sectores particulares. Por esta causa, los caudales de escorrentía son altos durante el período lluvioso, julio a noviembre, y durante los meses de baja pluviosidad, enero a abril, las corrientes superficiales se secan.

5.2.2 Geología regional

El Archipiélago de San Andrés, está formado por una serie de islas con tendencia NNE, desde los Cayos de Albuquerque al sur, hasta el Promontorio de Nicaragua al norte. La plataforma continental está separada de la plataforma insular por un graben submarino con profundidades entre 450 y 1800 metros. La margen este del archipiélago está constituía por pendientes pronunciadas que alcanzan profundidades del orden de 3000 metros. En general, el basamento de las islas está compuesto por rocas volcánicas relacionadas con la actividad tectónica debida a la evolución de las fallas de transformación a lo largo del borde norte de la Placa Caribe. Durante el Eoceno tardío al Oligoceno temprano, se produjo fallamiento en la litosfera de la Placa Caribe, acompañado por actividad volcánica a lo largo de las fracturas (Malfait & Dinkelman 1972). Probablemente el arco de San Andrés resultó del vulcanismo a lo largo de una de estas fracturas ancestrales. Un abrupto fin del vulcanismo terciario ocurrió en el Pleistoceno temprano, restableciéndose los procesos de sedimentación calcárea.

- **Unidades lito estratigráficas**

Estratigráficamente la Isla de San Andrés está constituida por rocas de origen calcáreo de edad terciaria y por depósitos cuaternarios de diferente origen y composición. Las rocas de edad terciaria están definidas por dos formaciones lito-estratigráficas contrastantes litológica y morfológicamente: la Formación San Andrés de edad Mioceno y la Formación San Luis de edad Pleistoceno.

Los depósitos cuaternarios están representados por depósitos de origen lacustre; depósitos asociados a zonas de manglar; depósitos de vertiente, como coluviones y derrubios. Otros depósitos recientes de origen antrópico en la isla, lo constituyen materiales de relleno artificial de tipo hidráulico en la zona urbana y el sector Bright San Luis realizado en 1965.

5.2.2.1 Unidades de roca

- **Formación San Andrés**

La formación San Andrés fue definida por Hubach (1956) y caracterizada en sus aspectos geográficos y recursos. En general esta formación ha sido descrita como una secuencia de calizas microcristalinas esparíticas de origen químico, calizas arenosas y calizas lodosas de origen detrítico y químico, con sectores de calizas ricas en fósiles bien conservados. La edad de esta formación ha sido establecida paleontológicamente como Mioceno Medio a Superior, a través del análisis de muestras con foraminíferos y moluscos.

- **Formación San Luis (Tsi)**

Está constituida por calizas coralinas arrecifales. Estas Calizas son de composición bio esparítica. Las calizas cristalinas coralinas presentan texturas cristalinas gruesas, con estructuras biogenéticas

tabulares dispuestas radial y concéntricamente. Esta unidad de rocas constituye la plataforma continental de la Isla de San Andrés, que se manifiesta por desarrollar una morfología plana a ligeramente inclinada hacia el océano.

También constituyen el material litológico de las islas y cayos aledaños. La edad de esta formación está definida por la relación estrecha con las calizas recientes, particularmente con las de la costa occidental y el nivel bajo de la plataforma terrestre y su relación. Cabe resaltar que la zona en estudio se encuentra dentro de la formación geológica San Luis, porque está compuesta principalmente por calizas coralinas arrecifales.

5.2.2.2 Depósitos cuaternarios

La Isla de San Andrés se presenta una gran diversidad de depósitos no consolidados que fueron definidos por su origen, composición y espesor. Entre estos se tienen los de origen antrópico como los rellenos sanitarios y rellenos hidráulicos y los geológicos naturales definidos según su ambiente de depositación en: depósitos de arenas de playa, depósitos de laderas, depósitos de zonas lacustres y depósitos de manglares.

- **Depósitos residuales**

Estos suelos están constituidos por arcilla calcárea, muy plástica y alterada, de color rojo pardo que grada en profundidad hacia la roca con coloraciones más claras (blanca amarillenta). En otros sectores los suelos residuales desarrollados a partir de las calizas de la Formación San Andrés, se presentan menos espesores (1 m), con superficies discordantes onduladas a irregulares, constituidos por una matriz arcillo limosa calcárea moderadamente plástica, embebiendo fragmentos de calizas.

- **Coluviones**

En la Isla de San Andrés estos depósitos son de poca ocurrencia, En la región del Cove se identificó un depósito de coluvión caracterizado por presentar fragmentos de calizas muy alteradas, con tamaños hasta de 60 cm, de forma subangular a angular, embebidos en una escasa matriz arcillo-limosa de color marrón. El espesor de este depósito es de 1.5 m.

- **Derrubios**

Son fragmentos de rocas depositados en la base de las laderas y escarpes rocosos. Estos depósitos se presentan en la Isla de San Andrés en los taludes bajos o los pies de laderas de la zona central.

El volumen y tamaño de los fragmentos es variable desde grandes bloques de 4 m hasta gravas. Sobre los taludes occidentales es notoria la presencia de estos depósitos con bloques de calizas microcristalinas, que semejan un paisaje de “lluvia o caída de bloques” entre las viviendas, inclusive en los solares de ellas. En los sectores de calizas lodosas, los fragmentos son de menor tamaño y dependen de la pendiente topográfica y del grado de fractura miento y alteración de las rocas presentes sobre estos taludes.

- **Depósitos lagunares (Qla)**

Son depósitos constituidos por arcillas, turbas y restos orgánicos. Las arcillas son muy plásticas y blandas. Con base en los análisis de fotos aéreas multitemporales, estos depósitos se ubicaron en la

parte norte de la isla en los sitios aledaños al aeropuerto y en el estadio. Estas áreas fueron rellenadas con arenas y gravas. Por otra parte, en la región del Cove se presentan estos materiales bajo las lagunas actualmente existentes.

- **Depósitos asociados a manglares**

Dado el ambiente de intercambio marino-costero de la isla, el desarrollo de manglares es notable. Sobre estas zonas de manglares la litología es particular. Allí se depositan arenas calcáreas y gravas formadas por fragmentos de corales. La descomposición de plantas sobre los suelos residuales produce capas turbosas y arcillas orgánicas, que origina un depósito de arenas, arcillas y turbas Inter digitadas en formas de lentes. En la isla estos depósitos se presentan en varios sectores aledaños a la costa oriental. El espesor medio de estos depósitos es de 2 m.



Imagen 11 Mapa geológico de San Andrés, Islas. Fuente: Geología Colombiana No. 29 Vargas Cuervo 2004.

5.2.2.3 Depósitos de origen marino

- **Arenas y gravas**

En algunos sectores costeros, principalmente en el borde oriental de la isla, se presentan arenas y gravas calcáreas depositadas por huracanes y mares de levas. Gran parte de estos materiales han sido extraídos como insumos de materiales de construcción. El espesor de estos depósitos puede alcanzar los 1.5 metros.

- **Arenas de playa**

Las playas de San Andrés están constituidas por arenas calcáreas de color blanco crema, de grano medio a grueso, de forma subangular a subredondeada, con fragmentos de moluscos y de corales. El espesor de estos depósitos de playa alcanza los 3 m. Los principales depósitos de arenas de playa se localizan en la parte norte de la isla y en algunos sectores de la costa oriental, entre los cuales se destacan el de Rocky Cay, San Luis y el Decamerón

5.2.3 Clima

"San Andrés presenta un clima cálido-húmedo, influenciado por su localización en la zona intertropical, al igual que por sus características fisiográficas y por la acción de los vientos Alisios que soplan desde el noreste. Por su posición geográfica la isla ha sido afectada en varias ocasiones por las tormentas tropicales y los huracanes que se forman en el Océano Atlántico, generando aguaceros de gran intensidad y oleaje sobre la costa. La temperatura promedio de 27°C, tiene una variación de 1°C entre los meses de mayor valor (marzo - octubre) y los de menor valor (noviembre - febrero); la humedad relativa promedio es del 81%, insolación media anual del 60% y evapotranspiración potencial media anual de 1740 mm, con valores medios mensuales que varían entre un máximo de 177 mm (marzo) y un mínimo de 116 (octubre).

La falta de corrientes superficiales de agua hace que en la isla se presenten situaciones de escasez del recurso. Según las estimaciones de CORALINA, de los 1800 mm de lluvias promedias anuales, el 21% se infiltra en los depósitos subterráneos, pero no toda se retiene, pues cierta cantidad de ésta encuentra fácil salida al mar por la variación en la dureza y permeabilidad de la roca caliza, que en unas partes es muy blanda y porosa y en otro impermeable. Esta situación se acentúa por el tipo mono modal del régimen de precipitaciones, que configura al año un periodo de lluvias y un periodo seco prolongado. Así, entre los meses de mayo a diciembre se presenta un período lluvioso durante el cual cae el 91% y el 89% de lluvias, y un periodo seco, entre los meses de enero y abril, en los cuales los niveles decaen a valores que oscilan entre 22,5 mm y 24,9 mm.

5.2.4 Sismicidad en la zona

Parte importante de la estabilidad de las estructuras corresponden al comportamiento de los suelos ante las cargas dinámicas, cuyas definiciones se encuentran contenidos en la NSR-10.

5.2.4.1 Zonas de amenaza sísmica y factores de sitio

Para determinar estos factores es necesario realizar la verificación de estos en el título A de la NSR-10. La zona de amenaza sísmica está representada en el mapa de la figura A.2.3-1 — Zonas de

Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de la aceleración pico efectiva (Aa) y de la velocidad pico efectiva (Av) de la NSR-10.

Según el siguiente mapa, la Isla de San Andrés, se encuentra en una zona sísmica BAJA.

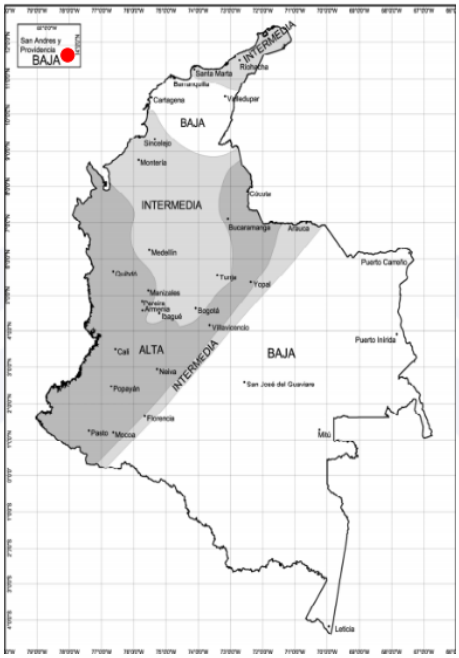


Imagen 12 Zona de amenaza sísmica. Fuente: NSR-10.

Según el mapa la Isla de San Andrés, tiene un valor de Aa de 0.10 expresado en términos de fracción de la gravedad.

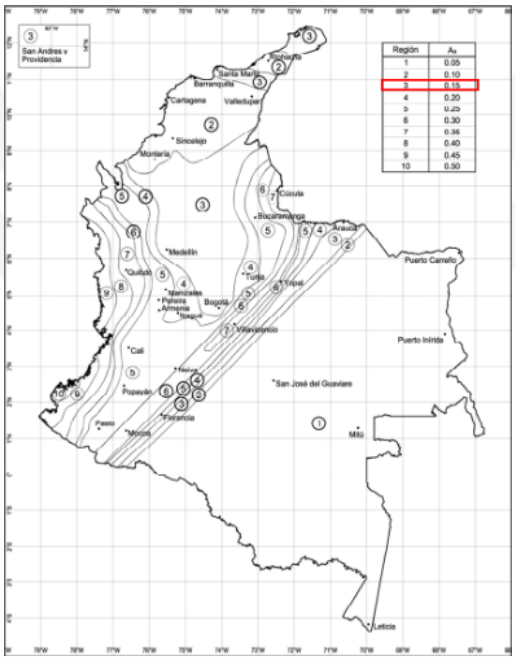


Imagen 13 Mapa de valores de Aa. Fuente: NSR-10.

Según el mapa siguiente, el Municipio de San Andrés, tiene un valor de Av de 0.10 expresado en términos de fracción de la gravedad.

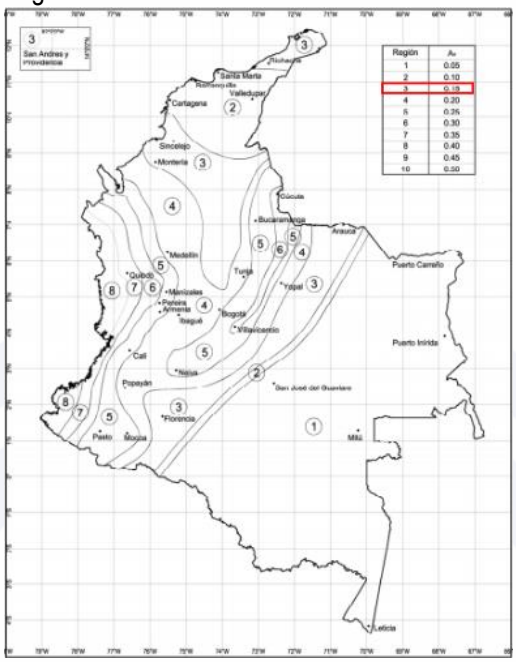


Imagen 14 Mapa de valores de Av. Fuente: NSR-10.

5.2.4.2 Perfil del suelo

Los tipos de perfil de suelo deben clasificarse de acuerdo con la rigidez del suelo determinada por medio de mediciones de la velocidad de onda de cortante en el suelo medida en los 30 metros superiores del perfil; también puede utilizarse el número de golpes determinado por medio del ensayo de penetración estándar (SPT), así como las resistencias al corte no drenado de muestras de suelo obtenidas de las perforaciones, para clasificar los tipos de perfil de suelo.

Los parámetros para definir el perfil de suelos son:

Velocidad de onda cortante (Vs): sus valores son recomendados por Newmark y Hall y pueden estar en los siguientes rangos según el tipo de material del sitio:

- Roca (vs >1800m/s), suelo firme (vs >600m/s), suelo blando (vs <600m/s)

Número de golpes normalizado (N60): resultado del ensayo SPT.

Cohesión no drenada (Su): Se determina a partir de la prueba de corte directo, compresión inconfinada o se estima a partir de correlaciones del ensayo SPT.

La metodología utilizada para definir el tipo de perfil de suelo, se realizó en base a datos geo-referenciados de estudios que se han realizado cerca de la zona de exploración, teniendo en cuenta los 30.0 m de profundidad que estipula la Norma (NSR10) en su título A, para el cálculo del N medio, empleando la ecuación del numeral **A.2.4.3.2 – NUMERO MEDIO DE GOLPES DEL ENSAYO DE**

PENETRACIÓN ESTÁNDAR - Inciso **(a) Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo.**

En base a los tipos de suelos, los resultados de los ensayos de laboratorio y su grado de compacidad y/o consistencia, correlacionada con los valores del número de golpes corregidos obtenidos mediante el ensayo SPT en los metros explorados más los valores encontrados de N en estudios de suelos realizados en el perímetro del área en estudio a profundidades de 30.0 metros, se define el perfil de suelo, siguiendo los lineamientos del numeral A.2.4., de la NSR-10, se considera un tipo de perfil del suelo C, que contiene perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que tienen un número de golpes N > 50.

Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelos. Fuente: Tabla A.2.4-1 NSR-10

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ 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> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ 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 > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$
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: 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)	

De igual manera, se presenta la alternativa de complementar la definición del perfil del suelo dada, a través de métodos geofísicos, para obtener el parámetro de velocidad de ondas cortantes del suelo (Vs), de manera continua hasta una profundidad de al menos 30.0 m y/o por estudios regionales que provean la información asociada a los estratos más profundos.

5.2.4.3 Coeficientes de amplificación del suelo

En relación con el tipo de suelo, se consideran los coeficientes de amplificación Fa y Fv del suelo, para las zonas de períodos cortos y períodos intermedios del espectro, los valores se detallan a continuación, como se muestra en los siguientes gráficos:

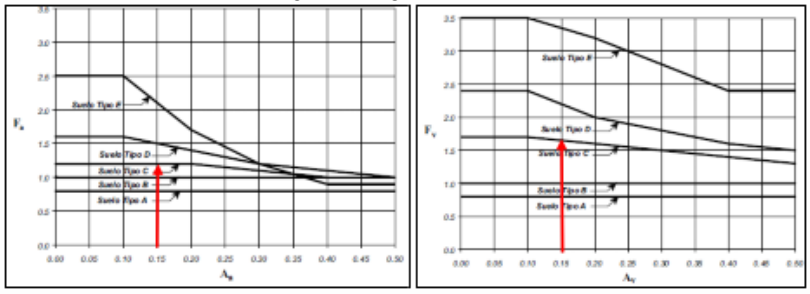


Imagen 15 Coeficiente de amplificación Fa y Fv del suelo. Fuente: Figuras A.2.4-1 y A.2.4-2 NSR-10.

El **COEFICIENTE DE IMPORTANCIA** se establece acorde lo establecido en el Título A, numeral A.2.5 de la NSR-10. Por la naturaleza y uso de la estructura, clasifica en **Grupo II – Estructuras de ocupación especial**. (numeral A.2.5.1.3. NSR-10).

Tabla 3. Valores de coeficiente de importancia. Fuente: NSR-10

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

Para dar cumplimiento a lo estipulado en el Título A de la Norma Colombiana de Diseño Sismo Resistente (NSR-10), en el apartado A-2-4, los efectos locales de respuesta sísmica del proyecto deben evaluarse utilizando los siguientes parámetros básicos:

Tabla 4. Parámetros sísmicos de diseño. Fuente: Propia

PARÁMETROS	DESCRIPCIÓN
Localidad	San Andrés, Isla
Riesgo Sísmico	BAJO
Coeficiente de aceleración Pico Esperado para diseño (Aa)	0.15
Coeficiente de velocidad pico efectiva (Av)	0.15
Tipo de perfil del suelo	C
Coeficiente de ampliación que modifica la aceleración en periodos cortos, Fa (NSR-10 tabla A.2.4-3)	1.2
Coeficiente de ampliación que modifica la aceleración en periodos intermedios, Fv (NSR-10 tabla A.2.4-4)	1.7

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

En cada una de las perforaciones ejecutadas se recuperaron muestras de naturaleza alterada, las cuales se consideran representativas del perfil natural del terreno. Las muestras, se analizaron inicialmente en forma visual y se seleccionaron algunas para ser sometidas en el laboratorio a los ensayos principales, de acuerdo con las necesidades del estudio y las características de los suelos encontrados.

Los ensayos de laboratorio realizados permiten conocer realmente el tipo de suelo, sus características y propiedades físicas.

El análisis granulométrico, tiene por objeto determinar los tamaños de las partículas, inferir su origen geológico y obtener parámetros como diámetro efectivo, coeficiente de uniformidad y curvatura; junto con la granulometría, se calculan los límites de Atterberg, método que evalúa los cambios de estados del suelo, dependiendo del contenido de agua.

El límite líquido y el Índice de plasticidad constituyen unidos una medida de la plasticidad del suelo. La interpretación de las pruebas de los límites líquidos y plásticos se facilita usando la Carta de plasticidad desarrollada por A. Casagrande.

El ensayo de contenido de humedad es una de las características fundamentales para explicar el comportamiento del suelo, como por ejemplo los cambios de volumen, cohesión y estabilidad mecánica. La humedad natural de un suelo es en sí una propiedad índice útil. Sin embargo, tiene un mayor significado la relación de la humedad natural a los límites líquido y plástico.

El ángulo de fricción de depósitos granulares, están determinados en base a correlaciones de los valores de N160 del ensayo SPT, modificado según Bowles, 1977 y aplicando nuestra experiencia y criterio, se seleccionaron valores específicos dentro de los rangos.

Tabla 5.Ensayos de laboratorio realizados y normas aplicadas. Fuente: Propia

Ensayos de laboratorio	Norma ASTM	Norma INV-E
Contenido de Humedad Natural	ASTM D 2216-22	INVE-122-13
Granulometría por tamizado	ASTM 422-63	INVE-123-13
Límites de Atterberg	ASTM D 4318-95	INVE-125-126-13
Peso Unitario	ASTM D 7263-09	INVE-217-13

6 ANÁLISIS ESTRATIGRÁFICO Y GEOTÉCNICO

6.1 ESTRATIGRAFÍA

Al visualizar las muestras extraídas en cada uno de los sondeos de campo y complementando con los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, se comprueba que la estratigrafía presente en la zona de estudio está conformada por suelos granulares, que clasifican como: limos de alta compresibilidad.

Los perfiles estratigráficos, se pueden detallar en el ANEXO No. 2 del presente informe.

- **Sondeo 1**

Inicialmente se encontró una capa de material vegetal y escombros con espesor de 1.00 metro; subyacida por un estrato de limo de alta plasticidad con arena color blanco con un espesor de 2.0 m. La exploración alcanzó una profundidad de 3.0 metros.

- **Sondeo 2**

Inicialmente se encontró una capa de material vegetal con presencia de rocas de diámetro pequeño con espesor de 1.0 metro; subyacida suelo limoso de alta plasticidad de color marrón claro y a medida que se avanza en profundidad la tonalidad cambia a blanco con presencia de arena con espesor de 5.0 metros. La exploración alcanzo una profundidad de 6.0 metros.

- **Sondeo 3**

El perfil estratigráfico está conformado por una capa de cobertura vegetal, rocas de pequeño diámetros en estado suelto y material limoso de 1.00 m; seguida por un estrato de material limoso hasta los 3.0 metros de profundidad.

6.2 NIVEL FREÁTICO

Uno de los aspectos más importantes es el lograr detectar durante el proceso de perforación la existencia del agua subterránea libre o confinada; ya que la presencia de agua, con relación a los esfuerzos, produce una disminución de las propiedades de resistencia; además de flujo y erosión interna.

Por consiguiente, en la fecha de la exploración de campo, NO se detectó la presencia de niveles de aguas freáticas, como producto de infiltraciones de escorrentías superficiales o productos de aguas del subsuelo en las profundidades exploradas; razón por la cual es probable que, al iniciar los procesos de excavación y construcción de la estructura, no se presenten retrasos por motivos de aguas subterráneas.

6.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Al visualizar las muestras extraídas en cada una de las perforaciones de campo y complementando con los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, se comprueba que la estratigrafía presente en la zona de estudio, a partir de 1.0 m aproximadamente hasta la profundidad máxima de 6.0 son limos de alta plasticidad.

6.3.1 Limo de alta plasticidad (MH)

De acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio, los límites de Atterberg para este tipo de suelos son; Límite líquido (LL), entre 73.0% y 85.%; el valor del límite plástico (LP) está entre 29.2% y 46.4%; resultando índice de plasticidad (IP) con valor que varía entre 38.7% - 47.5%; estos valores, este material posee características de plasticidad **ALTA – MUY ALTA** (según Burmister). El contenido de finos se encuentra en el rango de 65.7% a 78.6%; su humedad natural oscila entre 14.6% a 40.9%, dato que indica un grado de humedad natural que varía de bajo a medio. Sus características granulométricas y plásticas, estos suelos se clasifican como: MH, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (U.S.C.S.) con presencia de arenas.

Tabla 6. Plasticidad del suelo según Burmister

Burmister classifies plastic properties of soils according to their plastic index as follows:

Plasticity Index	*Plasticity*
0	Nonplastic
1 to 5	Slight
5 to 10	Low
10 to 20	Medium
20 to 40	High
>40	Very high

Como referencia se midió en campo la resistencia a la penetración estándar (N), con valores corregidos de (N160) desde 13 hasta 50 golpes/pie de penetración a medida que se avanza en profundidad. Este material presenta una consistencia muy variable entre firme a dura a medida que se avanza en profundidad, evaluada con base a correlaciones con el ensayo de penetración estándar (SPT).

Tabla 7. Consistencia de suelos cohesivos.

Suelos Cohesivos (Relativamente Insegura)	
Número de Golpes Por 30 cm., *N*	**Consistencia**
Menos de 2	Muy blanda
2 – 4	Blanda
4 – 8	Media
8 – 15	Firme
15 – 30	Muy firme
Más de 30	Dura

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los parámetros índices del suelo, los valores con (*) son en base a correlaciones del ensayo SPT:

Tabla 8. Limo de alta plasticidad (MH).

PARÁMETRO	MÍNIMO	MÁXIMO
Contenido de Humedad	14.60%	40.90 %
Límite Líquido	73.0%	85.0 %
Límite Plástico	29.2 %	46.4 %
Índice de Plasticidad	38.7 %	47.5 %
Pasa Tamiz 200	65.7 %	78.6 %
Clasificación U.S.C.S.	MH	
Peso Unitario Húmedo	16.3 KN/m^3	18.06 KN/m^3
Gravedad específica*		2.72
Cohesión no drenada*	12 kPa	35.0 kPa
Coeficiente de Poisson*	0.31	0.33
Módulo de esfuerzo – deformación*	7.3	17.50 MPa

Los resultados concernientes a los ensayos de laboratorios realizados a las muestras recuperadas en la exploración geotécnica se pueden detallar en el **ANEXO No. 3** del presente informe

6.4 CAPACIDAD ÚLTIMA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de Frohlich, 1934), o también refiriéndose al valor de la carga, mayor del anterior, para el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl y sucesores).

La falla generalizada según Prandtl (1920), consiste en la teoría de equilibrio plástico para determinar la capacidad de carga a la falla de áreas cargadas en forma continua; teoría desarrollada para materiales con cohesión y ángulo de fricción interna (Teoría de Mohr – Coulomb).

En el acto de la rotura se verifica la plasticidad del material contenido entre la superficie límite del semi espacio y la superficie GFBCD. En el triángulo AEB la rotura se da según dos familias de segmentos rectilíneos e inclinados en 45°+Φ/2 con respecto al horizontal. En las zonas ABF y EBC la rotura se produce a lo largo de dos familias de líneas, una constituida por segmentos rectilíneos que pasan respectivamente por los puntos A y E y la otra por arcos de familias de espirales logarítmicas. Los polos de éstas son los puntos A y E. En los triángulos AFG y ECD la rotura se da en segmentos inclinados en ± (45°+ Φ /2) con respecto a la vertical.

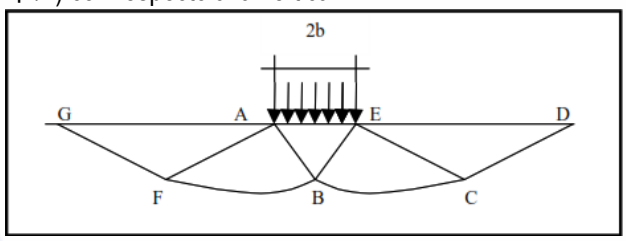


Imagen 16 Esquema de rotura Fuente: Frohlich 1934.

Individuado así el volumen de terreno llevado a rotura por la carga límite, éste se puede calcular escribiendo la condición de equilibrio entre las fuerzas que actúan en cualquier volumen de terreno delimitado debajo de cualquiera de las superficies de deslizamiento.

El cálculo de la capacidad de carga última o límite de un suelo está definido como la máxima presión, que se puede aplicar a la cimentación, sin que penetre en el suelo de fundación. Mientras que la capacidad portante, es aquella donde la carga última esta reducida por un factor de seguridad, también se le denomina “Capacidad de carga admisible.

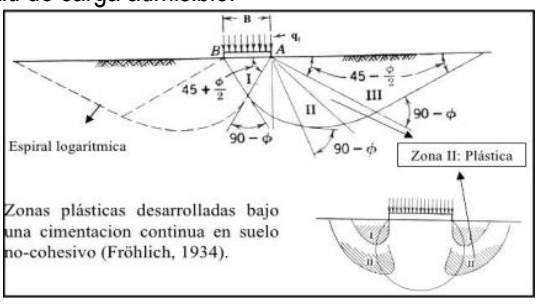


Imagen 17 Esquema de superficie de falla del suelo. Fuente: Frohlich 1934.

6.4.1 Perfil geológico - Geotécnico

Con base en las características geológicas, se plantearon modelos Geológicos – Geotécnicos, que establezca con claridad conceptual la relación entre los rasgos geológicos presentes en la zona de estudio y los resultados del programa de exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio, con el fin de obtener la cimentación más adecuada para el proyecto.

Esta información involucrará la definición de perfiles típicos para análisis, especificando las propiedades esfuerzo – deformación, características. Para el diseño preliminar o para el diseño final, cuando la predicción de la deformación no sea critica para el comportamiento de la estructura, es decir, el diseño estructural puede tolerar las inexactitudes potenciales inherentes a las correlaciones.

Existen varias fórmulas para obtener el ángulo de fricción en función del número de golpes del ensayo SPT corregido, estudiadas por diferentes autores; para fines del presente informe, se emplea la ecuación dada por Peck, Hanson y Thornburn (1974).

Autor	Correlación
Peck, Hanson y Thornburn (1974)	$\phi = 27.1 + 0.3N'_{70} - 0.00054(N'_{70})^2$

Mientras que la Cohesión no drenada de los suelos, nos referimos a la ecuación expresada por Terzhagi.

Resistencia al corte no drenada

Para arcillas N>5

$$Cu = \frac{N}{15} \text{ en } Kg/cm^2$$

Las propiedades elásticas (E, V) de un suelo pueden estimarse a partir de las relaciones empíricas. Dado que las muestras tomadas no son prácticas, los coeficientes de Poisson y el Módulo de Young, que se emplearon para el cálculo se estimaron teniendo en cuenta los rangos para los suelos granulares que se muestra en la siguiente tabla y en base a nuestro criterio como Geotecnista, al conocer el grado de compacidad que se encuentran estos suelos en la zona de estudio.

Tabla 9. Propiedades elásticas de varios suelos. Fuente: AASTHO 1995.

ELASTIC CONSTANTS FOR VARIOUS SOILS (After AASHTO, 1995)

Soil	Elastic Modulus, E_s (MPa)	Poisson's Ratio, v (dimensionless)
Clay		
Soft Sensitive	2 - 15	0.4 - 0.5
Medium stiff to stiff	15 - 50	(undrained)
Very stiff	50 - 100	
Loess	15 - 60	0.1 - 0.3
Silt	2 - 20	0.3 - 0.35
Fine sand		
Loose	8 - 12	
Medium dense	12 - 20	0.25
Dense	20 - 30	
Sand		
Loose	10 - 30	0.2 - 0.35
Medium dense	30 - 50	
Dense	50 - 80	0.3 - 0.4
Gravel		
Loose	30 - 80	0.2 - 0.35
Medium dense	80 - 100	
Dense	100 - 200	0.3 - 0.4

De esta manera, por correlaciones empíricas con los resultados del ensayo SPT, se estimaron los parámetros de Modulo de Elasticidad (Es), Modulo de Poisson (v), Resistencia al corte drenado (φ´ -

C´); de igual manera en algunas muestras recuperadas, se lograron realizar ensayos de gradación (% pasa tamiz #200), humedad natural (Wn) y Peso Unitario ($_{\gamma}$), resultados que serán utilizados para el diseño de las cimentaciones.



Imagen 18 Esquema de perfil de suelo, características y propiedades.

Es importante que se tenga en cuenta para el diseño estructural la velocidad del viento, en base a los vientos del Huracán IOTA, que para este proyecto tiene un valor de 205 km/hora.

Una vez identificadas las condiciones físicas y características del material predominante en el sitio, el cual obedece a Limos y Arcillas, por la composición granulométrica se puede afirmar que la respuesta del material no incluye un drenaje de material durante la etapa de servicio y que la condición "no drenada" resulta ser la condición crítica para el tipo de material encontrado en la zona de estudio.

Por tal razón en este caso se acude a los ensayos realizados sobre las muestras de campo, para seleccionar el parámetro de resistencia representativo del material. Teniendo identificadas las condiciones del material y caracterizado cada uno de los niveles del subsuelo, se establece que la zona se encuentra dominada por material fino de consistencia firme, donde se tienen estratos de suelos con presencia de arenas en proporciones bajas, condición que modifica los estratos pues se tienen fenómenos diferentes para cada nivel reportado que se encuentran fundamentados en las propiedades mecánicas de cada uno de los materiales.

Debido a los porcentajes de materiales se establece que para los niveles donde se tiene un predominio de material fino, las condiciones que rigen son consolidadas no drenadas ya que la permeabilidad del material hace que el agua se disipe a velocidades diferentes de aplicación de la carga, por lo cual se debe tener en cuenta en la condición de análisis.

6.5 VERIFICACIÓN DE EXPANSIÓN

En forma general en los sectores investigados, encontramos un estrato de suelos finos correspondiente a limos de alta compresibilidad; es por esto que este tipo de análisis de expansibilidad es aplicable para este proyecto, ya que por la presencia de suelos que, por su naturaleza y propiedades físicas, presenten características expansivas y además que con los resultados de laboratorio de los límites de Atterberg, se hace una evaluación del potencial de expansión de los limos del sitio en estudio según la metodología utilizada por la NSR-10 en la Tabla H.9.1-1 NSR-10, relacionando los valores del ensayo de clasificación del suelo; el cual resultaron límites líquidos entre 73% - 85% e Índices de

plasticidad del orden de 38.7% – 47.5%; que al identificarlos en la siguiente tabla nos arroja para este tipo de suelos un potencial de expansión **MUY ALTO.**

Tabla 10. Clasificación de suelos expansivos. Fuente: NSR-10 Título H.

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Limite líquido LL , en (%)	Limite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP , en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL 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 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

La tabla 10, muestra que los materiales finos que componen los estratos presentes en el área de estudio poseen potenciales de expansión en su mayoría de MUY ALTO, razón por la cual ante la presencia o aumento del contenido de humedad en los estratos van a presentar cambios de volumen o deformaciones de magnitudes considerables que pueden afectar la estabilidad de la estructura proyectada, por lo que es necesario emplear las medidas preventivas propuestas en el aparte H.9.1.6 del Título H de la NSR - 10 para de esta manera alterar lo menos posible el equilibrio del subsuelo y reducir los potenciales cambios de humedad y por tanto, las expansiones que puedan presentarse.

Bajo estos resultados, se recomienda retirar del área de construcción este tipo de material y reemplazarlo por un material que presente mejores características y propiedades de resistencia y soporte.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 VERIFICACIÓN DE EXPANSIÓN

Como resultados del análisis de Ingeniería Geotécnica practicado para alcanzar los puntos propuestos en este informe, se pueden citar las siguientes conclusiones:

a. En los sondeos elaborados por métodos mecánicos, se destacó que los depósitos son heterogéneos, en cuanto a tipos de materiales y composición físico mecánico, encontrándose que el subsuelo está compuesto principalmente por suelos finos, que clasifican como limos de alta plasticidad hasta los 6.0 metros de profundidad de consistencia variable entre media a dura a mayor profundidad.
b. Durante las exploraciones de campo en la fecha de su ejecución, NO se detectó la presencia de aguas libres subterráneas provenientes del nivel freático; no obstante, se destaca que estas condiciones pueden variar de acuerdo con el régimen de lluvias y no serán causantes de riesgos para la construcción de las viviendas; siempre y cuando se cuente con las medidas preventivas y el trabajo se ejecute en temporadas secas.
c. Del limo de alta plasticidad encontrado se pudo determinar que presentan un grado de expansión MUY ALTA según la Tabla H.9.1-1 de la NSR-10, obteniendo los resultados por el método de los Límites de Atterberg; por lo tanto, es probable que se presenten inconvenientes para las estructuras a construir y su comportamiento depende de la condición física del material al principio de la construcción y de los cambios de esfuerzo y humedad a los que se sujete.
d. Del análisis de los resultados de la caracterización del material encontrado, obtenemos que el comportamiento del suelo del sitio resultará inadecuado para soportar la acción de las futuras cargas y se hace necesario un reemplazo, para lograr disminuir los problemas derivados de resistencia al corte y asentamientos significativos.
e. El estrato inicial de compuesto por materia orgánica se debe retirar por completo ya que presenta resistencias muy bajas, y es un material muy compresible que afectara la cimentación si se construye sobre este.
f. Por las características del proyecto (dimensiones y solicitaciones de carga) y del suelo existente, en principio se consideran factibles soluciones de cimentación de tipo superficial.
g. Desde el punto de vista constructivo, no se anticipan complicaciones mayores considerándose suficiente utilizar procedimientos convencionales, en particular si el proyecto se ejecuta durante la estación seca y el proceso de excavación se ejecuta en el menor tiempo posible. Sin embargo, precisamos la utilización de un equipo de bombeo mecánico en el área de operación, conociendo las circunstancias de escorrentías superficiales que circulan en el predio en temporadas de precipitaciones.
h. Las excavaciones para la construcción de la cimentación se podrán ejecutar a talud vertical hasta una altura crítica de 1.50 metros; debiéndose evitar su exposición a cualquier régimen de escorrentías superficiales para los cuales recomendamos no mantener abiertas por largo tiempo.
i. Es importante tener en cuenta que, si desea realizar excavaciones mayores a la altura crítica de corte, se deberán tomar medidas por parte del constructor que estabilicen el corte, mediante la colocación de ademes, entibados o similar.

j. Como resultado de la ejecución de esta obra, se deben estudiar las variantes que puedan presentarse en cuanto a condiciones ambientales, dado lo anterior siempre se le pide al constructor tener en cuenta las recomendaciones expuestas en este informe.

7.2 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS

Se plantean en este numeral las recomendaciones de Ingeniería geotécnica direccionadas a garantizar la seguridad y estabilidad durante la ejecución y operación del proyecto. Algunas pueden ser de tipo general, y por tanto susceptibles de ser ajustadas durante la construcción.

Teniendo como criterio el uso de una cimentación que permita un comportamiento favorable para la estructura a construir y con base en las conclusiones expuestas, incluyendo el aspecto económico, se propone el uso de una fundación superficial, empleando los perfiles estratigráficos encontrados en el área explorada.

También, es necesario tener en cuenta los siguientes factores:

- Características de esfuerzo y deformación del terreno, las cuales fueron estimadas con base en los resultados del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).
- Magnitud de las cargas y sistema estructural.
- Ausencia de aguas libres subterráneas.
- Estrato de limo de alta plasticidad desde la superficie.

7.2.1 Tipo y nivel de cimentación

Se considera factible una solución de cimentación superficial de tipo zapatas aisladas de forma cuadrada o rectangular; si se opta por la forma rectangular la relación entre su longitud y el ancho, no excederá a 2. Adicionalmente estarán enlazadas a nivel de pedestal por vigas de rigidez diseñadas para transmitir el 5 % de la carga entre columnas adyacentes.

Las dimensiones de la cimentación se deben definir de acuerdo con el resultado de la evaluación de las cargas no mayoradas resultado del análisis estructural, para lo cual se da la variación de presiones en función de la profundidad y dimensiones de la cimentación. La parte superior del pedestal quedará a nivel de terreno o en su efecto a la altura definida en el diseño.

7.2.1.1 Factor de seguridad

La capacidad de carga admisible, $\boldsymbol{qa}$, consiste en la reducción de la capacidad de carga última mediante la aplicación de un factor de seguridad FS:

$$qa = qu / FS$$

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en su título H, establece factores de seguridad directos o básicos e indirectos**. "H.4.7.1 — CAPACIDAD PORTANTE DE CIMIENTOS SUPERFICIALES Y CAPACIDAD PORTANTE DE PUNTA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS"**

Tabla 11. Factores de seguridad indirecta F_{SICP} mínimos.

Tabla H.4.7-1
Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos

Condición	F_{SICP} Mínimo Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Autores como Terzaghi y Peck, también recomiendan un factor de seguridad de 3 contra la falla por capacidad portante, y es el Factor de seguridad adoptado en el presente estudio.

7.2.1.2 *Profundidad de desplante*

Para la cimentación de la estructura, se recomienda un mejoramiento del suelo de fundación en cada eje donde se localizarán los elementos de fundación; el mejoramiento estará conformado desde el fondo de la excavación por un concreto ciclópeo (proporción 40% piedra y 60% concreto simple) con un espesor mínimo de 0.70 metro, para que ayude a contrarrestar las fuerzas de supresión generadas por las aguas superficiales y el suelo limoso sea reemplazado, toda vez que no tiene buenas propiedades físicas y mecánicas que puedan soportar las cargas de la estructura. Posteriormente, se iniciará el armado del acero para fundir las zapatas y pedestales, de acuerdo con las dimensiones dadas por el Ingeniero Estructural.

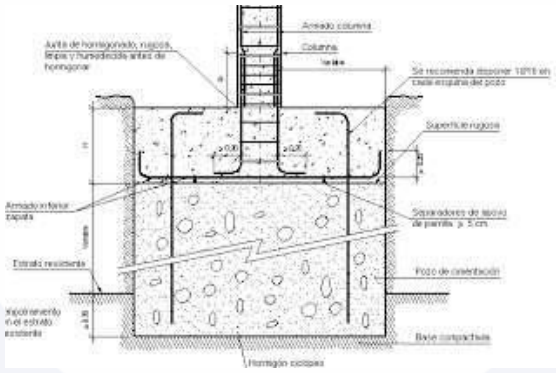


Imagen 19 Corte típico del tipo y profundidad de la cimentación. Fuente: Propia

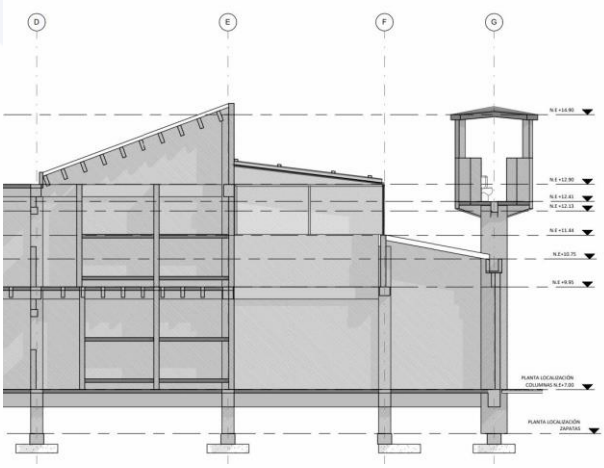


Imagen 20 Esquema representativo de la cimentación propuesta. Fuente: Propia.

7.2.1.3 *Capacidad de carga admisible*

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de Frolich), o también refiriéndose al valor de la carga, mayor del anterior, para el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl y sucesores).

Prandtl ha estudiado el problema de la rotura de un semi espacio elástico como efecto de una carga aplicada sobre su superficie con referencia al acero, caracterizando la resistencia a la rotura con una ley de tipo:

- **Formula de Terzaghi** (1955). Terzaghi, prosiguiendo el estudio de Caquot, ha aportado algunos cambios para tener en cuenta las características efectivas de toda la obra de cimentación - terreno. Terzaghi aconseja tener en consideración la carga última, la fórmula de Terzaghi se puede escribir así:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

- **Fórmula de Meyerhof** (1963). Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga última parecida a la de Terzaghi. Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes de forma. Introdujo un coeficiente sq que multiplica el factor Nq, factores de profundidad di y de pendencia ii para el caso en que la carga trasmitida a la cimentación sea inclinada en la vertical.

$$q_{ult} = c \times Nc \times sc \times dc + \gamma \times D \times Nq \times sq \times dq + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

La evaluación de la capacidad de soporte se realizó para cargas verticales por tanto en caso de que se tengan cargas excéntricas o inclinadas se debe reevaluar la capacidad de soporte incluyendo los factores de corrección necesarios para diseñar adecuadamente los cimientos. Los parámetros geotécnicos que se utilizaran para la evaluación de capacidad de soporte corresponden a los valores de cohesión los cuales corresponden a los resultantes de la ponderación de los valores de resistencia para el perfil promedio descrito.

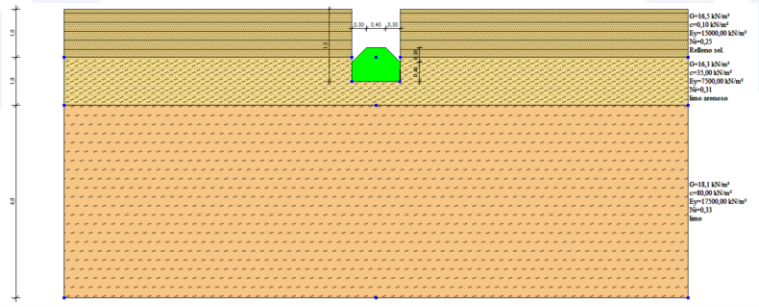


Imagen 21 Esquema del perfil de suelo y cimentación. Fuente: Propia Loadcap - Geostru.

A la profundidad en las que se apoyaran las zapatas, se ha estimado una carga última reducida por un factor de seguridad mínimo de 3.0 (Tabla H.4.7-1. NSR-10), resultando una capacidad admisible del orden de **(Q_{adm} = 8.0 Ton/m²)**, para un ancho de cimentación B = 1.0 m y una profundidad mínima de 1.50 metros. Para el cálculo de la capacidad de carga admisible y asentamientos, se empleó el software Loadcap – GeoStru.

Para la losa de piso de la edificación, se recomienda reemplazar todo el suelo existentes (encontrándose suelos contaminados con material vegetal, limos de alta expansibilidad) mínimo a 1.0 metro o a la profundidad donde se encuentre el suelo tipo material con cobertura vegetal o escombros; todos estos suelos se deben retirar y reemplazarlos por un material seleccionado tipo AFIRMADO – INVE 311/13 y extenderlo como mínimo 1.0 metro más en todo el perímetro de la construcción, cumpliendo con todas las especificaciones que plantea dicho artículo.

En la determinación de la capacidad de carga admisible, Q_{adm}, se utilizaron las metodologías de estimación de capacidad de carga última por resistencia al corte empleando los métodos de cálculos de Terzaghi (1955), Meyerhof (1963), Hansen (1970) y Vesic (1975), seleccionando la fórmula que produjera el menor valor entre el esfuerzo límite de falla, reducido por el factor de seguridad indirecto mínimo para la condición de carga muerta más carga viva normal.

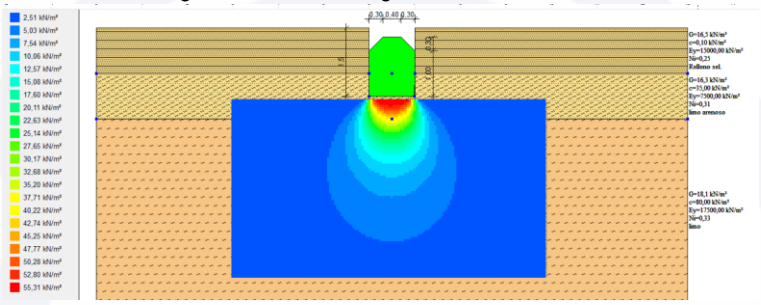


Imagen 22 Ilustración de los bulbos de tensiones. Fuente: Propia Loadcap - Geostru.

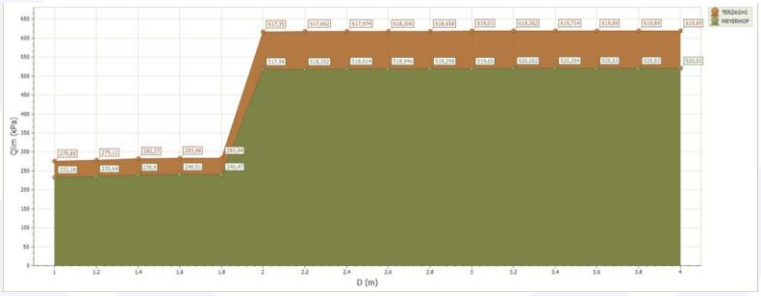


Imagen 23 Gráfico de Carga última vs Profundidad. Fuente: Propia Loadcap - Geostru.

En las siguientes tablas, se presenta la capacidad admisible de los diferentes autores en donde se relaciona la Profundidad vs Base de cimentación.

Tabla 12. Valores de capacidad admisible (Profundidad vs Base) Fuente: Varios autores.

TERZAGHI - Qadm (KN/M²)		
Df (m)	B =1,0 m	B = 1,5 m
1,00	91,95	91,95
1,20	93,04	93,04
1,40	94,12	94,12
1,60	94,66	94,66
1,80	94,65	94,65
2,00	205,78	205,78
2,20	205,89	205,89
2,40	205,99	205,99
2,60	206,10	206,10
2,80	206,22	206,22
3,00	206,34	206,34

MEYERHOF - Qadm (KN/M²)		
Df (m)	B =1,0 m	B =1,5 m
1,00	77,46	83,46
1,20	78,55	84,54
1,40	79,63	85,63
1,60	80,17	86,17
1,80	80,16	86,15
2,00	172,66	186,37
2,20	172,77	186,47
2,40	172,87	186,58
2,60	172,98	186,69
2,80	173,10	186,81
3,00	173,22	186,92

7.2.1.4 *Asentamientos elásticos*

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones BxL puesta en la superficie de un semi espacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) I_F \qquad (1)$$

Donde:
q_0 = Intensidad de la presión de contacto
B' = Mínima dimensión del área reactiva,
E e μ = Parámetros elásticos del terreno.
Ii = Coeficientes de influencia dependientes de: L'/B', espesor del estrato H, coeficiente de Poisson μ profundidad del nivel de cimentación D;

Los coeficientes I1 y I2 se pueden calcular utilizando las ecuaciones de Steinbrenner (1934) (V. Bowles), en función de la relación L'/B' y H/B, utilizando B'=B/2 y L'=L/2 para los coeficientes relativos al centro y B'=B y L'=L para los coeficientes relativos al borde.

El coeficiente de influencia IF deriva de las ecuaciones de Fox (1948), que indican el asiento se reduce con la profundidad en función del coeficiente de Poisson y de la relación L/B.

Para simplificar la ecuación (1) se introduce el coeficiente IS:

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

El asentamiento del estrato de espesor H tiene un valor de:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Para aproximar mejor los asientos se subdivide la base de apoyo de manera que el punto se encuentre en correspondencia con un ángulo externo común a varios rectángulos. En práctica se multiplica por un factor igual a 4 para el cálculo de los asentamientos en el centro y por un factor igual a 1 para los asentamientos en el borde.

Los asentamientos máximos en el centro de la zapata de cimentación son del orden de (11.7 mm) 1.17 cm, inferiores al límite tolerable por las estructuras, el cual se establece en 25mm. Al construirle una estructura de refuerzo por debajo de la zapata existente los asentamientos disminuyen siendo casi imperceptibles.

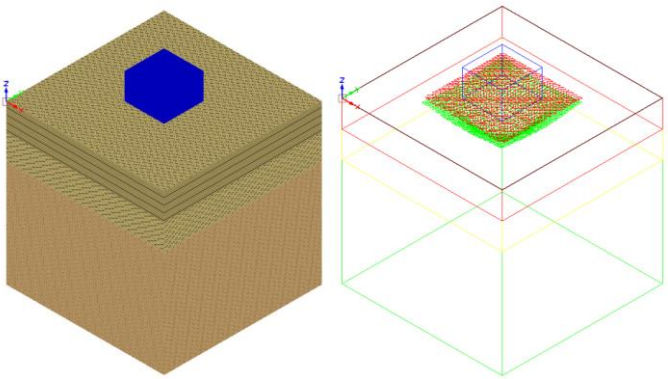


Imagen 24 Esquema de asentamientos totales. Fuente: Propia Loadcap - Geostru.

Con base en los resultados obtenidos en los análisis de asentamientos y considerando la presión de contacto transmitida al sistema de cimentación, se ha calculado el coeficiente de reacción vertical (Kv) requerido para la ejecución de los análisis y diseños estructurales del proyecto, obteniendo como resultado un valor entre 9.0 kg/cm^3 y 11.0 kg/cm^3 aproximado, empleando la ecuación del siguiente autor:

Vesic (1961) $$ks = \frac{Es}{B*(1-\mu^2)}$$

8 RECOMENDACIONES GENERALES

En esta sección se registran recomendaciones constructivas para las obras geotécnicas con el fin de garantizar su calidad y la seguridad en su ejecución.

Este aparte 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 son susceptibles de ser ajustadas en campo, no obstante, tienen carácter imperativo cuando así se indica.

8.1 EXCAVACIONES

Una vez realizada la localización y replanteo del terreno, se procederá a realizar la excavación hasta la profundidad definida en diseño para la estructura penitenciaria (1.50 metros aprox.); terminada esta etapa se colocará el concreto ciclópeo, tal como se detalla en el numeral 5.2.1. Tipo y nivel de cimentación.

Por las características del subsuelo, la excavación de las bases de la cimentación se deberá realizar por etapas y en una secuencia simétrica, tomándose las precauciones para no afectar las construcciones existentes y cualquier sistema de redes; por cuanto será necesario solicitar los planos de todas las redes que pasan por el lote en las Instituciones encargadas y de esta manera, vitar los daños y accidentes.

Todo el proceso de construcción de las cimentaciones desde el inicio de las excavaciones hasta su sellado deberá programarse de forma que transcurra el menor tiempo posible, para evitar exponer por tiempo prolongado el suelo de fundación a los efectos adversos de la intemperie, efectos por ciclos de humedecimiento - secado, que pueden conllevar variaciones en las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales de apoyo, en especial si la obra se realiza en épocas lluviosas.

8.2 REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS

Para la nivelación del área y posteriormente construir la placa de piso y, para los rellenos causados por el movimiento de tierras y el reemplazo en la capa de material de cobertura vegetal y escombros con un espesor de 1.00 metro, se empleará un material seleccionado cumpliendo con las siguientes especificaciones: Los materiales para la colocación del material seleccionado tipo AFIRMADO (INV-E Artículo 311 – 13); este material puede ser grava natural o material proveniente de la trituración de fragmentos rocosos o una mezcla de ambos. Las partículas deberán ser duras y resistentes, de características uniformes, libres de terrones de arcilla u otras sustancias objetables.

Para prevenir segregaciones y garantizar la obtención de los niveles de densidad y resistencia exigidos por la presente especificación, el material que suministre el constructor deberá dar lugar a una curva granulométrica uniforme y sensiblemente paralela a los límites de la franja autorizada, sin saltos bruscos en la parte superior de un tamiz a la inferior del adyacente o viceversa. El tamaño máximo nominal del agregado por utilizar no podrá exceder la mitad del espesor de la capa compactada.

Se deberán ajustar a alguna de las franjas granulométricas que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 13. Franjas granulométricas del material de afirmado.

TIPO DE GRADACIÓN	TAMIZ (mm / U.S. Standard)							
	37.5	25.0	19.0	9.5	4.75	2.00	0.425	0.075
	1 ½"	1"	3/4"	3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200
	% PASA							
A-38	100	-	80-100	60-85	40-65	30-50	13-30	9-18
A-25	-	100	90-100	65-90	45-70	35-55	15-35	10-20
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	0 %	7 %			6 %			3 %

8.3 RELLENOS

Por la existencia de una capa con cobertura vegetal o arena contaminada de 1.0 m de espesor y un suelo limoso de alta plasticidad y expansión, se considera factible realizar el movimiento de tierras pertinente (Corte y relleno) para la nivelación de este; de tal manera, que la cota final de piso del Establecimiento Penitenciario y Carcelario se encuentre sobre un suelo de mejores características y propiedades que aporta mayor resistencia para soportar las cargas de la estructura.

Los materiales serán colocados por capas con espesores no mayores a 0.15 m, humedecidos y compactados hasta obtener densidades secas mayores o iguales al 95% de lo correspondiente al Proctor modificado, (Norma ASTM D 1557). También es necesario destacar que el material a implementar para los rellenos requeridos del proyecto será un material granular seleccionado, bien gradado, libre de contaminación orgánica, raíces y terrones de arcilla.

El material de afirmado no se descargará hasta que se compruebe que la superficie sobre la cual se va a apoyar tenga la densidad apropiada y el terreno este nivelado de acuerdo con las cotas indicadas.

La fracción del material ya preparado de base granular tipo afirmado que pase el tamiz N. 40 deberá presentar un índice plástico entre 4% y 9%. El desgaste del agregado, determinado mediante la máquina de los Ángeles, no podrá ser superior al cincuenta por ciento (50%). El agregado triturado no deberá mostrar señales de desintegración ni pérdida mayor de doce por ciento (12%) o de dieciocho por ciento (18%), al someterlo a cinco ciclos en la prueba de solidez en sulfato de sodio o magnesio, respectivamente.

La compactación se efectuará longitudinalmente, comenzando por los bordes exteriores y avanzando hacia el centro, traslapando en cada corrido un ancho no menor de la mitad del ancho del rodillo compactador y hasta lograr alcanzar una densidad seca máxima del 95% medida en el laboratorio mediante el ensayo de Proctor Modificado (Norma ASTM D 1557).

8.4 OTRAS RECOMENDACIONES

Es importante realizar los movimientos de tierra necesarios para que los elementos de fundación (zapatas, vigas y placa de piso) se apoyen sobre un suelo portante de mejores propiedades y ofrezca una capacidad admisible tolerable para las cargas de todo el Establecimiento.

Por la existencia de limos con alto grado de expansión, se recomienda no sembrar árboles cercanos a las estructuras, ya que las raíces pueden extraer una cantidad sorprendentemente grande de agua durante la estación de crecimiento y pueden llegar a producir asentamientos locales y agrietamientos de las estructuras cercanas.

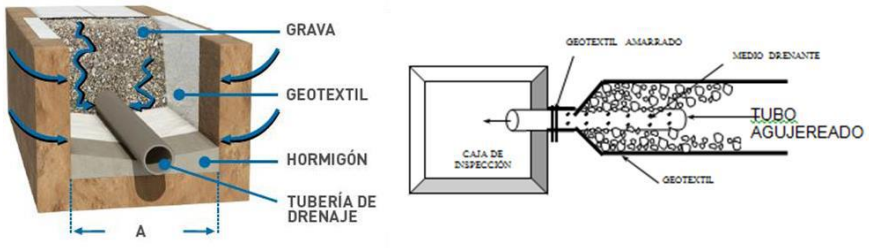
Otro aspecto que se debe tener en cuenta para el diseño estructural es que las estructuras capaces de permanecer inmunes y sin distorsión a pesar de estar apoyadas directamente en suelo expansivos, deben poseer gran resistencia y rigidez.

Se aclara que las capas de material contaminado se deben retirar de toda el área de construcción por no tener la capacidad de soporte suficiente para las cargas que transmitirá la estructura; de modo tal, que la placa de piso del edificio sea resistida por un suelo con mejores características físicas y mecánicas, como un material seleccionado tipo afirmado.

El material que se retire de las excavaciones, tanto de la cimentación (zapatas y vigas) como de las capas superficiales, no se recomienda utilizarlo como material de relleno y debe ser retirado de las áreas intervenidas.

Las áreas perimetrales a la edificación deberán adecuarse con pendientes transversales y longitudinales (2%-10%) y cunetas revestidas, que permitan la rápida evacuación de las aguas e impidan la infiltración de estas en los suelos soporte de la fundación. Así mismo, se recomienda construir un andén en el perímetro de la estructura que sea de fácil acceso, con un ancho no inferior a 1.0 metro.

Se deberá realizar un diseño hidráulico que garantice que las aguas lluvias no serán vertidas directamente hacia las estructuras ni correrán libremente por la zona de injerencia del establecimiento penitenciario. Este diseño deberá contar con cunetas de corona y canaletas de recolección de aguas de la cubierta para ser conducidas a una zona de descarga. En consecuencia al requerimiento de un diseño hidráulico, se recomienda construir en el espaldar un muro un filtro francés, el cual se encargará de evacuar cualquier tipo de escorrentía que llegue a la estructura; deberá ser de por lo menos 0.40 m de espesor y cubrirá por lo menos el 90% de altura sobresaliente del espaldón, llevará como medio drenante una tela geotextil tipo NT 1600 y como medio filtrante grava de 1.5'' a 2'' de diámetro, en el fondo llevara una tubería perforada de 4'' de diámetro la cual se encargará de recoger las aguas y llevarlas hacia una zona de descarga fuera de la zona de influencia del edificio.



Teniendo en cuenta que la profundidad máxima de las excavaciones para las zapatas será de 1.50 m; es necesario que durante el proceso constructivo se cuente con un plan de contingencia para

excavaciones, en el cual se determine los riesgos potenciales, las personas involucradas, mecanismos de aviso, medidas de protección y rutas de evacuación.

Es importante implementar un sistema de drenaje generoso que permita la recolección y evacuación de las aguas infiltradas o de escorrentía, previniendo así la aparición de empujes, erosiones, etc., En este orden de ideas, se recomienda la utilización de recubrimientos en concreto o piedra pegada, canales, cunetas, etc.

El primer paso para la construcción y fundida de la placa de piso del edificio, es la instalación de las redes del sistema hidráulico, cuidadosamente colocadas en cajas rellenas, luego de atrancar y sellar las uniones de las respectivas tuberías, esto en prevención de fugas que puedan afectar y/o modificar las condiciones normales del suelo de cimentación.

Las tuberías de servicio, aguas blancas o negras serán instaladas de acuerdo con la normatividad vigente, prefiriéndose los tubos de tipo flexibles tales como los de PVC o Polietileno; especial cuidado merecerán las juntas, para evitar filtraciones de agua que puedan afectar el terreno de fundación, si es necesario deberá construirse sistemas de captación de aguas en el perímetro de la estructura, tales como; drenes y canaletas.

En ningún caso se puede reutilizar el material de excavación ni mucho menos el suelo contaminado que existe en el área a intervenir, dado que no aporta ningún tipo de resistencia para apoyar el edificio. Es importante que ese material se retire del área y sea reemplazado por un material con mejores características y propiedades geotécnicas, tal como se indica en el inciso 6.2., del presente informe.

Para las puertas y ventanas se deberá construir una viga dintel perimetral, en concreto armado de un ancho igual al del muro y de un peralte de 1.5 veces el ancho, puede ser armado con un acero de 3/8" arriba y abajo, continuos con zunchos a cada 0.30 m.

Los materiales sobrantes de las excavaciones deberán disponerse en los sitios aprobados por la Interventoría y la autoridad ambiental y sanitaria competente y se deberá cumplir con la normatividad ambiental actual que rige en nuestro país, preservando el ecosistema presente en el entorno.

Es importante que el Ingeniero Calculista, tenga en cuenta para la cota de cimentación la capacidad admisible del terreno; el análisis de asentamientos; el uso adecuado del sistema de cimentación; el perfil estratigráfico del presente estudio; las recomendaciones de mejoramiento del suelo si aplica y por último las especificaciones contempladas en la NSR-10.

Como recomendación y en aras de construir una cimentación segura y estable para la edificación, es necesario que al realizar los diseños estructurales se tenga en cuenta la velocidad básica del viento al momento de presentarme un fenómeno natural, como los huracanes de acuerdo a las provisiones dadas en el Código ASCE 7-16; la velocidad básica del viento para la Isla de San Andrés, está alrededor de 200 km/h (56 m/s), para la categoría de riesgo I – Edificios y otras estructuras cuyo colapso representa un bajo riesgo para la vida humana.

9 LIMITACIONES

Las recomendaciones contenidas en este informe están basadas en las condiciones del subsuelo establecidas como típicas a partir de los trabajos de investigación descritos, de acuerdo con la práctica normal en la rama de geotecnia.

Aunque se considera que el alcance de los trabajos ejecutados es adecuado para definir las condiciones del subsuelo en el área del proyecto y emitir las recomendaciones geotécnicas a las que haya lugar; se solicita a nuestros Clientes informar de inmediato a esta Consultoría cualquier diferencia en la estratigrafía o cambio en los diseños, con el fin de tomar los correctivos del caso.

10 DOCUMENTOS DE REFERENCIA

- Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).
- Instituto Nacional de Vías (INVIAS), 2013, Normas de ensayo de materiales para Suelos, Bogotá.
- AASHTO, ASTM, 1994, Book of Standards. V 4.08 y 4.09, Philadelphia.
- Braja M. Das. (2008). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, CENGAGE Learning, México.
- Ralph B. Peck (1987). Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Limusa, México.
- Bowles, J. E. Manual de Laboratorio de Suelos en la Ingeniería Civil. Mc. Graw Hill Latinoamericana.
- Promedios Climatológicos 1971–2000 (en español). Instituto de Hidrología Meteorología y Estudios Ambientales. Archivado desde el original el 15 de agosto de 2016. Consultado el 15 de agosto de 2016.
- VARGAS CUERVO, Germán. Geología de la Isla de San Andrés. GEOLOGÍA COLOMBIANA No. 29. diciembre 2004.

11 ANEXOS

Anexo 1 Ubicación de Sondeos *47*
Anexo 2 Perfiles estratigráficos *50*
Anexo 3 Ensayos de laboratorio *54*
Anexo 4 Memoria de calculo *65*
Anexo 5 Memorial de Responsabilidad *68*

Anexo 1 Ubicación de Sondeos



Proyecto:	Consultoría Nº USPEC -CT – 354 - 2023	CLIENTE:	CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIONES CIVILES S.A.S.			
Localización:	Sector de SCHOONER BIGHT, San Andrés Islas	DISEÑADO POR:	ING. KAREN BAENA OLAVE			
Coordenadas: X, y	12°33´21.96" Norte; 81°43´28.47" Oeste	FECHA:	SEPT./2024	ESCALA: N/A	UNIDAD: METRO	PLANO: 1/1

Hernando Solano Ruedo
Ingeniero Civil – mat.
MP 25202-25125

Anexo 2 Perfiles estratigráficos

PROYECTO:	ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023	**FECHA RECEPCIÓN:**	17-sep
LOCALIZACIÓN:	CARCEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES	**FECHA ENSAYO:**	21-sep
CLIENTE:	CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS	**SONDEO No:**	1
		PROFUNDIAD:	3,0 MTS

REGISTRO DE EXPLORACION DEL SUBSUELO

PROFUNDIDAD(MS)	USCS	DESCRIPCION MATERIAL	PERFIL	GOLPES
0,00 – 1,00		MATERIAL DECOBERTURA Y ESCOMBROS (0, - 1,00)		6
1,00 – 2,00		LIMO DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENA COLOR BLANCO (1,0 - 2,0)		13
2,00 – 3,00		LIMO DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENA COLOR BLANCO (2,0 - 3,0)		RECHAZO 50 GOL
3,00 – 4,00				
4,00 – 5,00				
5,00 – 6,00				

OBSERVACIONES: Las propundidades son tomadas desde el actual nivel del terreno

HERNANDO SOLANO RUEDA

RECIBI:

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023
LOCALIZACIÓN: CARCEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES
CLIENTE: CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS

FECHA RECEPCIÓN: 17-sep
FECHA ENSAYO: 21-sep
SONDEO No: 2
PROFUNDIAD: 6,0 MTS

REGISTRO DE EXPLORACION DEL SUBSUELO

PROFUNDIDAD(MS)	USCS	DESCRIPCION MATERIAL	PERFIL	GOLPES
0,00 – 1,00		MATERIAL DE COBERTURA Y ESCOMBROS (0,-1,0)		6
1,00 – 2,00		LIMO DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENA (1,0 -2,0)		29
2,00 – 3,00		LIMO DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENA (2,0 -3,0)		RECHAZO 50 GOL
3,00 – 4,00		LIMO DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENA (3,0 -6,0)		
4,00 – 5,00				
5,00 – 6,00				

OBSERVACIONES: Las propundidades son tomadas desde el actual nivel del terreno

HERNANDO SOLANO RUEDA

RECIBI:

PROYECTO:	ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023	**FECHA RECEPCIÓN:**	18-sep
LOCALIZACIÓN:	CARCEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES	**FECHA ENSAYO:**	22-sep
CLIENTE:	CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES S	**SONDEO No:**	3
		PROFUNDIAD:	3,0 MTS

REGISTRO DE EXPLORACION DEL SUBSUELO

PROFUNDIDAD(MS)	USCS	DESCRIPCION MATERIAL	PERFIL	GOLPES
0,00 – 1,00		LIMO DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENA COLOR HABANO (0,0 - 1,0)		13
1,00 – 2,00		LIMO DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENA COLOR BLANCO (1,0 - 2,0)		29
2,00 – 3,00		LIMO DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENACOLOR BLANCO (2,0 - 3,0)		RECHAZO 50 GOL
3,00 – 4,00				
4,00 – 5,00				
5,00 – 6,00				

OBSERVACIONES: Las propundidades son tomadas desde el actual nivel del terreno

HERNANDO SOLANO RUEDA

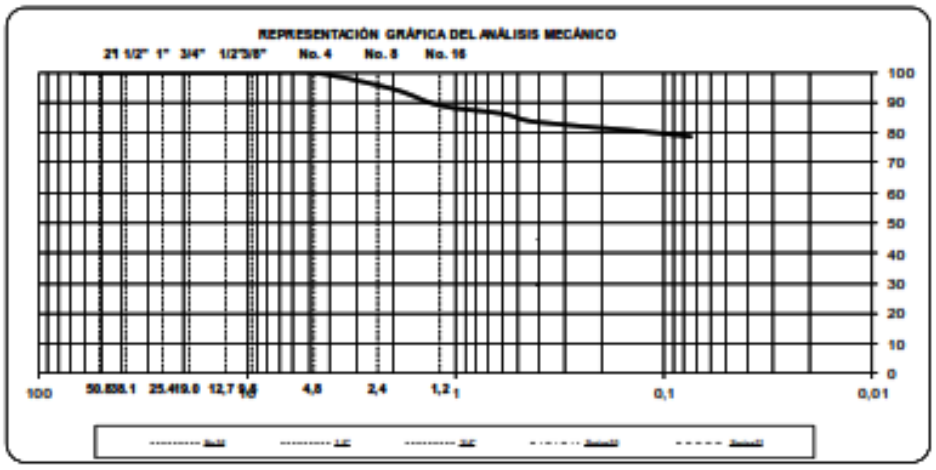
RECIBI:

Anexo 3 Ensayos de laboratorio

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023
FECHA RECEPCIÓN: 19-sep-24
UBICACIÓN: CAN ROEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES
FECHA ENSAYO: 21-sep-24
SOLICITANTE: CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS
DESCRIPCIÓN: SONDEO 01 DE 2 A 3 MTGS

GRANULOMETRIA AGREGADO GRUESO (NTC77)

ABER DEL TAMIZ (mm)	(pulg)	Peso RET. (g)	(%) RETENIDO	(%) RET. ACUM.	(%) PASA	ESPECIFICACION Limite superic	Limite inferior
63,5	2 1/2"	0,0	0,0	0,0	100,0		
50,0	2"	0,0	0,0	0,0	100,0		
38,1	1 1/2	0,0	0,0	0,0	100,0		
25,4	1"	0,0	0,0	0,0	100,0		
19,0	3/4"	0,0	0,0	0,0	100,0		
12,7	1/2"	0,0	0,0	0,0	100,0		
9,5	3/8"	0,0	0,0	0,0	100,0		
4,8	No. 4	0,0	0,0	0,0	100,0		
2,0	No. 10	10,0	5,5	5,5	94,5		
1,2	No. 16	10,0	5,5	11,0	89,0		
0,6	No. 30	5,0	2,7	13,7	86,3		
0,42	No. 40	5,0	2,7	16,5	83,5		
0,15	No. 100	5,0	2,7	19,2	80,8		
0,08	No. 200	4,0	2,2	21,4	78,6		
FONDO	FONDO	143,0	78,6	100,0			



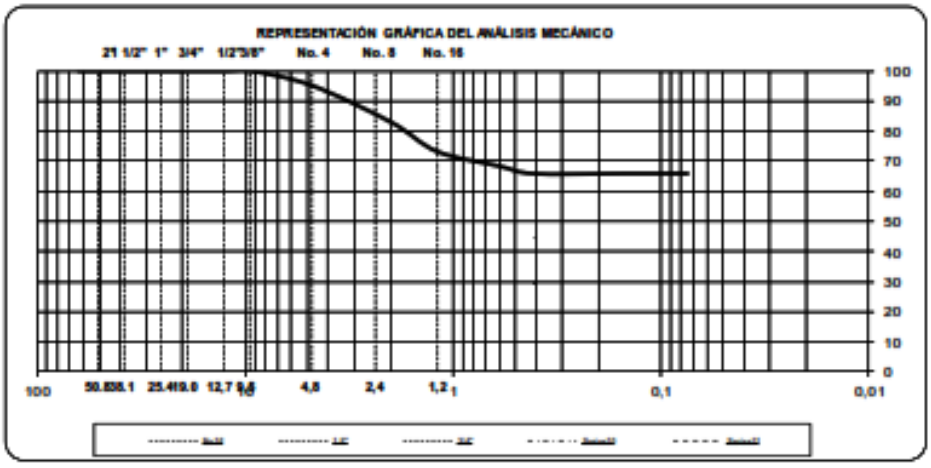
Peso inicial seco: 182,0 g
Humedad Natural 29,1%
Observaciones:
Tamaño máximo (mm)
Tamaño máx. nominal (mm)

HERNANDO SOLANO RUEDA ING. CIVIL UN

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023
FECHA RECEPCIÓN: 19-sep-24
UBICACIÓN: CANROEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES
FECHA ENSAYO: 21-sep-24
SOLICITANTE: CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS
DESCRIPCIÓN: SONDEO 02 SONDEO 1 A 2 MTS

GRANULOMETRIA AGREGADO GRUESO (NTC77)

ABER DEL TAMIZ (mm)	(pulg)	Peso RET. (g)	(%) RETENIDO	(%) RET. ACUM.	(%) PASA	ESPECIFICACIÓN Limite superic	Limite inferior
63,5	2 1/2"	0,0	0,0	0,0	100,0		
50,0	2"	0,0	0,0	0,0	100,0		
38,1	1 1/2	0,0	0,0	0,0	100,0		
25,4	1"	0,0	0,0	0,0	100,0		
19,0	3/4"	0,0	0,0	0,0	100,0		
12,7	1/2"	0,0	0,0	0,0	100,0		
9,5	3/8"	0,0	0,0	0,0	100,0		
4,8	No. 4	10,0	4,9	4,9	95,1		
2,0	No. 10	25,0	12,3	17,2	82,8		
1,2	No. 16	20,0	9,8	27,0	73,0		
0,6	No. 30	10,0	4,9	31,9	68,1		
0,42	No. 40	5,0	2,5	34,3	65,7		
0,15	No. 100	0,0	0,0	34,3	65,7		
0,08	No. 200	0,0	0,0	34,3	65,7		
FONDO	FONDO	134,0	65,7	100,0			



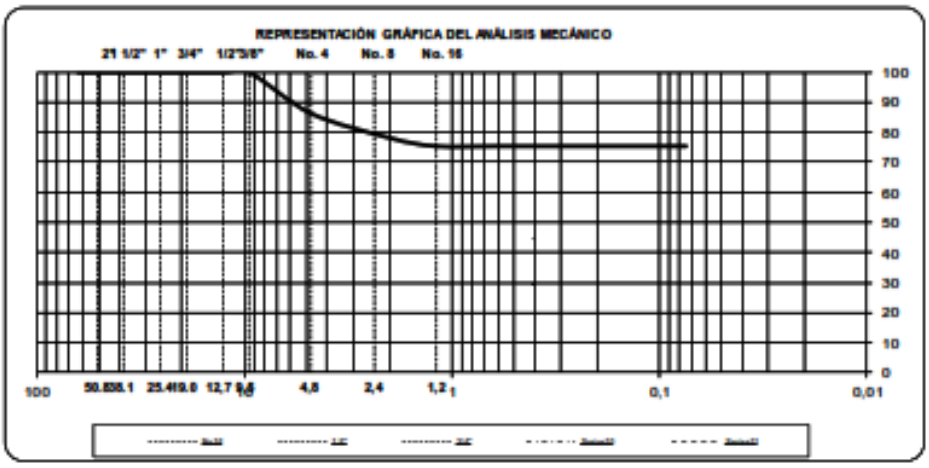
Peso inicial seco: 204,0 g
Humedad Natural 39,7%
Tamaño máximo (mm)
Tamaño máx. nominal (mm)
Observaciones:

HERNANDO SOLANO RUEDA ING. CIVIL UN

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023
FECHA RECEPCIÓN: 23-abr-24
UBICACIÓN: CANRCEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES
FECHA ENSAYO: 25-abr-24
SOLICITANTE: CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS
DESCRIPCIÓN: SONDEO 03 DE 1 A 2 MTS

GRANULOMETRÍA AGREGADO GRUESO (NTC77)

ABER. DEL TAMIZ (mm)	(pulg)	Peso RET. (g)	(%) RETENIDO	(%) RET. ACUM.	(%) PASA	ESPECIFICACION Limite superi	Limite inferior
63,5	2 1/2"	0,0	0,0	0,0	100,0		
50,0	2"	0,0	0,0	0,0	100,0		
38,1	1 1/2	0,0	0,0	0,0	100,0		
25,4	1"	0,0	0,0	0,0	100,0		
19,0	3/4"	0,0	0,0	0,0	100,0		
12,7	1/2"	0,0	0,0	0,0	100,0		
9,5	3/8"	0,0	0,0	0,0	100,0		
4,8	No. 4	25,0	13,8	13,8	86,2		
2,0	No. 10	15,0	8,3	22,1	77,9		
1,2	No. 16	5,0	2,8	24,9	75,1		
0,6	No. 30	0,0	0,0	24,9	75,1		
0,42	No. 40	0,0	0,0	24,9	75,1		
0,15	No. 100	0,0	0,0	24,9	75,1		
0,08	No. 200	0,0	0,0	24,9	75,1		
FONDO	FONDO	136,0	75,1	100,0			



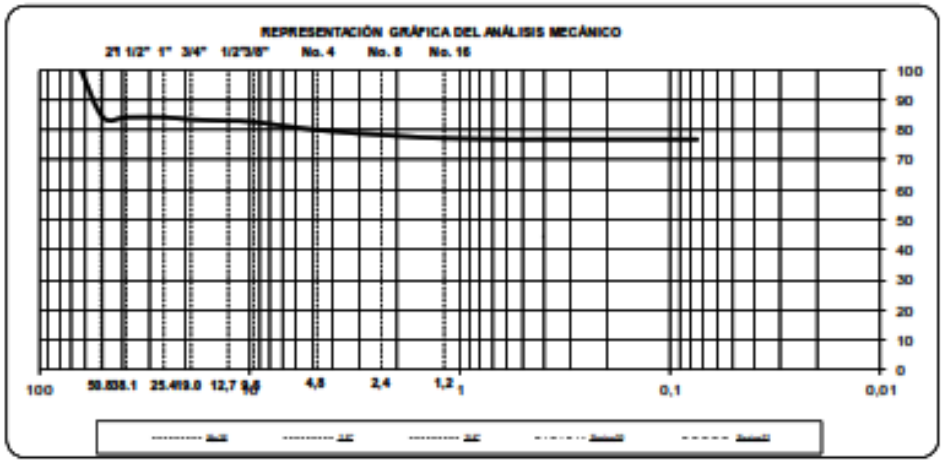
Peso inicial seco: 181,0 g
Humedad Natural 40,9%
Tamaño máximo (mm)
Tamaño max. nominal (mm)
Observaciones:

HERNANDO SOLANO RUEDA ING CIVIL UN

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023
FECHA RECEPCIÓN: 23-abr-24
UBICACIÓN: CARCEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES
FECHA ENSAYO: 25-abr-24
SOLICITANTE: CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS
DESCRIPCIÓN: SONDEO 03 DE 2 A 3 MTS

GRANULOMETRÍA AGREGADO GRUESO (NTC 77)

ABER. DEL TAMIZ (mm)	(pulg)	Peso RET. (g)	(%) RETENIDO	(%) RET. ACUM.	(%) PASA	ESPECIFICACION Limite superio	Limite inferior
63,5	2 1/2"	0,0	*0,0*	*0,0*	*100,0*		
50,0	2"	201,0	*15,8*	*15,8*	*84,2*		
38,1	1 1/2	0,0	*0,0*	*15,8*	*84,2*		
25,4	1"	0,0	*0,0*	*15,8*	*84,2*		
19,0	3/4"	10,0	*0,8*	*16,6*	*83,4*		
12,7	1/2"	5,0	*0,4*	*17,0*	*83,0*		
9,5	3/8"	5,0	*0,4*	*17,4*	*82,6*		
4,8	No. 4	35,0	*2,7*	*20,1*	*79,9*		
2,0	No. 10	25,0	*2,0*	*22,1*	*77,9*		
1,2	No. 16	10,0	*0,8*	*22,9*	*77,1*		
0,6	No. 30	5,0	*0,4*	*23,3*	*76,7*		
0,42	No. 40	0,0	*0,0*	*23,3*	*76,7*		
0,15	No. 100	0,0	*0,0*	*23,3*	*76,7*		
0,08	No. 200	0,0	*0,0*	*23,3*	*76,7*		
FONDO	FONDO	977,0	*76,7*	*100,0*			



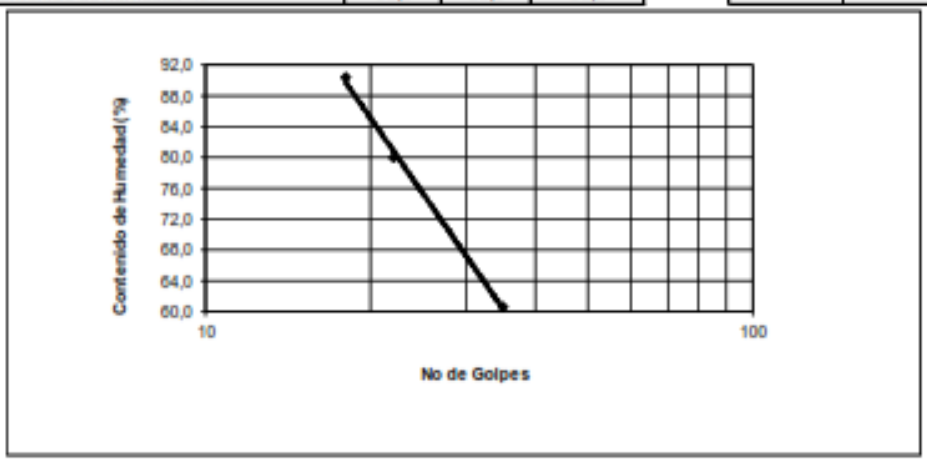
Peso inicial seco: 1273,0 g
Humedad Natural 14,6%
Tamaño máximo (mm)
Tamaño máx. nominal (mm)
Observaciones:

HERNANDO SOLANO RUEDA ING. CIVIL UN

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023
UBICACIÓN CARCEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES FECHA DE ENSAYO: 23-sep
CLIENTE CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS

Determinación del Limite Liquido			
Ensayo No:	1	2	3
Número de recipiente	1	2	3
Peso del suelo húmedo+recipiente grs	220,00	225,00	235,00
Peso del suelo seco + recipiente grs	201,00	205,00	215,00
Peso del recipiente grs	160,00	160,00	162,00
Número de golpes N.	16	22	35
Contenido de humedad %	90,5	80,0	60,6

Humedad Natural	
1	2



Determinación del Limite Plástico				
Ensayo No	1	2	3	Promedio
Recipiente No	1	2		
Peso del suelo Húmedo+recipiente grs	25,00	25,00		
Peso del suelo seco + recipiente grs	22,00	23,00		
Peso recipiente grs	14,00	14,00		
Contenido de humedad %	37,50	22,22		29,9

Limites de Atterberg fracción fina

Limite Liquido = 73,0 %
Limite Plástico = 29,9 %

IP = 0.73(LL-20) IP = 35,7

CLASIFICACION AAHSTO

Material limoso-arenoso
Pobre a malo como subgrado
A-7-5 Suelo arcilloso

CASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS (S.U.C.S)

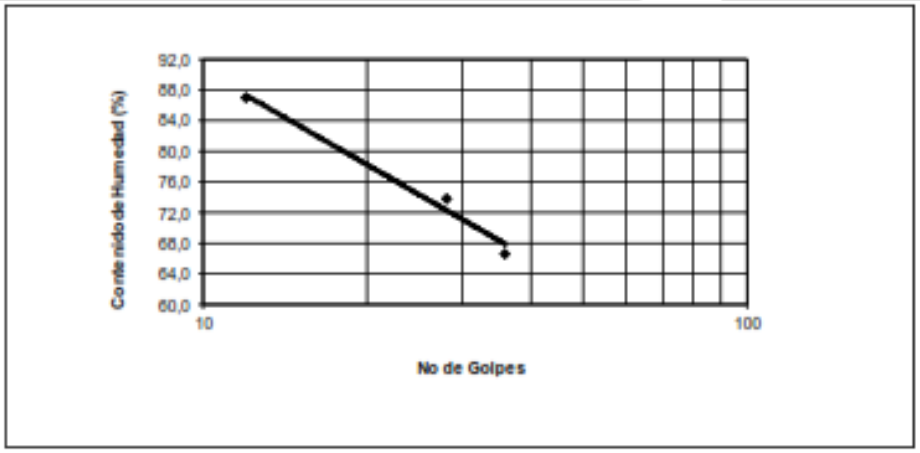
Suelo de particulas finas.
Limo alta plasticidad con arena MH

HERNANDO SOLANO

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023
UBICACIÓN CARCEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES FECHA DE ENSAYO: 21-sep
CLIENTE CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS

Determinación del Limite Liquido			
Ensayo No:	1	2	3
Número de recipiente	1	2	3
Peso del suelo húmedo+recipiente grs	315,00	312,00	310,00
Peso del suelo seco + recipiente grs	295,00	295,00	294,00
Peso del recipiente grs	272,00	272,00	270,00
Número de golpes N.	12	28	36
Contenido de humedad %	57,0	73,9	66,7

Humedad Natural	
1	2



Determinación del Limite Plástico				
Ensayo No	1	2	3	Promedio
Recipiente No	1	2		
Peso del suelo Húmedo+recipiente grs	25,00	26,00		
Peso del suelo seco + recipiente grs	23,00	24,00		
Peso recipiente grs	15,00	16,00		
Contenido de humedad %	25,00	33,33		29,2

Limites de Atterberg fracción fina

Limite Liquido =	74,0	%	IP = 0.73(LL-20) IP = 39,4
Limite Plástico =	29,2	%	

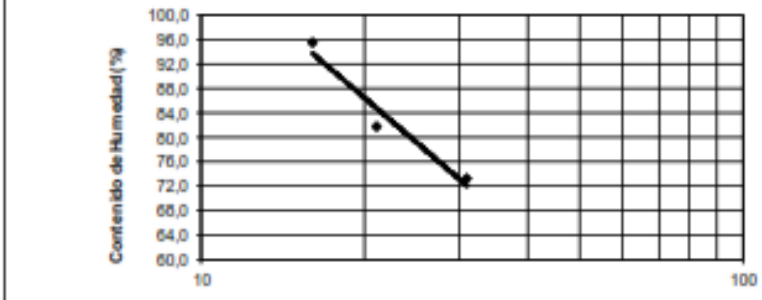
CLASIFICACION AAHSTO	CASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS (S.U.C.S)
Material limoso-arenoso	Suelo de particulas finas.
Pobre a malo como subgrado	**Limo alta plasticidad MH**
A-7-5 Suelo arcilloso	

HERNANDO SOLANO

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023
UBICACIÓN CARCEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES FECHA DE ENSAYO: 21-sep
CLIENTE CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS

Determinación del Limite Liquido			
Ensayo No:	1	2	3
Número de recipiente	1	2	3
Peso del suelo húmedo+recipiente grs	225,00	260,00	232,00
Peso del suelo seco + recipiente grs	203,00	224,00	210,00
Peso del recipiente grs	150,00	150,00	150,00
Número de golpes N	16	21	31
Contenido de humedad %	95,7	61,6	73,3

Humedad Natural	
1	2



Determinación del Limite Plástico				
Ensayo No	1	2	3	Promedio
Recipiente No	1	2		
Peso del suelo Húmedo+recipiente grs	22,00	24,00		
Peso del suelo seco + recipiente grs	20,52	21,50		
Peso recipiente grs	14,00	16,00		
Contenido de humedad %	22,70	45,45		34,1

Limites de Atterberg fracción fina

Limite Liquido =	60,0	%	IP = 0.73(LL-20) IP = 43,6
Limite Plástico =	34,1	%	

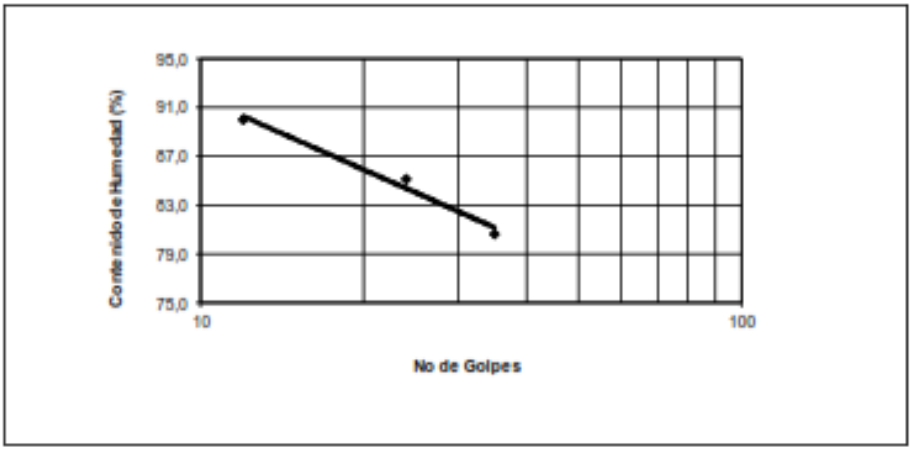
CLASIFICACION AAHSTO	CASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS (S.U.C.S)
Material limoso-arenoso	Suelo de particulas finas.
Pobre a malo como subgrado	**Limo alta plasticidad MH**
A-7-5 Suelo arcilloso	

HERNANDO SOLANO

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-354-2023
UBICACIÓN CARCEL NUEVA ESPERANZA SAN ANDRES FECHA DE ENSAYO: 21-sep
CLIENTE CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES CIVILES SAS

Determinación del Limite Liquido			
Ensayo No:	1	2	3
Número de recipiente	1	2	3
Peso del suelo húmedo+recipiente grs	232,00	225,00	236,00
Peso del suelo seco + recipiente grs	205,00	202,00	211,00
Peso del recipiente grs	175,00	175,00	180,00
Número de golpes N.	12	24	35
Contenido de humedad %	90,0	85,2	80,6

Humedad Natural	
1	2



Determinación del Limite Plástico				
Ensayo No	1	2	3	Promedio
Recipiente No	1	2		
Peso del suelo Húmedo+recipiente grs	20,00	18,00		
Peso del suelo seco + recipiente grs	18,50	17,00		
Peso recipiente grs	15,00	15,00		
Contenido de humedad %	42,86	50,00		46,4

Limites de Atterberg fracción fina

Limite Liquido =	85,0	%	IP = 0.73(LL-20) IP = 47,5
Limite Plástico =	46,4	%	

CLASIFICACION AAHSTO	CASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS (S.U.C.S)
Material limoso-arenoso	Suelo de particulas finas.
Pobre a malo como subgrado	**Limo alta plasticidad MH**
A-7-5 Suelo arcilloso	

HERNANDO SOLANO

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-
UBICACION CARCEL NUEVA ESPERANZA SAI **FECHA RECEPCI(**
CLIENTE: CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES (**FECHA ENSAYO:** 23-sep-24
DESCRIPCIÓN:

PESO UNITARIO SUELTO

MUESTRA		SONDEO 1 DE 2 A 3 MTS	SONDEO 2 DE 1 A 2 MTS	
W.s + W.r	(g)	2870	2810	
W.s	(g)	2480	2520	
W.r	(g)	400	405	
V.r	(cm^3)	1492	1492	
M.U.S	(kg/cm^3)	**1662**	**1689**	
Gs. Aparente (S)				
V= 100((S*W)-M.U.S.)/(S*W)	%			

PESO UNITARIO COMPACTO

MUESTRA		SONDEO 1 DE 2 A 3 MTS	SONDEO 2 DE 1 A 2 MTS	
W.s + W.r	(g)	2950	2980	
W.s	(g)	2690	2610	
W.r	(g)	390	385	
V.r	(cm^3)	1492	1492	
M.U.C	(kg/cm^3)	**1803**	**1749**	
Gs. Aparente (S)				
V= 100((S*W)-M.U.C.)/(S*W)	%			

DONDE:

W.s + W.r = Masa de la muestra mas el recipiente
W.r = Peso del recipiente
W.s = Peso de la muestra
V.r = Volumen del recipiente
M.U.S = Peso unitaria suelta
M.U.C = peso unitaria compacta
Gs. Gravedad especifica aparente (S) (base seca), determinada con las normas NTC176 Y237
W = Densidad del agua (998 kg/m^3)
V = % de vacios

OBSERVACIONES:

HERNANDO SOLANO RUEDA

PROYECTO:	ESTUDIO DE SUELOS CONTRATO DE CONSULTORIA No: USPEC-CT-		
UBICACION	CARCEL NUEVA ESPERANZA SAI	**FECHA RECEPCI**	
CLIENTE:	CONSULTORIA Y CONSTRUCCIONES (	**FECHA ENSAYO:**	23-sep-24
DESCRIPCIÓN:			

PESO UNITARIO SUELTO

MUESTRA		SONDEO 3 DE 1 A 2 MTS	SONDEO 2 DE 2 A 3 MTS	
W.s + W.r	(g)	2845	2790	
W.s	(g)	2435	2480	
W.r	(g)	385	390	
V.r	(cm^3)	1492	1492	
M.U.S	(kg/cm^3)	**1632**	**1662**	
Gs. Aparente (S)				
V= 100((S*W)-M.U.S.)/(S*W)	%			

PESO UNITARIO COMPACTO

MUESTRA		SONDEO 3 DE 1 A 2 MTS	SONDEO 2 DE 2 A 3 MTS	
W.s + W.r	(g)	2870	2975	
W.s	(g)	2700	2695	
W.r	(g)	385	390	
V.r	(cm^3)	1492	1492	
M.U.C	(kg/cm^3)	**1809**	**1806**	
Gs. Aparente (S)				
V= 100((S*W)-M.U.C.)/(S*W)	%			

DONDE:

W.s + W.r = Masa de la muestra mas el recipiente
W.r = Peso del recipiente
W.s = Peso de la muestra
V.r = Volumen del recipiente
M.U.S = Peso unitaria suelta
M.U.C = peso unitaria compacta
Gs. Gravedad especifica aparente (S) (base seca), determinada con las normas NTC176 Y237
W = Densidad del agua (998 kg/m^3)
V = % de vacios

OBSERVACIONES:

HERNANDO SOLANO RUEDA

Anexo 4 Memoria de calculo

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

CARGA ÚLTIMA DE CIMENTACIONES SOBRE EL TERRENO

DATOS GENERALES

Normativa	NSR-10
Anchura cimentación	1,0 m
Longitud cimentación	1,0 m
Profundidad plano de cimentación	1,5 m
Altura de empotramiento	1,5 m

ESTRATIGRAFÍA TERRENO

Espesor del estrato [m]	Peso especifico [kN/m³]	Peso especifico saturado [kN/m³]	Ángulo de rozamiento interno [°]	Cohesión [kN/m²]	Cohesión sin drenaje [kN/m²]	Módulo elástico [kN/m²]	Módulo edométrico [kN/m²]	Poisson	Coef. consolidac. primaria [cmq/s]	Coef. consolidación secundaria	Descripción
1,0	16,5	17,0	30,0	0,1	0,01	15000,0	0,0	0,25	0,0	0,0	Relleno sel.
1,0	16,3	16,5	0,0	35,0	3,5	7500,0	0,0	0,31	0,0	0,0	limo arenoso
4,0	18,06	18,63	0,0	80,0	8,0	17500,0	0,0	0,33	0,0	0,0	limo

Cargas de proyecto actuantes en cimentación

Nr.	Nombre combinación	Presión normal de proyecto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carga última	80,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Proyecto

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias

Nr	Corrección sísmica	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso especifico en cimentación	Peso especifico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	No	1	1	1	1	1	3	3

CARGA ÚLTIMA CIMENTACIÓN COMBINACIÓN...Carga última
Autor: MEYERHOF (1963)

Carga última [Qult]	240,53 kN/m²
Resistencia de proyecto[Rd]	80,18 kN/m²
Tensión [Ed]	80,18 kN/m²
Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	3,0
Condición de comprobación [Ed<=Rd]	Comprobado

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982)

Costante di Winkler	9621,2 kN/m³

Carga última

Autor: TERZAGHI (1955) (Condición drenada)

Factor [Nq]	1,0
Factor [Nc]	5,7
Factor forma [Sc]	1,3
Factor forma [Sg]	0,8
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1,0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1,0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1,0
Carga última	284,0 kN/m²
Resistencia de proyecto	94,67 kN/m²
Condición de comprobación [Ed<=Rd]	Comprobado

Autor: MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

Factor [Nq]	1,0
Factor [Nc]	5,14
Factor forma [Sc]	1,2
Factor profundidad [Dc]	1,0
Factor inclinación cargas [Ic]	1,0
Factor forma [Sq]	1,0
Factor profundidad [Dq]	1,0
Factor inclinación cargas [Iq]	1,0
Factor forma [Sg]	1,0
Factor profundidad [Dg]	1,0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1,0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1,0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1,0
Carga última	240,53 kN/m²
Resistencia de proyecto	80,18 kN/m²
Condición de comprobación [Ed<=Rd]	Comprobado

Anexo 5 Memorial de Responsabilidad

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, HERNANDO SOLANO RUEDA, identificado con cedula de ciudadanía No 5.795.744, Ingeniero Civil de profesión con Matricula Profesional No. 25202-23725 de Cundinamarca, certifico que he realizado el **CONTRATO DE CONSULTORIA No. USPEC-CT-354-2023 CUYO OBJETO ES LA: "CONSULTORÍA TÉCNICA PARA LA REALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA QUE PERMITA DETERMINAR EL TIPO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Y/O AMPLIACIÓN REQUERIDA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES DE LOS ESTABLECIMIENTOS PENITENCIARIOS Y CARCELARIOS DEL ORDEN NACIONAL A CARGO DEL INPEC"**.

Declaro que en el presente estudio se realizaron TRES (3) sondeos, lo cual cumple con lo establecido en la SECCIÓN 100 suelos INVIAS -13 y la NSR-10, y demás disipaciones legales que rigen al respecto.

La firma de este se realiza con la idoneidad del caso como lo señala el Articulo H.1.1.2.1, Ingeniero civil con 5 años de experiencia y/o estudios de postgrado en Geotecnia.

Atentamente,

HERNANDO SOLANO RUEDA.
Ingeniero Civil

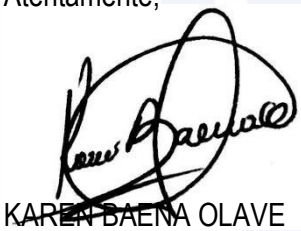
MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, **KAREN BAENA OLAVE**, identificado con cedula de ciudadanía No 40.857.962, Ingeniera Civil de profesión con Matricula Profesional No MAT. No. 08202-148460 ATL, certifico que he realizado el **CONTRATO DE CONSULTORIA No. USPEC-CT-3542023 CUYO OBJETO ES LA: "CONSULTORÍA TÉCNICA PARA LA REALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA QUE PERMITA DETERMINAR EL TIPO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Y/O AMPLIACIÓN REQUERIDA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES DE LOS ESTABLECIMIENTOS PENITENCIARIOS Y CARCELARIOS DEL ORDEN NACIONAL A CARGO DEL INPEC"**.

Declaro que en el presente estudio se realizaron TRES (3) sondeos, lo cual cumple con lo establecido en la SECCIÓN 100 suelos INVIAS -13 y la NSR-10, y demás disipaciones legales que rigen al respecto.

La firma de este se realiza con la idoneidad del caso como lo señala el Articulo H.1.1.2.1, Ingeniero civil con 5 años de experiencia y/o estudios de postgrado en Geotecnia.

Atentamente,



KAREN BAENA OLAVE
Ingeniera Civil
Esp. En Ingeniería de Fundaciones