

**EXPLORACIÓN GEOTECNICA E INSPECCIÓN
MULTIFAMILIARES LA FLORIDA PARQUE BLOQUE 8
BARRIO LA FLORIDA EN LA CIUDAD DE TUNJA
DEPARTAMENTO DE BOYACÁ**



**INFORME ELABORADO PARA:
ELIZABETH MAHECHA VALERO
ALVARO NIÑO GONZALEZ**

INFORME ELABORADO POR



A.P.P CONTROL INGENIERÍA

NIT: 900446925-7

CONTENIDO

| | | |
|-----|--|----|
| 1. | ASPECTOS GENERALES..... | 4 |
| 1.1 | Alcances..... | 4 |
| 1.2 | Ubicación..... | 4 |
| 1.3 | Zona de estudio..... | 6 |
| 1.4 | Causas de inestabilidad – estado actual..... | 8 |
| 1.5 | Categoría de la construcción - Descripción y Características del Proyecto -..... | 10 |
| 2. | TRABAJO DE EXPLORACIÓN - TRABAJO DE LABORATORIO..... | 12 |
| 2.1 | Muestreo - Pruebas in Situ..... | 12 |
| 2.2 | Muestreo - Pruebas in Situ..... | 12 |
| 2.3 | Pruebas en Laboratorio..... | 15 |
| 3. | CONSIDERACIONES GEOLOGICAS Y GEOMORFOLOGICAS..... | 19 |
| 4. | ESTRATIGRAFIA Y CARACTERISTICAS FISICOMECAÑICAS DEL SUELO..... | 20 |
| 4.1 | Estratigrafía..... | 23 |
| 4.2 | Características Físicas – Familias de Suelos..... | 25 |
| 4.3 | Nivel de agua freática..... | 26 |
| 4.4 | Potencial expansivo..... | 26 |
| 4.5 | Humedad de equilibrio, expansión y Presión de Expansión probable:..... | 28 |
| 4.6 | Consistencia del suelo:..... | 28 |
| 4.7 | Densidad relativa..... | 28 |
| 4.8 | Índice de Consistencia..... | 29 |
| 4.9 | Peso unitario del suelo..... | 29 |
| 5. | VALORES DE SISMICIDAD Y PARÁMETROS SISMO RESISTENTES - NSR 98 - 1030 | |
| 6. | SISTEMA DE CIMENTACIÓN, CAPACIDAD DE CARGA, ASENTAMIENTOS, MÓDULO DE BALASTO..... | 32 |
| 6.1 | Sistema y profundidad de cimentación:..... | 32 |
| 6.2 | Capacidad portante - Asentamientos:..... | 32 |
| 6.3 | Teoría de Meyerhof..... | 33 |
| 6.4 | Teoría Bowles..... | 37 |
| 7. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 39 |
| | ANEXOS..... | 40 |
| 1. | RESULTADOS ENSAYOS REALIZADOS..... | 41 |
| 2. | RESULTADOS DE ENSAYOS IN SITU “SPT ”..... | 44 |
| 3. | ENSAYOS DE LABORATORIO..... | 47 |
| 4. | REPORTE FOTOGRÁFICO..... | 50 |

LISTA DE TABLAS

| | | |
|---------|---|----|
| Tabla 1 | Clasificación de las unidades de Construcción por categorías..... | 10 |
| Tabla 2 | Número de ensayos de laboratorio realizados en cada sondeo..... | 18 |
| Tabla 3 | Clasificación de suelos expansivos..... | 27 |
| Tabla 4 | Clasificación de la consistencia del suelo..... | 28 |

| | |
|--|----|
| Tabla 5 Clasificación de la densidad relativa, ensayo SPT. | 29 |
| Tabla 6 Valores para diseño sismo resistentes. | 30 |
| Tabla 7 Capacidad Portante para cimientos cuadrados y rectangulares con un desplante de -0.7 metros. | 35 |
| Tabla 8 Asentamientos inmediatos a -0.7 m. Cimientos aislados. | 36 |
| Tabla 9 Capacidad Portante para cimientos cuadrados con un desplante de -3.0 metros. | 38 |

LISTA DE ESQUEMAS

| | |
|---|----|
| Esquema 1 Localización global del proyecto | 4 |
| Esquema 2 Zona de localización del Proyecto. | 5 |
| Esquema 3 Proyecto multifamiliares la florida parque. | 6 |
| Esquema 4 Multifamiliares la florida parque. | 7 |
| Esquema 5 Perfil de elevación. | 8 |
| Esquema 6 Bloque 8, torre afectada | 9 |
| Esquema 7 Distribución aproximada de los sondeos. | 14 |
| Esquema 8 Carta geológica del proyecto. | 19 |
| Esquema 9 Columna estratigráfica, sondeo 1. | 21 |
| Esquema 10 Columna estratigráfica – Sondeo 2. | 22 |
| Esquema 11 Bloque estratigráfico aproximado al subsuelo del proyecto. | 24 |
| Esquema 12 Clasificación unificada de suelos – Clasificación Aashto | 25 |
| Esquema 13 Variación de humedad – Sitios de exploración. | 26 |
| Esquema 14 Límites de Atterberg. | 27 |
| Esquema 15 Índice de Consistencia del suelo. | 29 |
| Esquema 16 Zona de amenaza sísmica. | 31 |
| Esquema 17 Esquema de cimentación torre 8 costados sur oriental y sur occidental. | 32 |
| Esquema 18 Sistema de cimentación implantado en la torre 8. | 33 |

LISTA DE FOTOS

| | |
|---|----|
| Foto 1 Estado actual del bloque 8. | 10 |
| Foto 2 Proceso de exploración realizado en campo. | 13 |
| Foto 3 Muestras alteradas e inalteradas recuperadas en los sitios de perforación. | 15 |
| Foto 4 Realizando ensayos de laboratorio. | 17 |
| Foto 5 Fachada principal bloque 8- | 50 |
| Foto 6 Estado actual interno. | 51 |
| Foto 7 Sondeo 1. | 52 |
| Foto 8 Muestreo sondeo 1. | 53 |
| Foto 9 Cimentación costado occidental. | 54 |
| Foto 10 Sondeo 2 costado oriental | 55 |
| Foto 11 muestras sondeo 2. | 56 |

1. ASPECTOS GENERALES

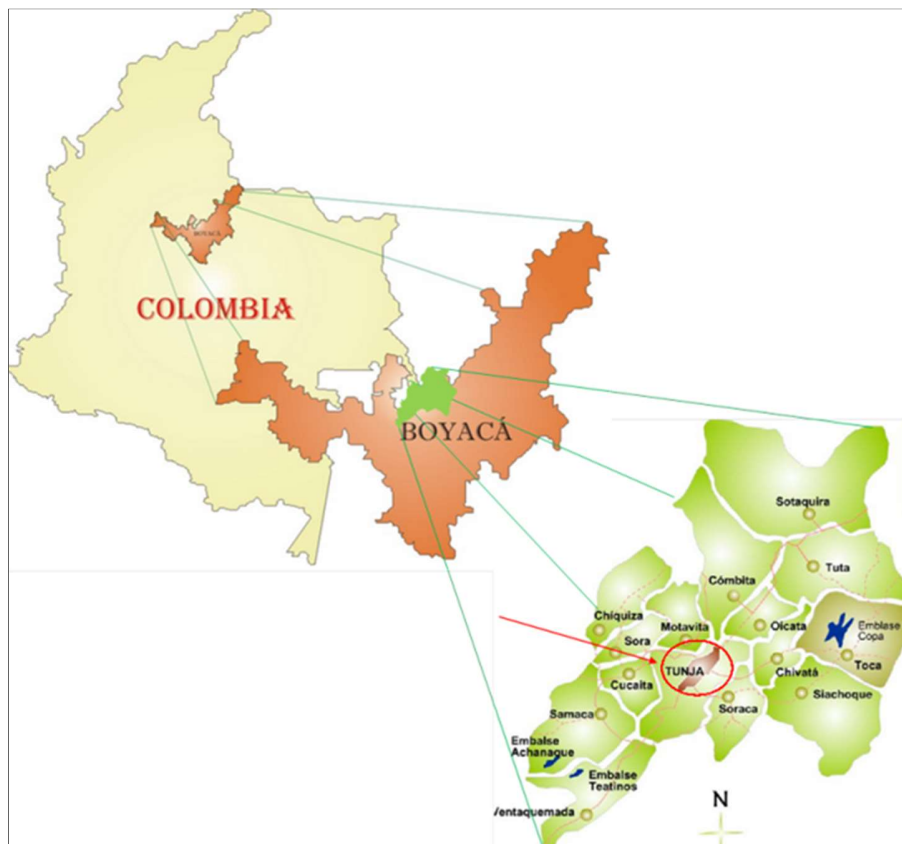
1.1 Alcances

En este informe se consigna la información geotécnica, obtenida en trabajos de la exploración del subsuelo los cuales constan de: una identificación visual en campo, ensayos in situ, registro de niveles freáticos, ensayos de laboratorio, caracterización de materiales, análisis de resultados, recomendaciones necesarias con el propósito de establecer el tipo de suelos y estratificación del subsuelo para evaluar y definir desde el punto de vista geotécnico, el tipo de cimentación actual y el estado del subsuelo contemplando los parámetros sísmo resistentes establecidos en la norma NSR 10 (Títulos A y H).

1.2 Ubicación

El sitio del proyecto se encuentra en la provincia centro del departamento de Boyacá, y se ubica en el barrio la florida al sur oriente de la ciudad de Tunja, en las calles 1ª y 1ª sur y las carreras 6 y 6d. Los siguientes esquemas muestran la localización aproximada del proyecto, del predio en análisis.

Esquema 1 Localización global del proyecto



1.3 Zona de estudio

La zona de estudio se caracteriza por presentar una topografía semi inclinada desde el costado occidental a oriental, con diferencias de niveles hasta de 9 metros.

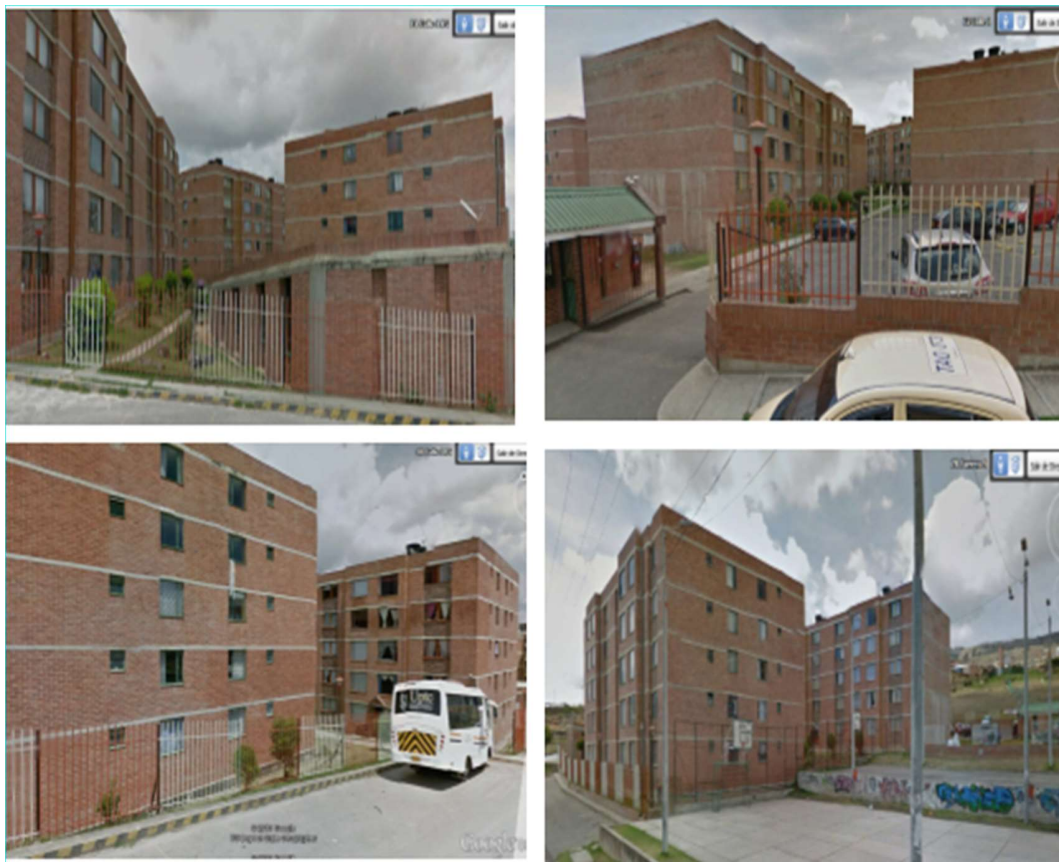
Se ubica el conjunto cerrado residencial Multifamiliares la florida parque, la cual se conforma de 9 torres de 5 pisos construidas en mampostería estructural en el años de 1999

Esquema 3 Proyecto multifamiliares la florida parque.



Fuente: Google Earth.

Esquema 4 Multifamiliares la florida parque.



Esquema 5 Perfil de elevación.



1.4 Causas de inestabilidad – estado actual

Se produjo una onda explosiva en el bloque 8 en el apartamento 104, al manipular materiales detonantes, lo que desencadena el colapso de algunas paredes dentro de dicho apartamento, así como la afectación de la torre en algunos apartamentos y se genera una radio de afectación de 4 metros a la redonda dejando como resultado 28 daños en vidrios de las demás torres de apartamentos dentro del conjunto y algunas viviendas aledañas a estos. A continuación se observan fotografías del estado actual del sitio del siniestro donde es posible apreciar el estado actual del sistema estructural del edificio. Existen fisuras y grietas, así como pérdida de elementos estructurales debido a la magnitud de la onda.

Esquema 6 Bloque 8, torre afectada



Se instaló un sistema estructural de parales y cerchas temporalmente para garantizar la estabilidad.

Foto 1 Estado actual del bloque 8.



1.5 Categoría de la construcción - Descripción y Características del Proyecto -

Como lo plantea la norma sismo resistente NSR 10 en el título A, la construcción se ubica en la categoría media. Las cargas en columnas oscilan entre 801 a 4000KN, como se observa en la Tabla 1.

Tabla 1 Clasificación de las unidades de Construcción por categorías.

| Categoría de la unidad de construcción | Según los niveles de Construcción | Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN) |
|--|-----------------------------------|---|
| Baja | Hasta 3 niveles | Menores de 800 kN |
| Media | Entre 4 y 10 Niveles | Entre 801 y 4000 kN |
| Alta | Entre 11 y 20 Niveles | Entre 4001 y 8000 |
| Especial | Mayor de 20 Niveles | Mayores de 8000 kN |

Fuente: NSR 10

El proyecto consiste en reforzar la torre 8 y reconstruir al apartamento 104, de acuerdo al presente estudio de suelos y a la patología estructural con el fin de garantizar la estabilidad globalmente.

2. TRABAJO DE EXPLORACIÓN - TRABAJO DE LABORATORIO

2.1 Muestreo - Pruebas in Situ

El trabajo de campo se llevó a cabo el día 8 de Noviembre de 2013, las condiciones climatológicas fueron de tiempo seco, la temperatura promedio fue de 18°C y durante los días de exploración se registraron lloviznas.

2.2 Muestreo - Pruebas in Situ

Basados en el tipo de construcción y con base a las estipulaciones de la, NSR 10, y las estipulaciones del presente proyecto, se ejecutaron trabajos de campo que permitieran determinar las características y propiedades geomecánicas de los materiales presentes en el subsuelo para estudio el presente geotécnico preliminar de la siguiente forma:

- 2 sondeos manuales a profundidades que oscilaron entre 2.5 y 3.5 metros, donde se encontró estrato de material que presentaba consistencia firme, el cual presentaba rechazo al ser sometido a la prueba de penetración normal estándar.

Se recuperaron muestras de la siguiente manera:

Inalteradas: SH se recuperaron en tubos de pared delgada (Schelby), proceso que se realizó cada 0.50 m, o cada metro dependiendo del terreno encontrado y las características de este.

Alteradas: SS el muestreo se efectuó en forma alterada con tubo partido siguiendo el método de penetración estándar, de acuerdo con la norma A.S.T.M. 158699, (Método terzagui- INV E-111-07) el cual consiste en hincar a base de golpes una cuchara muestreadora de 60 cm de largo, 5.08 cm de diámetro exterior y 3.49 cm de diámetro interior mediante la energía proporcionada por una masa de 64 kg de peso que es dejada caer libremente de una altura de 75 cm, el número de golpes necesarios para que la cuchara penetre los 30 cm intermedios nos dan idea de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Este tipo de muestras se recuperaron donde el suelo presentaba una consistencia dura o lentes arenosos.

Las siguientes fotografías muestran el proceso de exploración realizado para exploración del suelo.

Foto 2 Proceso de exploración realizado en campo.



Esquema 7 Distribución aproximada de los sondeos.



Se realizó descripción visual (*INVE 102-07*) de las muestras extraídas en cada profundidad con el fin de establecer propiedades físicas in situ y elaborar el respectivo reporte estratigráfico. En la Foto 3 se observan las muestras recuperadas en cuchara partida y tubos de pared delgada, donde se puede observar que la consistencia del suelo es firme y corresponde a suelos finos conformados por arcillas limoarenosas principalmente.

Foto 3 Muestras alteradas e inalteradas recuperadas en los sitios de perforación.



2.3 Pruebas en Laboratorio

Para caracterizar las propiedades de las muestras recuperadas y determinar parámetros de resistencia se realizaron los siguientes ensayos:

Sobre las muestras inalteradas extraídas de cada profundidad se determinó:

- Contenido natural de agua (*INV E 122-07*),
- Peso unitario total y seco, (*ASTM D4943*)
- Resistencia a la compresión inconfiada (*INV E 152-07*),
- Límites de Atterberg (*INV E 125-126-07*),
- Lavado sobre el Tamiz N° 200 (*INV E 123-07*).

Sobre las muestras alteradas extraídas se determinó:

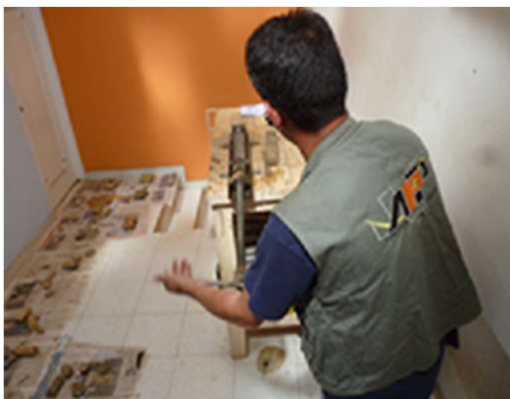
- Contenido natural de agua (*INV E 122*).
- Límites de Atterberg (*INV E 125-126-07*),
- Lavado sobre el Tamiz N° 200 (*INV E 123-07*).
- Peso unitario total y seco, (*ASTM D4943*)

Durante el proceso de secado y extendido de las muestras se realizó inspección visual (*INV E 102-07*) para verificar el estado y la variación de ellas con el clima en cuanto a resistencia y color.

Con los resultados de los ensayos, se clasificó el suelo por el sistema unificado de suelos (SUCS) donde se determinaron familias predominantes en el subsuelo y para las cuales se obtuvieron valores de resistencia para establecer el comportamiento del suelo y con base en este definir el tipo y la profundidad de cimentación.

Todos los ensayos se realizaron bajo las especificaciones contempladas en las normas INVÍAS y ASTM.

Foto 4 Realizando ensayos de laboratorio.



La Tabla 2 muestra el número de pruebas realizadas en cada sondeo. Los resultados de los ensayos se presentan en el anexo 1.

Tabla 2 Número de ensayos de laboratorio realizados en cada sondeo.

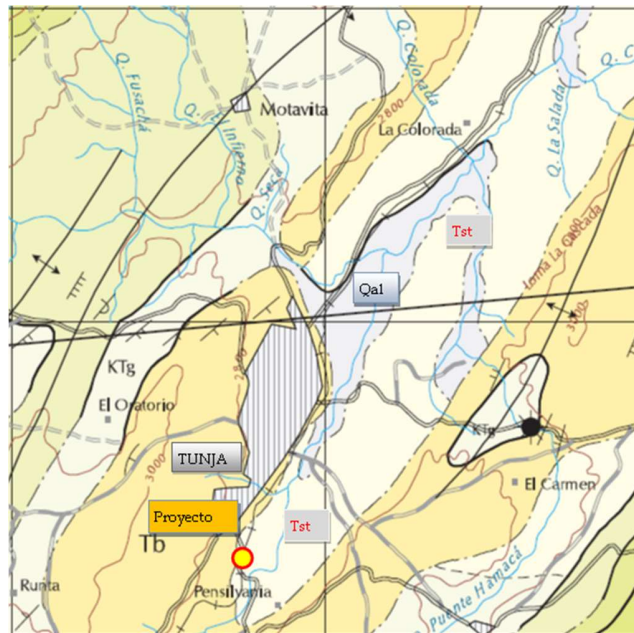
| CANTIDAD DE ENSAYOS | | SONDEO 1 | SONDEO 2 |
|-------------------------------|--|----------|----------|
| PRUEBAS DE LABORATORIO | Humedad Natural - INV E 122-07 | 5 | 6 |
| | Límite Líquido - INV E 125-07 | 2 | 5 |
| | Límite Plástico - INV E 125-07 | 2 | 5 |
| | Densidad Peso unitario | 2 | 2 |
| | Lavado en el tamiz 200 - INV E 123-07 | 5 | 5 |
| ENSAYOS DE RESISTENCIA | Resistencia Qu - INV E 152-07 | 0 | 2 |
| | Penetración normal NF de Campo INV E-111-07 | 2 | 1 |
| | Penetrometro de bolsillo ASTM D-1558 (Kg/cm ²) | 0 | 2 |

| CANTIDAD DE ENSAYOS | | TOTAL |
|-------------------------------|--|-------|
| PRUEBAS DE LABORATORIO | Humedad Natural - INV E 122-07 | 11 |
| | Límite Líquido - INV E 125-07 | 7 |
| | Límite Plástico - INV E 125-07 | 7 |
| | Densidad Peso unitario | 4 |
| | Lavado en el tamiz 200 - INV E 123-07 | 10 |
| ENSAYOS DE RESISTENCIA | Resistencia Qu - INV E 152-07 | 2 |
| | Penetración normal NF de Campo INV E-111-07 | 3 |
| | Penetrometro de bolsillo ASTM D-1558 (Kg/cm ²) | 2 |

3. CONSIDERACIONES GEOLOGICAS Y GEOMORFOLOGICAS

Las formaciones geológicas que se encuentran en área de estudio se encuentran plasmadas en la plancha 191 correspondiente a Tunja y establecida por Ingeominas, allí se ubican suelos pertenecientes a las formaciones tilatá (Tst) y Bogotá (Tb). La primera está conformada alternativamente de gredas, capas arenosas y cascajos con unos 150 m de espesor visible. Presenta materiales horizontales homogéneos. La formación Bogotá se compone de una sucesión monótona de arcillolita abigarrada de colores gris, violeta y rojo en forma de bancos, separados por niveles de areniscas arcillosas blancas a amarillas. Aflora en ambos flancos del sinclinal de Tunja y Ventaquemada y también en algunas zonas del anticlinal de Puente de Boyacá. Según Van Der Hammen (1958), ha sido datada del Paleoceno superior, Eoceno inferior.¹

Esquema 8 Carta geológica del proyecto.



Fuente: <http://www.ingeminas.gov.co/>

¹ Estudios de amenaza y microzonificación sísmica, vulnerabilidad estructural y evaluación de escenarios de daño

4. ESTRATIGRAFIA Y CARACTERISTICAS FISICOMECAICAS DEL SUELO.

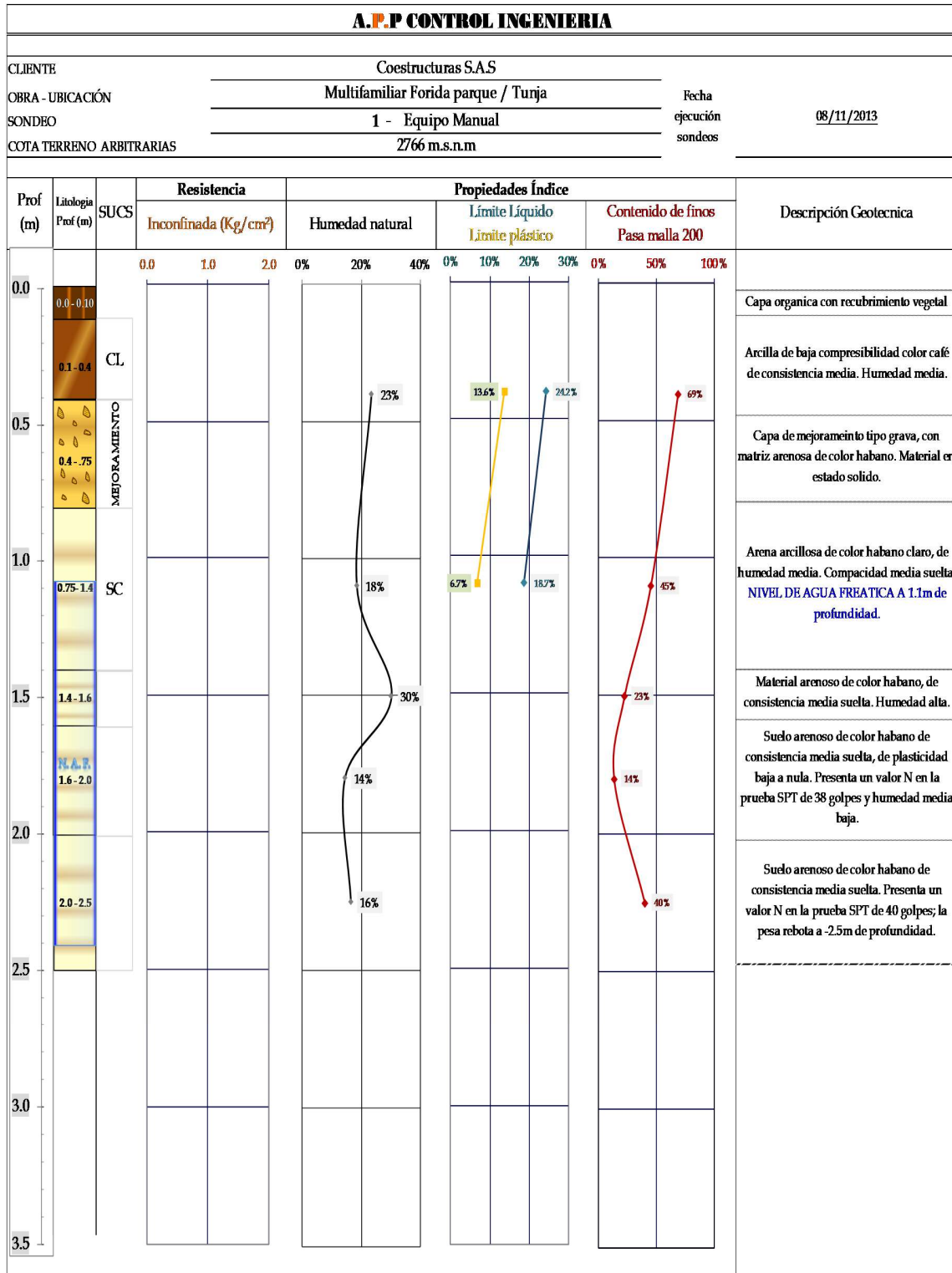
En los sitios de exploración se identificaron suelos que corresponde al mismo origen y formación geológica; el suelo es homogéneo en el área de estudio.

En los sitios de exploración se identifica un suelo conformado inicialmente por una capa de material orgánico con recubrimiento vegetal, debajo de la cual se observa una capa de arcilla color café con presencia de suelo arenoso de consistencia media. Infrayaciendo dicha capa se encuentra un estrato de material tipo grava de matriz arenosa color amarillo claro, usado como material de mejoramiento del suelo natural. Más abajo se encontraron suelos arenosos y arcillosos de color habano y café, los cuales mostraron consistencia blanda a media. Se encontró nivel de agua freática en el sondeo 1 por debajo de 1.1m. La humedad determinada en el suelo, fue de tipo media-alta en la totalidad de la profundidad explorada.

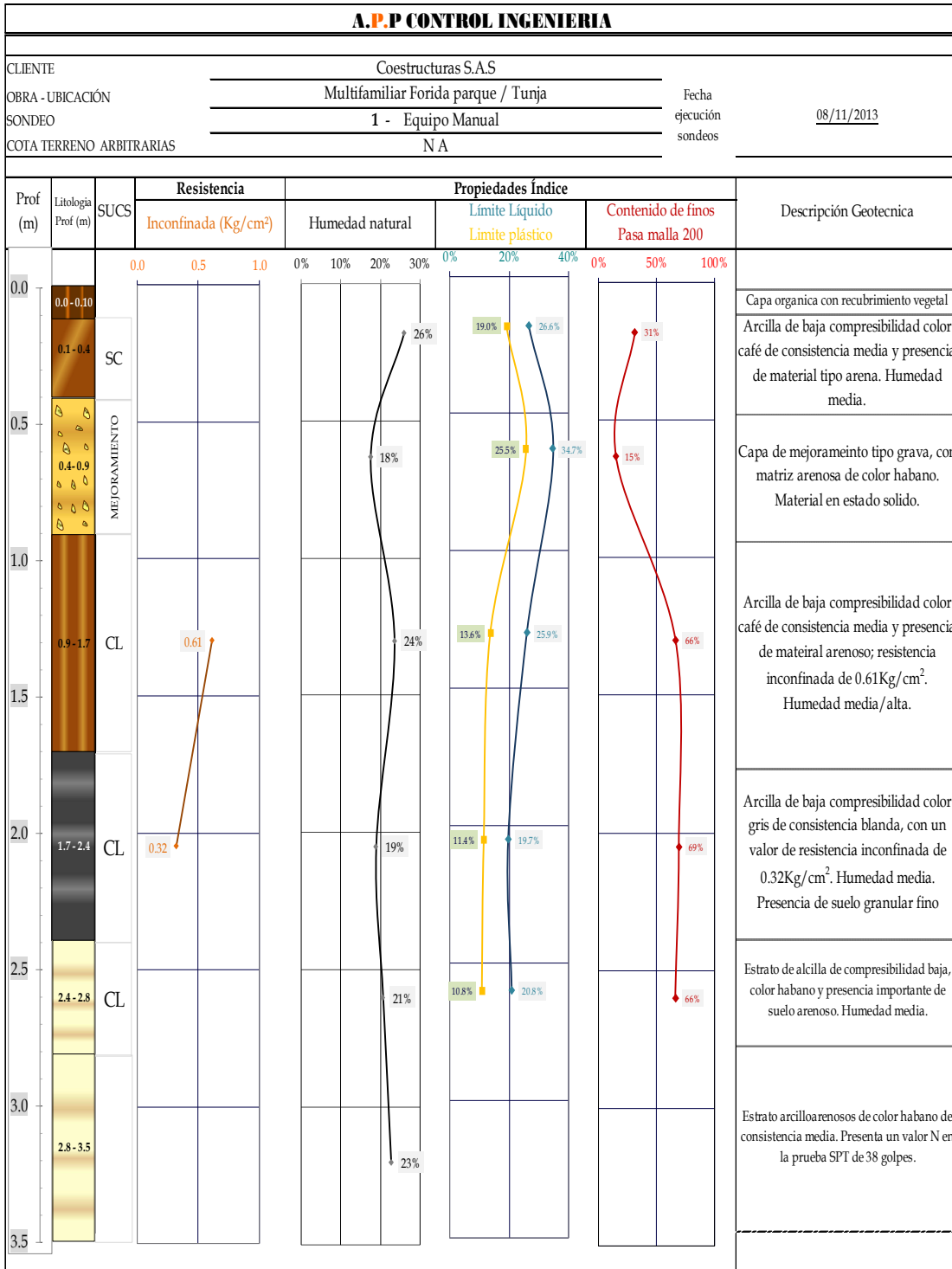
Con base en los datos obtenidos en campo mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), se determinaron los valores aproximados de ángulo de fricción interno y la resistencia no drenada (Cu) por las teorías de Peck, Hanson, Thornburn, Kishida, Hatanaka, entre otras. (Anexo 2)

A continuación se presentan las columnas estratigráficas obtenidas en cada sitio de exploración, donde se describen de forma detallada los estratos de suelos y características fisicomecánicas de estos a diferentes profundidades; se visualiza la variación de parámetros físicos y mecánicos. El anexo 3 muestra los ensayos ejecutados a las muestras recuperadas del suelo.

Esquema 9 Columna estratigráfica, sondeo 1.



Esquema 10 Columna estratigráfica – Sondeo 2.



4.1 Estratigrafía

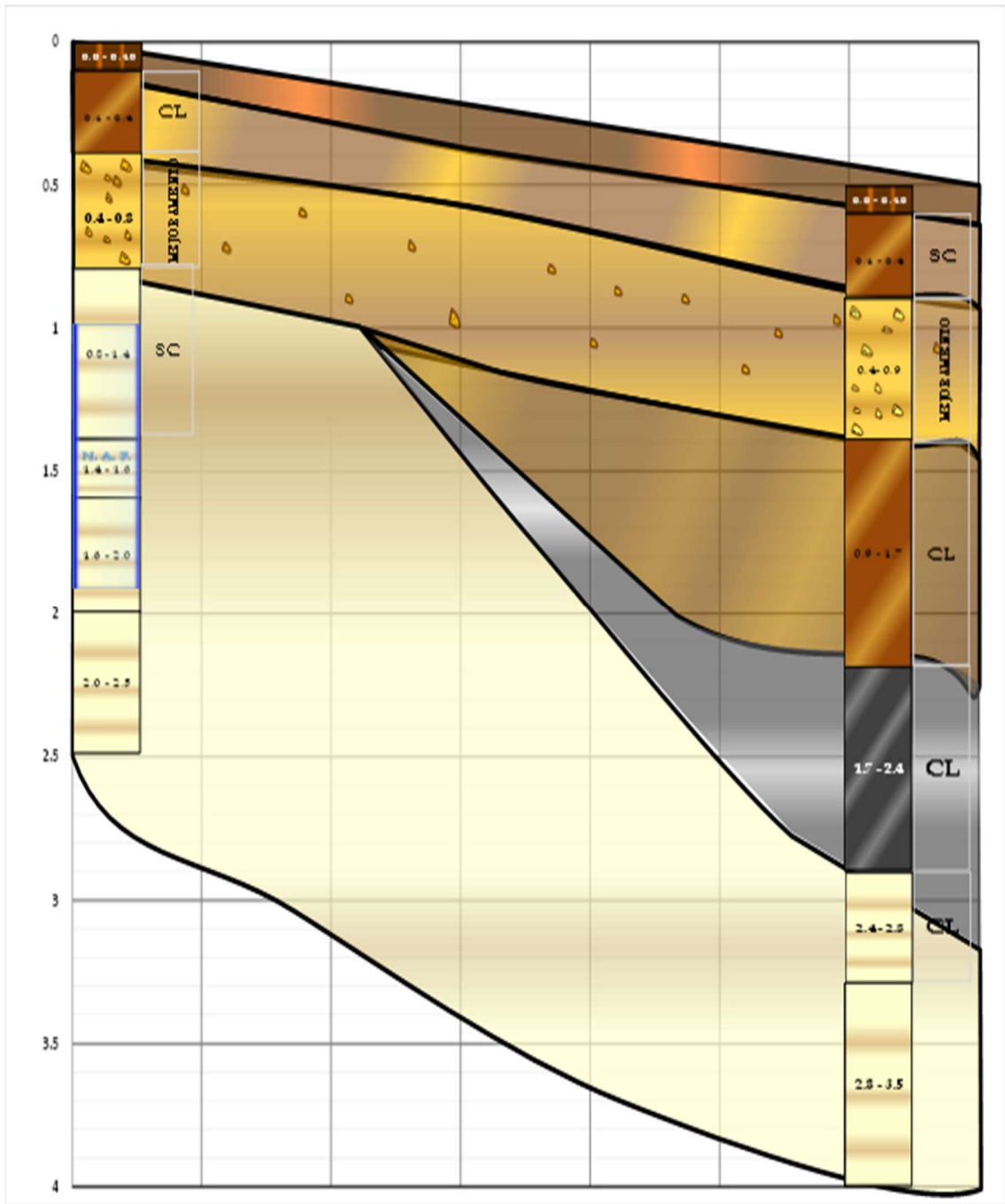
Los estratos identificados en la exploración, presentan la siguiente distribución estratigráfica:

- **0.0 a 0.1m:** capa orgánica de color café oscuro con recubrimiento vegetal.
- **0.1m a 0.4m:** Arcilla de color café de baja compresibilidad con presencia de material arenoso. El estrato presenta consistencia media y porcentaje de humedad natural que varía de 23% a 26%.
- **0.4m a 0.8/0.9m:** Estrato de material de grava con matriz arenosa de color amarillo de compacidad media suelta, el cual se encuentra en estado sólido. La humedad registrada en el mismo fue de 18%.
- **0.8/0.9m a 2.5/3.5m:** Estrato de suelo mayormente arenoso color habano claro con presencia de arcilla (sondeo 1) y arcilla con arena de color café/gris a habano claro (sondeo 2). Se observa un valor de consistencia de blanda a media, debido al tipo de suelo junto con los porcentajes de humedad de tipo media/alta. Se encontró nivel de agua freática a -1.1m de profundidad en el sondeo 1. Los valores de penetración mediante la prueba SPT oscilaron los 40 golpes por debajo de 2m.

Basados en el estudio de suelos por la firma Geotecnia e ingeniería Ltda realizado en 1998, se puede afirmar que inferior a 3.5 metros se encuentran suelos de gravas areno arcillosas de compacidad media a alta, seguido de limos arenosos y arenas arcillosas hasta alcanzar una profundidad de 7.5 metros donde alcanzaron la profundidad máxima.

El Esquema 8 muestra una aproximación al corte del suelo inspeccionado.

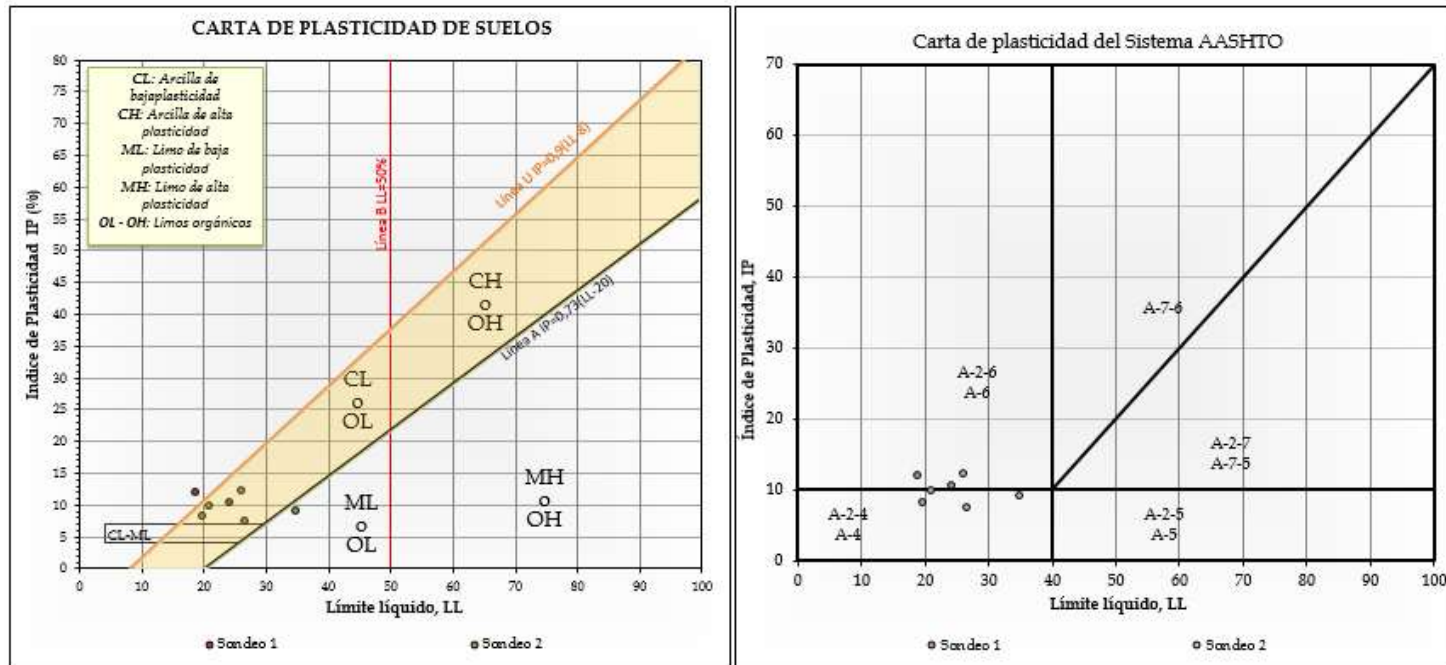
Esquema 11 Bloque estratigráfico aproximado al subsuelo del proyecto.



4.2 Características Físicas – Familias de Suelos

Los suelos inspeccionados presentan propiedades similares entre sí, el color predominante es el café con amarillo y habano. De acuerdo con la clasificación SUCS y AASHTO se observa que los suelos predominantes son SC-SM-CL y A-4/A-6 respectivamente.

Esquema 12 Clasificación unificada de suelos – Clasificación Aashto

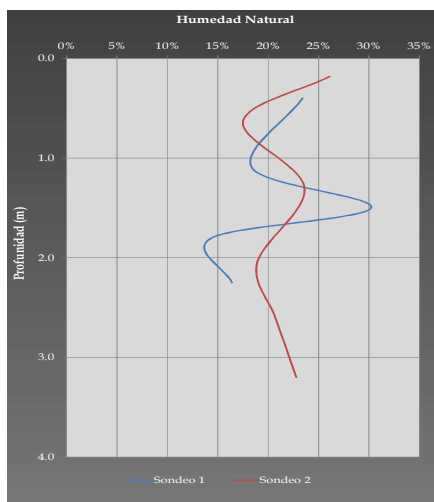


4.3 Nivel de agua freática

En las perforaciones ejecutadas se registraron niveles de agua freática en el sondeo 1 a -1.1 metros. También se pudo identificar una saturación del suelo superficialmente debido a las lluvias que ocurren, las cuales infiltran el subsuelo por percolación a estratos inferiores, y dadas la permeabilidad del suelo por ser de características arenosas principalmente es fácil atravesar dicho estrato aumentando la presión de poros en las estructuras internas, lo que genera reducciones en la capacidad de soporte. Debido a las consideraciones anteriores, se debe garantizar el manejo adecuado de las aguas producto de escorrentía puesto que pueden generar daños a futuro en la estructura al generarse un escenario totalmente saturado que incremente pérdidas de resistencia en el subsuelo así como asentamientos por consolidación. Durante el proceso de excavaciones que se realicen, éstas se deberán hacer en el menor tiempo posible para evitar filtraciones de agua hacia el subsuelo, que debiliten la estructura, alterando las propiedades que presenta actualmente.

A continuación se observa la variación de la humedad en los diferentes sondeos, para los cuales, se obtuvieron valores entre 14 y 30%.

Esquema 13 Variación de humedad – Sitios de exploración.



4.4 Potencial expansivo

La Tabla 3, muestra una clasificación de expansión y plasticidad en función de las propiedades índice del suelo. (*Límite líquido e índice de plasticidad*), la cual nos proporciona una idea del comportamiento del suelo especialmente si este entra en contacto con agua y se mantiene en periodos prolongados.

Tabla 3 Clasificación de suelos expansivos.

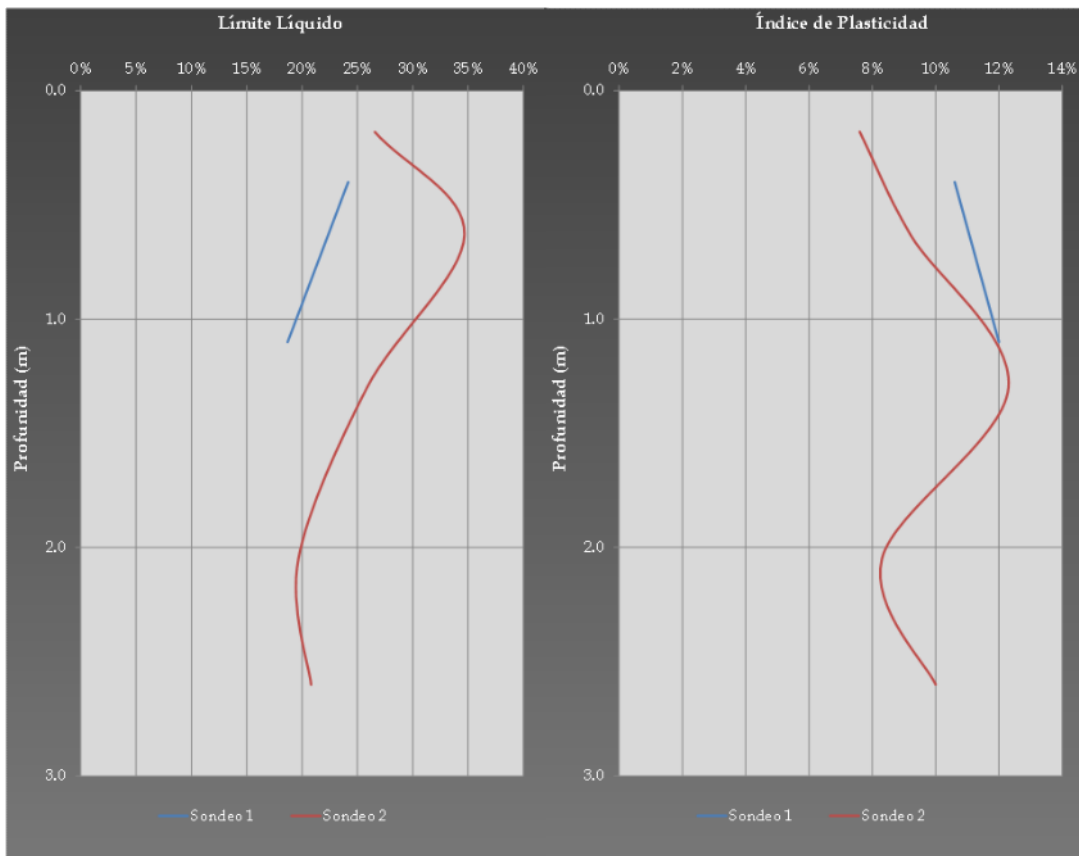
| Potencial de Expansión | Límite Líquido LL (%) | Índice de Plasticidad IP (%) |
|------------------------|-----------------------|------------------------------|
| Muy Alto | > 63 | > 32 |
| Alto | 50 - 63 | 23 - 45 |
| Medio | 39 - 50 | 23 - 34 |
| Bajo | < 39 | < 20 |

Fuente NSR 10.

Con base a esta clasificación se observa que los resultados obtenidos de las pruebas realizadas a las muestras recuperadas del suelo, están en el rango de **plasticidad y potencial expansivo bajo a nulo**; los valores de límite líquido varían entre 18 y 34% y el índice de plasticidad alcanza un valor hasta de 12%.

El siguiente esquema muestra la tendencia de las variables mencionadas anteriormente.

Esquema 14 Límites de Atterberg.



4.5 Humedad de equilibrio, expansión y Presión de Expansión probable:

La humedad de equilibrio se estimó con la ecuación que contempla la norma NSR-10 en el título H, la cual tiene en cuenta el valor del límite líquido.

El porcentaje de expansión se determinó con correlaciones propuestas por Woodward y Lundgren.

Para estimar el grado de presión de expansión que posiblemente tendrá el suelo dadas las condiciones físicas y mecánicas que este presenta, se emplearon los valores obtenidos de los límites (*líquido y plástico*), y el contenido actual de humedad.

El suelo identificado presenta contenidos de humedad natural superiores a la humedad de equilibrio en la profundidad explorada. De acuerdo a la caracterización realizada se determinó un comportamiento elástico y de acuerdo al potencial expansivo estimado (bajo), los cambios volumétricos que se alcancen en caso de que aumenten los niveles de agua en el suelo podrían ser en magnitudes bajas. Sin embargo, se debe dar un manejo adecuado en la recolección de aguas y evitar la saturación del subsuelo, teniendo en cuenta los niveles freáticos hallados.

La expansión arrojó valores entre 0.3 y 1.0%, con presiones de expansión hasta de 1.2 ton/m². (Ver anexo 1)

4.6 Consistencia del suelo:

La Tabla 4 muestra una clasificación de la consistencia del suelo con base en la prueba de compresión inconfiada (*INV E 152-07*) para las cuales se obtuvieron valores de 0.32 a 0.61 kg/cm², la consistencia del suelo en su mayoría es intermedia para los suelos recuperados.

Tabla 4 Clasificación de la consistencia del suelo.

| Consistencia del suelo | Resistencia a la compresión inconfiada Kg/cm ² |
|------------------------|---|
| | Kg/cm ² |
| Muy blanda | < 0.25 |
| Blanda | 0.25 - 0.50 |
| Mediana | 0.50 - 1.00 |
| Firme | 1.00 - 2.00 |
| Muy Firme | 2.00 - 4.00 |
| Dura | > 4.00 |

Fuente: (*INV E 152-07*) Compresión inconfiada en muestras de suelos.

4.7 Densidad relativa

Como algunos estratos son arenosos, se evalúa la compacidad (densidad relativa) con el resultado de la prueba SPT teniendo en cuenta la clasificación propuesta por Terzagui. La compacidad del suelo se ubica en la categoría de medianamente densa

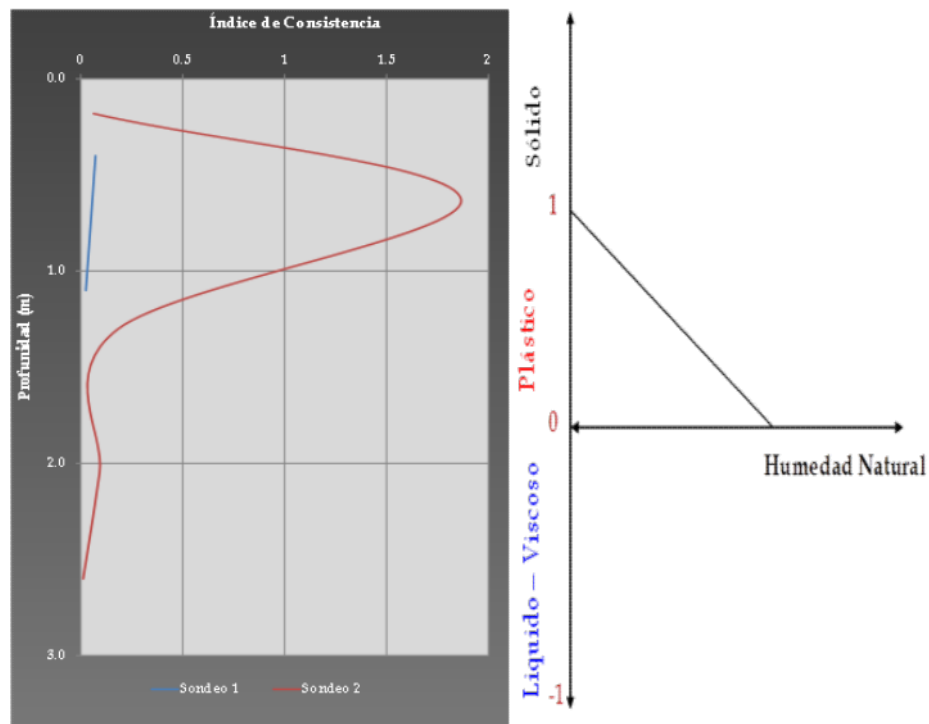
Tabla 5 Clasificación de la densidad relativa, ensayo SPT.

| No Golpes/30cm (N) | Densidad Relativa |
|--------------------|--------------------|
| 0 - 4 | Muy suelta |
| 4 - 10 | Suelta |
| 10 - 30 | Medianamente Densa |
| 30 - 50 | Densa |
| + de 50 | Muy Densa |

4.8 Índice de Consistencia

Con el índice de consistencia puede evaluarse la condición actual que presenta el suelo en base al límite líquido, índice de plasticidad y el contenido de humedad actual. El índice de consistencia del suelo arrojó valores entre 0.01 y 1.87, lo que indica que la consistencia del suelo es constante y se encuentra en estado muy plástico.

Esquema 15 Índice de Consistencia del suelo.



4.9 Peso unitario del suelo

El suelo presenta valores de peso unitario total entre 1.78 ton/m³ y 1.95 ton/m³, y se maneja un promedio de 1.85 ton/m³.

El suelo presenta valores de peso unitario entre 1.37 ton/m³ y 1.59 ton/m³, y se maneja un promedio de 1.51 ton/m³.

5. VALORES DE SISMICIDAD Y PARÁMETROS SISMO RESISTENTES - NSR 98 - 10

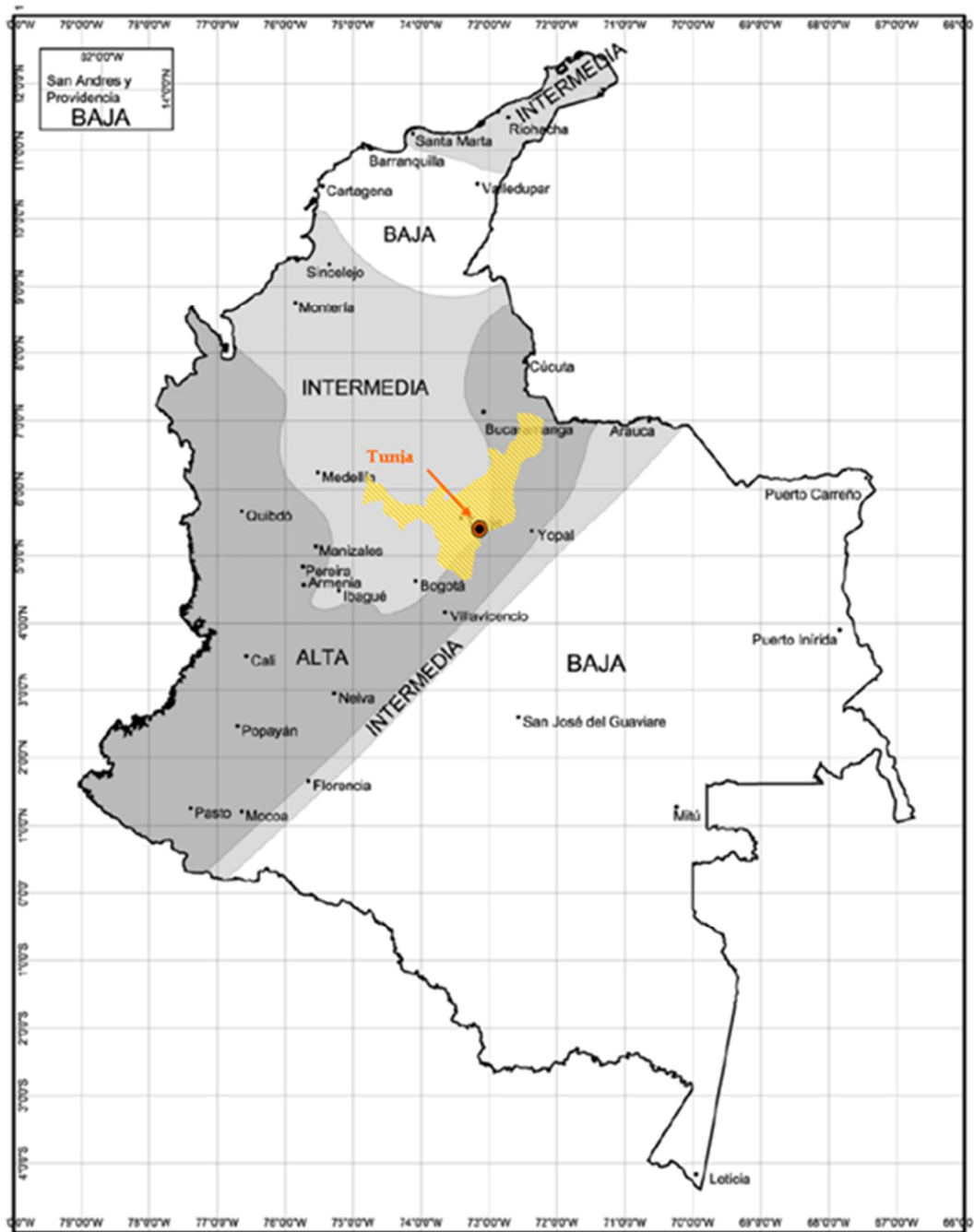
Teniendo en cuenta que la torre se diseñó con base en la norma NSR 98 vigente para la época de construcción Sin embargo se dan a conocer valores que contempla la norma vigente que es la NSR-10. Para el municipio de Tunja, el proyecto se encuentra en una zona de **amenaza sísmica Intermedia**. Con base en los resultados de resistencia y propiedades fisicomecánicas del suelo identificado y analizado, se determinaron valores que se tendrán en cuenta como factores que se deberán adoptar en el diseño estructural, a menos que el especialista considere necesario realizar un estudio de microzonificación específica en el área del proyecto. La siguiente tabla muestra el resumen de los parámetros sismo resistente que aplican para el proyecto. (Ver Esquema 16).

Tabla 6 Valores para diseño sismo resistentes.

| Parámetro NSR 10 | Nomenclatura | | Tipo de suelo | |
|--|--------------|-------|---------------|---------|
| | Código | | NSR 98 | NSR 10) |
| Municipio de Tunja | Código | 15001 | NSR 98 | NSR 10) |
| Amenaza sísmica | Media | | Media | Media |
| Coefficiente de aceleración pico efectiva para diseño (Apéndice A-4) | Aa | | 0.20 | 0.20 |
| Coefficiente de velocidad pico efectiva para diseño (Apéndice A-4) | Av | | 0.20 | 0.20 |
| Coefficiente de ampliación en periodos cortos (Tabla A.2.4-3) | Fa | | 1.2 | 1.2 |
| Coefficiente de ampliación en periodos largos (Tabla A.2.4-4) | Fv | | 1.6 | 1.6 |
| Coefficiente pico efectiva para umbral de daño (Apéndice A-4) | Ad | | 0.04 | 0.07 |
| Grupo de uso / Perfil de Suelo | - | | I / S2 | I / C |
| Coefficiente de Sitio/coeficiente de importancia | - | | 1.2 / 1 | 1 |

Fuente: NSR 10.

Esquema 16 Zona de amenaza sísmica.



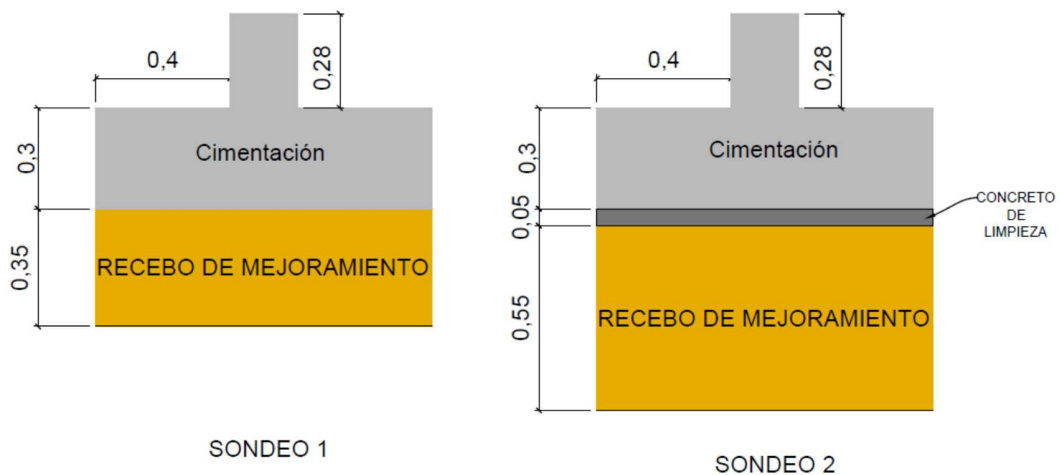
Fuente NSR 10, Esquema A-2-3-1.

6. SISTEMA DE CIMENTACIÓN, CAPACIDAD DE CARGA, ASENTAMIENTOS, MÓDULO DE BALASTO.

6.1 Sistema y profundidad de cimentación:

De acuerdo a las exploraciones realizadas, se puede establecer que la cimentación de la torre 8 se construyó mediante cimientos corridos o continuos en el sistema de T invertida materializada a -0.58 y 0.63 cm, anclada en un material granular de mejoramiento que presenta un espesor entre 35 a 50 cm, siendo de mayor espesor hacia el costado oriental debido a las condiciones topográficas del terreno se construyó un relleno en materiales granulares y finos. Allí mismo la cimentación cuenta con un mejoramiento en concreto de limpieza de 5 cm.

Esquema 17 Esquema de cimentación torre 8 costados sur oriental y sur occidental.



6.2 Capacidad portante - Asentamientos:

Teniendo en cuenta el tipo de suelo (principalmente arenoso), se evalúa la capacidad portante para un escenario con nivel freático y sin cohesión, por ello se evalúa por el método de Bowles el cual considera asentamiento no mayor a una pulgada, y se evalúa también por el método de Meyerhof teniendo en cuenta únicamente el ángulo de fricción del estrato arenoso. Para diseño se recomienda utilizar un N_{corr} de 13 golpes y una cohesión de 28° , este último valor referenciado del estudio de suelos presentado por la firma geotecnia e ingeniería Ltda en año 1998.

Esquema 18 Sistema de cimentación implantado en la torre 8.



No se identificaron sistemas de drenaje como filtros perimetrales, lo que ha saturado el subsuelo disminuyendo la capacidad de soporte.

6.3 Teoría de Meyerhof

Para el cálculo de la capacidad portante se utilizó la expresión establecida por Meyerhof (1965), a continuación se muestran las expresiones empleadas para determinar capacidad y asentamientos inmediatos del suelo, las tablas presentadas a continuación muestran valores obtenidos de capacidad portante y asentamientos inmediatos usando un factor de seguridad de 3:

La ecuación general contempla factores de forma (*cimiento*), profundidad (*cimiento*) y por inclinación de la carga como se visualiza a continuación:

$$\sigma_u = c \cdot N_c \cdot f_{cs} \cdot f_{cd} \cdot f_{ci} + \gamma_{sup} \cdot D_f \cdot N_q \cdot f_{qs} \cdot f_{qd} \cdot f_{qi} + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N$$

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

Factores de Forma

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{BNq}{LNC}\right)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) * \tan\phi$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

Factores de Profundidad

Si $Df/B \leq 1$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \left(\frac{Df}{B}\right)$$

Si $Df/B > 1$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Asentamientos

$$S_i = \alpha q B (1 - \mu^2) / E_u$$

E_u : Módulo de Elasticidad

μ Relación de Poisson

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) \right]$$

$$m_1 = \frac{L}{B}$$

B = Ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

Tabla 7 Capacidad Portante para cimientos cuadrados y rectangulares con un desplante de -0.7 metros.

| CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE – CIMENTO CONTINUO (MEYERHOF) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|---|-------|-------|-------|------|---------------------------------|------|------|------|------|---|------|--------------|------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| Profundidad de desplante (Df): 0.7 m | | Cohesión (c): 0.0 t/m ² | | | | | Inclinación de la carga (β): 0° | | | | | Esfuerzo efectivo (q): 1.3 t/m ² | | | | | |
| Peso específico del suelo (γ): 1.90 t/m ³ | | Ángulo de fricción (Ø): 28° | | | | | Factor de seguridad (F.S.): 3 | | | | | - | | | | | |
| Dimensiones | | Factores de carga, forma, profundidad e inclinación | | | | | | | | | | | | Carga Última | Carga Admisible | Carga Bruta | |
| Base B(m) | | Df/B | Nc | Nq | Nγ | Fcs | Fqs | Fγs | Fcd | Fqd | Fγd | Fci | Fqi | Fγi | q _u (t/m ²) | q _{adm} (t/m ²) | Q _{adm} (t/m) |
| 0.50 | | 1.4 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.38 | 1.28 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 33.1 | 11.0 | 5.5 |
| 0.80 | | 0.9 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.35 | 1.26 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 37.4 | 12.5 | 10.0 |
| 1.00 | | 0.7 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.28 | 1.21 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 39.6 | 13.2 | 13.2 |
| 1.50 | | 0.5 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.19 | 1.14 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 46.1 | 15.4 | 23.1 |
| 2.00 | | 0.4 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.14 | 1.10 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 53.4 | 17.8 | 35.6 |
| 2.50 | | 0.3 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.11 | 1.08 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 60.9 | 20.3 | 50.8 |
| 3.00 | | 0.2 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.09 | 1.07 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 68.6 | 22.9 | 68.7 |
| 3.50 | | 0.2 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.08 | 1.06 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 76.3 | 25.4 | 88.9 |

Tabla 8 Asentamientos inmediatos a -0.7 m. Cimientos aislados.

| CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS INMEDIATOS | | | | | CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS INMEDIATOS | | | | |
|---|------------|---|-------|-----------------------------------|---|------------|---|-------|-----------------------------------|
| Módulo de elasticidad (Es): 2000 t/m ² Relación de poisson (μ): 0.4 | | | | | Módulo de elasticidad (Es): 2000 t/m ² Relación de poisson (μ): 0.4 | | | | |
| $Df = 0 \text{ y } H = \infty \quad S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu^2)\alpha$ | | | | | $Df = 0 \text{ y } H = \infty \quad S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu^2)\alpha$ | | | | |
| Dimensiones | m (L/B) | Carga q ₀ (t/m ²) | α | Asentamiento Inmediato Se (mm) | Dimensiones | m (L/B) | Carga q ₀ (t/m ²) | α | Asentamiento Inmediato Se (mm) |
| Base B(m) | | | | | Base B(m) | | | | |
| 0.50 | 4.0 | 11.0 | 1.964 | 4.5 | 2.00 | 4.0 | 17.8 | 1.964 | 29.4 |
| 0.50 | 6.0 | 11.0 | 2.220 | 5.1 | 2.00 | 6.0 | 17.8 | 2.220 | 33.2 |
| 0.50 | 8.0 | 11.0 | 2.403 | 5.6 | 2.00 | 8.0 | 17.8 | 2.403 | 35.9 |
| 0.50 | 10.0 | 11.0 | 2.544 | 5.9 | 2.00 | 10.0 | 17.8 | 2.544 | 38.0 |
| 0.50 | 12.0 | 11.0 | 2.660 | 6.1 | 2.00 | 12.0 | 17.8 | 2.660 | 39.8 |
| 0.50 | 14.0 | 11.0 | 2.758 | 6.4 | 2.00 | 14.0 | 17.8 | 2.758 | 41.2 |
| 0.80 | 4.0 | 12.5 | 1.964 | 8.2 | 2.50 | 4.0 | 20.3 | 1.964 | 41.9 |
| 0.80 | 6.0 | 12.5 | 2.220 | 9.3 | 2.50 | 6.0 | 20.3 | 2.220 | 47.3 |
| 0.80 | 8.0 | 12.5 | 2.403 | 10.1 | 2.50 | 8.0 | 20.3 | 2.403 | 51.2 |
| 0.80 | 10.0 | 12.5 | 2.544 | 10.7 | 2.50 | 10.0 | 20.3 | 2.544 | 54.2 |
| 0.80 | 12.0 | 12.5 | 2.660 | 11.2 | 2.50 | 12.0 | 20.3 | 2.660 | 56.7 |
| 0.80 | 14.0 | 12.5 | 2.758 | 11.6 | 2.50 | 14.0 | 20.3 | 2.758 | 58.8 |
| 1.00 | 4.0 | 13.2 | 1.964 | 10.9 | 3.00 | 4.0 | 22.9 | 1.964 | 56.7 |
| 1.00 | 6.0 | 13.2 | 2.220 | 12.3 | 3.00 | 6.0 | 22.9 | 2.220 | 64.1 |
| 1.00 | 8.0 | 13.2 | 2.403 | 13.3 | 3.00 | 8.0 | 22.9 | 2.403 | 69.3 |
| 1.00 | 10.0 | 13.2 | 2.544 | 14.1 | 3.00 | 10.0 | 22.9 | 2.544 | 73.4 |
| 1.00 | 12.0 | 13.2 | 2.660 | 14.7 | 3.00 | 12.0 | 22.9 | 2.660 | 76.8 |
| 1.00 | 14.0 | 13.2 | 2.758 | 15.3 | 3.00 | 14.0 | 22.9 | 2.758 | 79.6 |
| 1.50 | 4.0 | 15.4 | 1.964 | 19.1 | 3.50 | 4.0 | 25.4 | 1.964 | 73.3 |
| 1.50 | 6.0 | 15.4 | 2.220 | 21.5 | 3.50 | 6.0 | 25.4 | 2.220 | 82.9 |
| 1.50 | 8.0 | 15.4 | 2.403 | 23.3 | 3.50 | 8.0 | 25.4 | 2.403 | 89.7 |
| 1.50 | 10.0 | 15.4 | 2.544 | 24.7 | 3.50 | 10.0 | 25.4 | 2.544 | 95.0 |
| 1.50 | 12.0 | 15.4 | 2.660 | 25.8 | 3.50 | 12.0 | 25.4 | 2.660 | 99.3 |
| 1.50 | 14.0 | 15.4 | 2.758 | 26.8 | 3.50 | 14.0 | 25.4 | 2.758 | 103.0 |

6.4 Teoría Bowles

Como el suelo de soporte y el subsuelo a este corresponde a un patrón conformado por arenas principalmente las cuales contienen un porcentaje bajo en el contenido finos y por ende baja plasticidad, para determinar la presión permisible en suelos principalmente arenosos, existe la teoría propuesta por Meyerhof en 1956, la cual se basa en la prueba de penetración estándar y teniendo como referencia un asentamiento máximo estimado de 1" (2.54 cm) se plantearon expresiones de correlación que posteriormente fueron modificadas por Bowles en 1977 y actualmente se emplea esta teoría para determinar la capacidad admisible en este tipo de suelos. A continuación se muestran las expresiones empleadas para determinar capacidad neta tomando un asentamiento máximo de una pulgada.

$$q_{\text{neta}} = 19.16N_{\text{cor}}f_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \text{ para } B \leq 1.22 \text{ m} \rightarrow \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{neta}} = 11.98N_{\text{cor}} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28xB} \right)^2 f_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \text{ para } B > 1.22 \text{ m} \rightarrow \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_d = 1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$$

Donde:

q_{neta} : capacidad admisible

N_{cor} : Penetración estándar corregida

f_d : factor de profundidad

S_e : Asentamiento tolerable, mm (25.4)

En una zapata poco profunda o cuando el suelo sobre la zapata pueda llegar a saturarse, ya sea por el nivel freático o por otra causa, debe hacerse una reducción del 50% en la capacidad de carga admisible ordinaria. Si sobre la zapata se tiene una significativa sobrecarga de material que no se va a llegar a saturar, pero bajo la zapata si se saturará debido al nivel freático, se debe reducir por lo menos en un 25% el valor de la capacidad de carga admisible normal. Cuando sobre un suelo se vaya a cimenta una máquina vibrante, la capacidad de carga admisible normal debe reducirse en un 50%.²

La tabla presentada a continuación muestra valores obtenidos de capacidad admisible y la reducción de esta al 50%, para diferentes dimensiones de las bases de las estructuras de contención. Teniendo en cuenta que la cimentación se plantea apoyarla a -3.0 metros con respecto al nivel de trabajo en cada situación, en este punto existe un estrato que se compone de una arena arcillosa y

² Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de suelos y Cimentaciones, Limusa 5ª ed, México 2004, p 302.

limosa de color amarillo, para el cual se obtuvieron registros de la prueba SPT y para diseño se recomienda Ncorr 13 golpes.

Tabla 9 Capacidad Portante para cimientos cuadrados con un desplante de -3.0 metros.

| CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN ARENAS - (BOWLES 1977) | | | | | | | |
|---|------|--|-----------------------|----------------------|--|-----------------------|----------------------|
| Profundidad de desplante (Df): 0.7 m | | Penetración normal estándar corregida Ncorr): 13.0 | | | Reducción del 50% de la capacidad admisible por efectos de permeabilidad y posible saturación. | | |
| Peso específico del suelo (γ): 1.80 t/m ³ | | Asentamiento tolerable (mm): 25.0 | | | | | |
| Dimensiones | fd | Carga Neta | Carga Neta | Carga Bruta | Carga Neta 50% | Carga Neta 50% | Carga Bruta 50% |
| Base B(m) | | q (kN/m ²) | q (t/m ²) | Q _{adm} (t) | q (kN/m ²) | q (t/m ²) | Q _{adm} (t) |
| 0.50 | 1.33 | 326.10 | 33.24 | 8.31 | 163.05 | 16.62 | 4.16 |
| 0.60 | 1.33 | 326.10 | 33.24 | 11.97 | 163.05 | 16.62 | 5.98 |
| 0.80 | 1.29 | 316.30 | 32.24 | 20.64 | 158.15 | 16.12 | 10.32 |
| 1.00 | 1.23 | 301.50 | 30.73 | 30.73 | 150.75 | 15.37 | 15.37 |
| 1.20 | 1.19 | 291.70 | 29.73 | 42.82 | 145.85 | 14.87 | 21.41 |
| 1.50 | 1.16 | 257.40 | 26.24 | 59.04 | 128.70 | 13.12 | 29.52 |
| 1.80 | 1.13 | 236.90 | 24.15 | 78.24 | 118.45 | 12.07 | 39.12 |
| 2.00 | 1.12 | 228.00 | 23.24 | 92.97 | 114.00 | 11.62 | 46.48 |
| 2.20 | 1.11 | 220.60 | 22.49 | 108.84 | 110.30 | 11.24 | 54.42 |
| 2.50 | 1.09 | 210.30 | 21.44 | 133.98 | 105.15 | 10.72 | 66.99 |
| 2.80 | 1.08 | 203.60 | 20.75 | 162.71 | 101.80 | 10.38 | 81.36 |
| 3.00 | 1.08 | 200.90 | 20.48 | 184.31 | 100.45 | 10.24 | 92.16 |
| 3.20 | 1.07 | 196.80 | 20.06 | 205.43 | 98.40 | 10.03 | 102.71 |
| 3.50 | 1.07 | 193.80 | 19.76 | 242.00 | 96.90 | 9.88 | 121.00 |

Se espera un asentamiento no superior a 1” (2.54 cm)

Se debe considerar la reducción del 50% de la capacidad admisible debido al nivel freático y las humedades altas registradas en las muestras obtenidas.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en la información obtenida en campo y los datos obtenidos de los ensayos practicados en el laboratorio en las exploraciones realizadas se concluye los siguientes aspectos:

- Se realizaron 2 perforaciones manuales con inspección en el sistema de la cimentación, donde se determinó que existen suelos homogéneos y se constituyen principalmente de arenas que se encuentran saturadas. Hacia el costado occidental se identificó un relleno antrópico conformado por acillas de baja compresibilidad y consistencia blanda a media. Se conformó un mejoramiento en material granular tipo recebo que presenta un espesor entre 35 a 55 cm donde se soportan los cimientos de la torre.
- Durante la exploración se identificaron niveles freáticos especialmente hacia el costado occidental, causado por filtraciones de escorrentía que percolan hacia el subsuelo.
- Con el objetivo de garantizar las condiciones proyectadas en el estudio de suelo realizado por la firma Geotecnia e ingeniería Ltda, en la 4 recomendación, implementar un filtro perimetral hacia la base del talud que limita con la carrera 6D para evitar que las aguas lleguen a las zonas de construcción:

Se recomienda en lo posible contemplar la construcción de un filtro perimetral tipo francés en los costados occidental y sur del edificio en estudio, profundizado a -1.5 metros debido a la pendiente del terreno que facilita el empozamiento de aguas, y un ancho no inferior a 40 cm, envuelto en un Geotextil Gt 150 de 2500.

- Sin embargo, al realizar la excavación se deben proveer sistemas de entibados para garantizar la estabilidad de la excavación.
- La cimentación consiste en cimientos corridos en T invertida materializados a -0.58 y 0.63 cm
- Durante el proceso de inspección y perforación, no se observaron fisuras, ni desprendimientos o corrimientos en la cimentación que puedan afectar la estabilidad del edificio.
- Los procedimientos constructivos deberán de someterse a una continua supervisión Geotécnica, estructural, y los materiales a utilizar a un continuo y estricto control de calidad.

ANEXOS

1. RESULTADOS ENSAYOS REALIZADOS

| SONDEO 1 | | | | | | | |
|------------------------|---|--|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | Generalidades | Muestra | SS (0.0 - 0.8) | SH (0.8 - 1.4) | SS (1.4 - 1.6) | SH (1.6 - 2.0) | SS (2.0 - 2.5) |
| | | Profundidad Media (m) | 0.4 | 1.1 | 1.5 | 1.8 | 2.25 |
| PRUEBAS DE LABORATORIO | Características físicas | Humedad Natural (%) INV E 122-07 | 23.4% | 18.4% | 30.2% | 14.4% | 16.4% |
| | | Límite Líquido (%) INV E 125-07 | 24.2% | 18.7% | - | - | - |
| | | Límite plástico (%) INV E 125-07 | 13.6% | 6.7% | - | - | - |
| | | Índice de Plasticidad (%) | 10.6% | 12.0% | - | - | - |
| | | Densidad Total (ton/m³) | - | - | 1.79 | - | 1.78 |
| | | Densidad Seca (ton/m³) | - | - | 1.37 | - | 1.53 |
| | | Lavado por el tamiz 200 INV E 123-07 | 68.5% | 45.1% | 22.5% | 13.5% | 39.9% |
| | Características Mecánicas | Resistencia inconfiada Qu (kg-cm²) INV E 152-07 | - | - | - | - | - |
| | | Penetración Normal Estandar SPT (NF de Campo) INV E-111-07 | - | - | 38.00 | - | 40.00 |
| | | Penetrometro de bolsillo ASTM D-1558 (Kg/cm²) | - | - | - | - | - |
| CLASIFICACIÓN | Unificada de Suelos SUCS | CL | SC | - | - | - | |
| COMPRESIBILIDAD CC | 1) Skempton $0.009 * (LL - 10) NC$ | -0.088 | -0.088 | - | - | - | |
| | 2) Skempton $0.007 * (LL - 10) M. Amasatas.$ | -0.068 | -0.069 | - | - | - | |
| | 3) Nadase $0.046 + 0.0104 * IP \quad IP < 50$ | 0.047 | 0.048 | - | - | - | |
| | 4) $0.85 * W_{nat}^{3/2}$ Helene Lud Arcillas Blandas | 0.096 | 0.067 | 0.141 | 0.046 | 0.056 | |
| EXPANSIÓN PROBABLE | Humedad de Equilibrio (%) $0.47 * LL + 3.6$ | 15.0% | 12.4% | - | - | - | |
| | Expansión (%) $0.00216 * IP^{2.44}$ | 0.7 | 0.9 | - | - | - | |
| | Presión de expansión (ton/m²) | - | - | - | - | - | |
| | Log Pexp = $-1.868 + 2.08 LL + 0.665 \gamma_d - 2.69 H_{nat}$ | - | - | - | - | - | |

| SONDEO 2 | | | | | | | | |
|------------------------|---|---|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | Generalidades | Muestra | SS (0.0 - 0.4) | SS (0.4 - 0.9) | SH (0.9 - 1.7) | SH (1.7 - 2.4) | SH (2.4 - 2.8) | SS (2.8 - 3.5) |
| | | Profundidad Media (m) | 0.18 | 0.63 | 1.3 | 2.05 | 2.6 | 3.2 |
| PRUEBAS DE LABORATORIO | Características físicas | Humedad Natural (%) INVE 122-07 | 26.1% | 17.5% | 23.6% | 18.9% | 20.7% | 22.8% |
| | | Límite Líquido (%) INVE 125-07 | 26.6% | 34.7% | 25.9% | 19.7% | 20.8% | - |
| | | Límite plástico (%) INVE 125-07 | 19.0% | 25.5% | 13.6% | 11.4% | 10.8% | - |
| | | Índice de Plasticidad (%) | 7.6% | 9.2% | 12.3% | 8.3% | 10.0% | - |
| | | Densidad Total (ton/m³) | - | - | 1.93 | 1.80 | - | - |
| | | Densidad Seca (ton/m³) | - | - | 1.56 | 1.51 | - | - |
| | Características Mecánicas | Lavado por el tamiz 200 INVE 123-07 | 31.2% | 14.5% | 66.4% | 69.3% | 66.3% | - |
| | | Resistencia inconfiada Qu (kg-cm²) INVE 152-07 | - | - | 0.61 | 0.32 | - | - |
| | | Penetración Normal Estandar SPT (NF de Campo) INVE-111-07 | - | - | - | - | - | 38 |
| | | Penetrometro de bolsillo ASTM D-1558 (Kg/cm²) | - | - | - | 1.25 | 0.75 | - |
| CLASIFICACIÓN | Unificada de Suelos SUCS | SC | SM | CL | CL | CL | - | |
| COMPRESIBILIDAD CC | 1) Skempton $0.009 * (LL - 10) NC$ | -0.088 | -0.087 | -0.088 | -0.088 | -0.088 | - | |
| | 2) Skempton $0.007 * (LL - 10) M. Amasatas.$ | -0.068 | -0.068 | -0.068 | -0.069 | -0.069 | - | |
| | 3) Nadase $0.046 + 0.0104 * IP \quad IP < 50$ | 0.047 | 0.047 | 0.048 | 0.047 | 0.047 | - | |
| | 4) $0.85 \times Wnat^{3/2} \quad Helenelud \text{ Arcillas Blandas}$ | 0.113 | 0.062 | 0.097 | 0.07 | 0.08 | 0.093 | |
| EXPANSIÓN PROBABLE | Humedad de Equilibrio (%) $0.47 * LL + 3.6$ | 16.1% | 19.9% | 15.8% | 12.8% | 13.4% | - | |
| | Expansión (%) $0.00216 * IP^{2.44}$ | 0.3 | 0.5 | 1 | 0.4 | 0.6 | - | |
| | Presión de expansión (ton/m²) Log Pexp = $-1.868 + 2.08 LL + 0.665 \gamma_d - 2.69 Hnat$ | - | - | 1.2 | 1.1 | - | - | |

2. RESULTADOS DE ENSAYOS IN SITU “SPT ”

SONDEO 1

| SPT SONDEO 1 Profundidad: 1.4 - 1.6 m | | | |
|--|--------------|---|---|
| Peso unitario (ton/m ³) | 1.79 | Angulo de friccion interna Ø (°) | Resistencia cortante, condiciones no drenadas Cu |
| Profundidad media (m) | 1.5 | | |
| Esfuerzo efectivo σ (ton/m ²) | 2.69 | Peck, Hanson, Thornburn 44.1 | ÍndicePlástico, IP Terzaghi - Peck 1.27 |
| Esfuerzo efectivo σ (ton/pie ²) | 0.25 | | |
| N1 (15 cm) | 6 | Kishida 50.8 | Stroud 1.69 |
| N1 (30 cm) | 18 | Hatanaka 52.8 | |
| N1 (45 cm) | 20 | Hatanaka - Uchida 55.8 | Arcillas 2.38 |
| C _N Peck, Hanson y Thornburn | 1.47 | Japan National Railwa (JNR) 46.3 | |
| C _N Skempton | 1.6 | Peck 44.6 | Menor Cu(kg/cm²) 1.27 |
| C _N Liao y Whitman | 2 | Menor Ø (°) 44.1 | |
| C_N promedio | 1.69 | | |
| N_fcampo | 38 | | |
| N_{corr} | 64.22 | | |

| SPT SONDEO 1 Profundidad: 2.0 - 2.5 m | | | |
|--|-------------|---|---|
| Peso unitario (ton/m ³) | 1.78 | Angulo de friccion interna Ø (°) | Resistencia cortante, condiciones no drenadas Cu |
| Profundidad media (m) | 2.25 | | |
| Esfuerzo efectivo σ (ton/m ²) | 4.01 | Peck, Hanson, Thornburn 43.0 | ÍndicePlástico, IP Terzaghi - Peck 1.33 |
| Esfuerzo efectivo σ (ton/pie ²) | 0.37 | | |
| N1 (15 cm) | 25 | Kishida 49.4 | Stroud 1.78 |
| N1 (30 cm) | 19 | Hatanaka 51.4 | |
| N1 (45 cm) | 21 | Hatanaka - Uchida 54.4 | Arcillas 2.5 |
| C _N Peck, Hanson y Thornburn | 1.33 | Japan National Railwa (JNR) 44.8 | |
| C _N Skempton | 1.46 | Peck 43.3 | Menor Cu(kg/cm²) 1.33 |
| C _N Liao y Whitman | 1.64 | Menor Ø (°) 43 | |
| C_N promedio | 1.48 | | |
| N_fcampo | 40 | | |
| N_{corr} | 59.2 | | |

SONDEO 2

| SPT SONDEO 2 Profundidad: 2.8 - 3.5 m | | | |
|--|-------------|---|---|
| Peso unitario (ton/m ³) | 1.95 | Angulo de friccion interna Ø (°) | Resistencia cortante, condiciones no drenadas Cu |
| Profundidad media (m) | 3.2 | Peck, Hanson, Thornburn | ÍndicePlástico, IP |
| Esfuerzo efectivo σ (ton/m ²) | 6.24 | 40.1 | Terzaghi - Peck |
| Esfuerzo efectivo σ (ton/pie ²) | 0.58 | Kishida | 1.27 |
| N1 (15 cm) | 19 | 45.8 | |
| N1 (30 cm) | 17 | Hatanaka | Stroud |
| N1 (45 cm) | 21 | 47.8 | 1.69 |
| C _N Peck, Hanson y Thornburn | 1.18 | Hatanaka - Uchida | |
| C _N Skempton | 1.27 | 50.8 | Arcillas |
| C _N Liao y Whitman | 1.31 | Japan National Railwa (JNR) | 2.38 |
| C_N promedio | 1.25 | 41.3 | |
| N_fcampo | 38 | Peck | |
| N_{corr} | 47.5 | 40.4 | |
| | | Menor Ø (°) 40.1 | Menor Cu(kg/cm²) 1.27 |

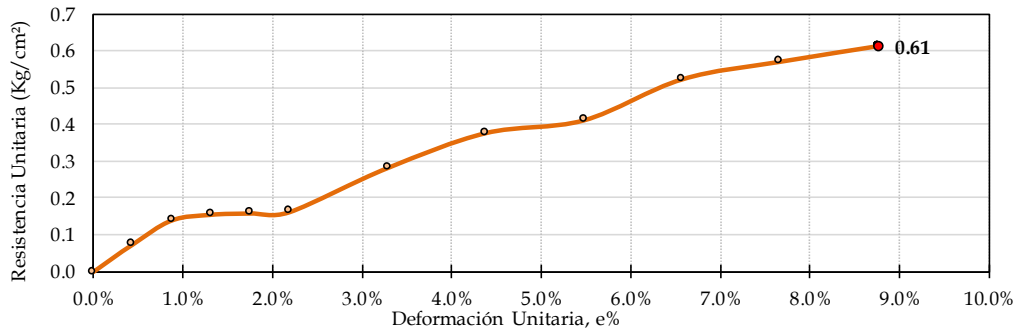
3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Compresión inconfiada, Limites de Atterberg.

ENSAYO COMPRESION INCONFINADA INV E 152-07
SONDEO 2 Profundidad: 0.9 - 1.7 m

| Dimensiones - Muestra : | | | Lectura | Deformación | Carga Kg | Area | Resistencia |
|--|---------------|--------------------------|---------------------|--------------------|--------------|-----------------|--------------------|
| | | | Deformimetro | Unitaria | | Corregida | Compresión |
| | | | cm | Axial ϵ % | | cm ² | Kg/cm ² |
| Diámetro 1 | 5.50 | cm | 0.00 | 0.00% | 0.00 | 23.47 | 0.00 |
| Diámetro 2 | 5.40 | cm | 0.05 | 0.44% | 1.76 | 23.57 | 0.07 |
| Diámetro 3 | 5.50 | cm | 0.10 | 0.88% | 3.33 | 23.68 | 0.14 |
| <i>Promedio Diámetro</i> | <i>5.47</i> | <i>cm</i> | 0.15 | 1.31% | 3.71 | 23.78 | 0.16 |
| <i>Area</i> | <i>23.47</i> | <i>cm²</i> | 0.20 | 1.75% | 3.82 | 23.89 | 0.16 |
| Altura | 11.6 | cm | 0.25 | 2.19% | 3.92 | 24.00 | 0.16 |
| Peso muestra | 527 | gr | 0.38 | 3.28% | 6.86 | 24.27 | 0.28 |
| <i>Volumen</i> | <i>272.27</i> | <i>cm³</i> | 0.51 | 4.38% | 9.28 | 24.55 | 0.38 |
| Humedad | | | 0.64 | 5.47% | 10.25 | 24.83 | 0.41 |
| Recipiente N° | 403 | | 0.76 | 6.57% | 13.17 | 25.12 | 0.52 |
| Peso Recipiente | 4.5 | gr | 0.89 | 7.66% | 14.53 | 25.42 | 0.57 |
| Recipiente + Suelo húmedo | 51.2 | gr | 1.02 | 8.76% | 15.81 | 25.72 | 0.61 |
| Recipiente + Suelo seco | 42.3 | gr | 1.27 | | | | |
| <i>Contenido de Humedad</i> | <i>23.6</i> | <i>%</i> | 1.52 | | | | |
| | | | 1.78 | | | | |
| <i>Peso Unitario Total</i> | <i>1.94</i> | <i>Ton/m³</i> | 2.03 | | | | |
| <i>Peso Unitario Seco</i> | <i>1.57</i> | <i>Ton/m³</i> | 2.29 | | | | |
| Resistencia inconfiada, q_u | 0.61 | Kg/cm ² | 2.54 | | | | |
| Cohesión, c ($q_u/2$) | 0.31 | Kg/cm ² | | | | | |
| El material presenta consistencia Media | | | Máx. Resist. | 8.76% | 15.81 | 25.72 | 0.61 |

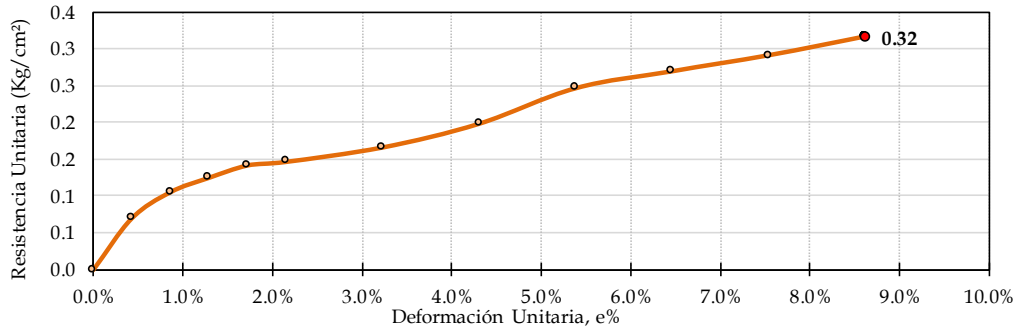
ESFUERZO SOBRE LA MUESTRA



ENSAYO COMPRESION INCONFINADA INV E 152-07
SONDEO 2 Profundidad: 1.7 - 2.4 m

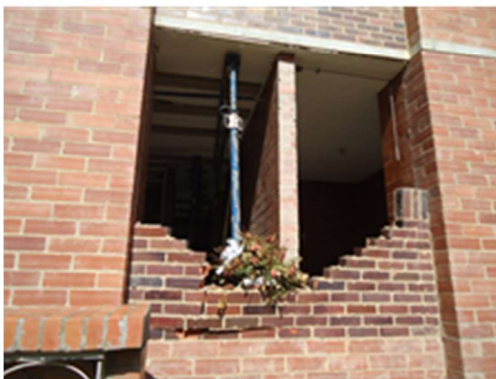
| Dimensiones - Muestra : | | | Lectura | Deformación | Carga Kg | Area | Resistencia |
|---|---------------|--------------------------|---------------------|--------------------|-------------|-----------------|--------------------|
| | | | Deformimetro | Unitaria | | Corregida | Compresión |
| | | | cm | Axial ϵ % | | cm ² | Kg/cm ² |
| Diámetro 1 | 5.50 | cm | 0.00 | 0.00% | 0.00 | 24.92 | 0.00 |
| Diámetro 2 | 5.70 | cm | 0.05 | 0.43% | 1.75 | 25.03 | 0.07 |
| Diámetro 3 | 5.70 | cm | 0.10 | 0.86% | 2.66 | 25.14 | 0.11 |
| <i>Promedio Diámetro</i> | <i>5.63</i> | <i>cm</i> | 0.15 | 1.29% | 3.16 | 25.25 | 0.13 |
| <i>Area</i> | <i>24.92</i> | <i>cm²</i> | 0.20 | 1.72% | 3.60 | 25.36 | 0.14 |
| Altura | 11.8 | cm | 0.25 | 2.15% | 3.74 | 25.47 | 0.15 |
| Peso muestra | 530 | gr | 0.38 | 3.23% | 4.29 | 25.76 | 0.17 |
| <i>Volumen</i> | <i>294.11</i> | <i>cm³</i> | 0.51 | 4.31% | 5.17 | 26.05 | 0.20 |
| Humedad | | | 0.64 | 5.38% | 6.50 | 26.34 | 0.25 |
| Recipiente N° | 437 | | 0.76 | 6.46% | 7.19 | 26.64 | 0.27 |
| Peso Recipiente | 4.8 | gr | 0.89 | 7.53% | 7.85 | 26.95 | 0.29 |
| Recipiente + Suelo húmedo | 77.3 | gr | 1.02 | 8.61% | 8.64 | 27.27 | 0.32 |
| Recipiente + Suelo seco | 65.8 | gr | 1.27 | | | | |
| <i>Contenido de Humedad</i> | <i>18.9</i> | <i>%</i> | 1.52 | | | | |
| <i>Peso Unitario Total</i> | <i>1.80</i> | <i>Ton/m³</i> | 1.78 | | | | |
| <i>Peso Unitario Seco</i> | <i>1.52</i> | <i>Ton/m³</i> | 2.03 | | | | |
| Resistencia inconfiada, q_u | 0.32 | Kg/cm ² | 2.29 | | | | |
| Cohesión, c ($q_u/2$) | 0.16 | Kg/cm ² | 2.54 | | | | |
| El material presenta consistencia Blanda | | | Máx. Resist. | 8.61% | 8.64 | 27.27 | 0.32 |

ESFUERZO SOBRE LA MUESTRA



4. REPORTE FOTOGRÁFICO

Foto 5 Fachada principal bloque 8-



Se observa el estado actual del edificio bloque 8, donde se pueden apreciar fisuras en el sistema de mampostería y colapso de las paredes.

Foto 6 Estado actual interno.



Foto 7 Sondeo 1.



Actividades de exploración con equipo manual, costado occidental.

Foto 8 Muestreo sondeo 1.



Se aprecia un relleno en material granular, y el suelo natural se conforma principalmente de arenas sueltas de muy baja plasticidad a no plásticas.

Foto 9 Cimentación costado occidental.



Se aprecia un sistema de cimiento continuo mediante T invertida materializado a 60 cm de la superficie, y soportad sobre un mejoramiento granular.

Foto 10 Sondeo 2 costado oriental



Exploración manual con recuperación de muestras alteradas e inalteradas.

Foto 11 muestras sondeo 2.



Muestras en tubos de pared delgada y cuchara partida, suelos de consistencia media, principalmente arcillas de baja compresibilidad.