LISTA DE DISTRIBUCIÓN

CLASE DE DOCUMENTO:	CÓDIGO:	FECHA:
INFORME DE SUELOS		Junio/2018

LISTA DE DESTINATARIOS

DESTINATARIO DEL INFORME	IDENTIFICACIÓN

CONTROL DE MODIFICACIONES

ÍNDICE REVISIÓN	CAPÍTULO MODIFICADO	FECHA DE MODIFICACIÓN	OBSERVACIONES	APROBADO

CONTROL DE DOCUMENTOS

ELABORÓ:	FIRMA	APROBÓ:	FIRMA
ING. CARLOS SUTA		NYC INGENIERIA SAS	

ESTUDIO DE SUELOS Y RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE UNA EDIFICACION DE CUATRO PISOS, UBICADA EN EL PARQUE INDUSTRIAL SAN DIEGO, BODEGA 16, MUNICIPIO DE FUNZA, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA

NYC INGENIERIA SAS

Bogotá, Junio de 2018

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN Y METODOLOGÍA 7

1.1 POLÍTICA DE CALIDAD 7

1.2 OBJETIVO DE CALIDAD PARA EL PROYECTO 7

1.3 ALCANCE 8

1.4 RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN 8

1.5 EXPLORACIÓN DE CAMPO 9
1.5.1 EQUIPO DE TRABAJO 9
1.5.2 EQUIPO DE EXPLORACIÓN Y LABORATORIO 9
1.5.3 NÚMERO Y TIPO DE SONDEOS 10
2 DESCRIPCION Y GENERALIDADES 11

2.1 DESCRIPCION DEL MUNICIPIO 11

2.2 LÍMITES DEL MUNICIPIO: 11
3 DESCRIPCION DEL SITIO DEL PROYECTO 12
4 ESTUDIO GEOTÉCNICO 14

4.1 GEOLOGÍA 14
4.1.1 GEMORFOLOGIA 17

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS SONDEOS 18

4.3 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS 19

4.4 NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS 19

4.5 PERFIL ESTRATIGRÁFICO 19
4.5.1 SONDEOS 20

4.6 ENSAYOS DE LABORATORIO 25

4.7 CARACTERIZACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 26
4.7.1 CORTE DIRECTO 26
4.7.2 RESULTADOS RESISTENCIA, PRUEBA DE COMPRESIÓN INCONFINADA 29

4.8 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE 31

4.9 EMPUJES PARA LOS MURO SÓTANO 38

4.10 CALCULO DE ASENTAMIENTOS 39

4.11 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN 42

4.12 VALORACIÓN DE EXPANSIVIDAD 43

4.13 NIVEL FREATICO 43

4.14 ASPECTOS SÍSMICOS 43

4.15 FACTORES DE SEGURIDAD 44
4.15.1 FACTOR DE SEGURIDAD DIRECTO 45
5 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS 48

5.1 EXCAVACIÓN 48

5.2 TRATAMIENTO DE LA SUBRASANTE 48

5.3 PILOTES 49

5.4 LOSA DE CONTRAPISO 50

5.5 CARCAMO 51

5.6 MATERIALES 54
6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 55
7 LIMITACIONES Y VERIFICACIÓN 61
8 BIBLIOGRAFÍA 62

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. LISTADO DE EQUIPOS 10

TABLA 2. CARACTERIZACIÓN DE LOS SONDEOS 18

TABLA 3. CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS 19

TABLA 4. NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS Y PROFUNDIDAD POR CADA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN 19

TABLA 5. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 1 21

TABLA 6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 2 23
TABLA 7. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 3 24
TABLA 8. RESULTADOS DE CORTE DIRECTO 26
TABLA 9. RESULTADOS DE CORTE DIRECTO 27
TABLA 10. RESULTADOS DE CORTE DIRECTO 28
TABLA 11. RESULTADOS PRUEBA COMPRESIÓN INCONFINADA 30
TABLA 12. RESULTADOS PRUEBA COMPRESIÓN INCONFINADA 30
TABLA 13. RESULTADOS PRUEBA COMPRESIÓN INCONFINADA 30
TABLA 14. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 31
TABLA 15. VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE 32
TABLA 16. CAPACIDAD POR GRUPO DE PILOTES 33
TABLA 17. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE 37
TABLA 18. EMPUJES ACTIVOS 39
TABLA 19. MÓDULOS DE ELASTICIDAD PARA DIFERENTES MATERIALES 40
TABLA 20. ASENTAMIENTOS INMEDIATOS DE LA ESTRUCTURA PARA DIÁMETRO DE 0.30 M 40
TABLA 21. ASENTAMIENTOS INMEDIATOS DE LA ESTRUCTURA PARA DIÁMETRO DE 0.40 M 40
TABLA 22. ASENTAMIENTOS INMEDIATOS DE LA ESTRUCTURA PARA DIÁMETRO DE 0.50 M 41
TABLA 23. ASENTAMIENTOS INMEDIATOS PARA LA ZAPATA – FUENTE PROPIA 41
TABLA 23. ASENTAMIENTOS INMEDIATOS PARA LA ZAPATA – FUENTE PROPIA 42
TABLA 24. POTENCIAL DE EXPANSIVIDAD 43
TABLA 25. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DEL PERFIL DE SUELO 44

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. LOCALIZACIÓN PARA LLEGAR AL SITIO DESDE EL CENTRO DEL MUNICIPIO 12
FIGURA 2. FOTOGRAFÍA CON UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO 13

FIGURA 3. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS DE MANERA SATELITAL 13
FIGURA 4. GRAFICA DE CORTE DIRECTO 27
FIGURA 5. GRAFICA DE CORTE DIRECTO 28
FIGURA 6. GRAFICA DE CORTE DIRECTO 29
FIGURA 7. GRÁFICO DE PILOTES DE LONGITUD VS QAD..... 32
FIGURA 8. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M..... 33
FIGURA 9. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M..... 34
FIGURA 10. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M..... 35
FIGURA 11. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M..... 35
FIGURA 12. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 3.00 M..... 36
FIGURA 13. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 3.50 M..... 37
FIGURA 14. MAPA DE ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA PARA REASPUESTA SÍSMICA. 44
FIGURA 15. FALLA CORTANTE, FUENTE: GONZALES G. ÁLVARO J, ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA..... 45
FIGURA 16. FACTORES SE SEGURIDAD MÍNIMOS DIRECTOS..... 46
FIGURA 17. FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS FSICP MÍNIMOS 46

ANEXOS

ANEXO 1: CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE ASENTAMIENTOS
ANEXO 2: REGISTRO DE EXPLORACIONES DE CAMPO Y RESULTADOS DE LABORATORIO
ANEXO 3: METODOLOGÍA DE CÁLCULO

1 INTRODUCCIÓN Y METODOLOGÍA

Este informe comprende el diseño de cimentación desde el punto de vista geotécnico para la construcción de una edificación de cuatro pisos, ubicada en el parque industrial San Diego, Bodega 16, Municipio de Funza, Departamento de Cundinamarca.

De acuerdo con la exploración de campo se determinó el tipo de suelo existente y las características mecánicas del suelo de soporte. Con los registros de los sondeos y los resultados de ensayos de laboratorio de muestras recuperadas se obtienen los parámetros de resistencia de los materiales de subsuelo y se evalúa la capacidad portante.

Como resultado del presente estudio se determinan los parámetros sísmicos del sitio, la capacidad portante, los asentamientos, la susceptibilidad a la licuefacción y potencial expansivo de los suelos, parámetros que se utilizan en el análisis estructural.

La elaboración del presente estudio geotécnico se realizará de acuerdo a las especificaciones de EL CLIENTE y la norma de diseño sismo resistente NSR – 2010.

1.1 POLÍTICA DE CALIDAD

NYC INGENIERIA SAS, labora bajo los más altos estándares de calidad para ofrecerle a nuestros clientes soluciones de ingeniería de alto nivel en las áreas de geotecnia, pavimentos, topografía y laboratorios de suelos, pavimentos y concretos.

1.2 OBJETIVO DE CALIDAD PARA EL PROYECTO

Elaboración del presente estudio geotécnico de acuerdo a las especificaciones de EL CLIENTE y la norma de diseño sismo resistente NSR – 2010.

1.3 ALCANCE

El presente informe tiene como alcance presentar los resultados de la investigación del subsuelo efectuada y establecer la cimentación para la estructura, realizar la actualización del estudio inicial y presentar recomendaciones adicionales.

Para el estudio se implementó una metodología coherente de exploración del subsuelo con el fin de lograr estimar aceptablemente los parámetros de resistencia y las características físicas de los estratos de soporte.

Conseguidos los parámetros que caracterizan a cada material en particular se procede a determinar la cimentación recomendada, su capacidad portante, susceptibilidad a la expansividad, su potencial de licuación y los asentamientos.

Los alcances específicos del proyecto son:

- Efectuar perforaciones manuales y recuperación de muestras parar ensayos en el laboratorio de suelos.
- Determinar del perfil estratigráfico promedio.
- Determinar los parámetros geotécnicos de los estratos de suelos que se reportan en los perfiles.
- Calcular la capacidad portante del suelo de fundación.
- Estimar los asentamientos inmediatos
- Calcular el potencial de licuación para los estratos de soporte.
- Evaluar la susceptibilidad a la expansión de los estratos de soporte

1.4 RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN

Para el desarrollo del presente estudio se realizó una revisión de la bibliografía existente y a través de la exploración de campo. Adicionalmente se observó y consigno en los formatos

de exploración del subsuelo la condición a la cual se encuentra expuesta la cimentación existente de la estructura a analizar.

1.5 EXPLORACIÓN DE CAMPO

De acuerdo con el alcance de este estudio se definió la exploración del subsuelo necesaria, tipo y cantidad de ensayos, y el equipo de trabajo necesario para desarrollar el proyecto. Estos ítems se evaluaron con la normatividad vigente.

1.5.1 EQUIPO DE TRABAJO

Un (1) Ingeniero civil con postgrado en geotecnia.

Funciones: Elaboración del estudio geotécnico de acuerdo con los resultados de la exploración en campo y los resultados de los ensayos de laboratorio.

Un (1) Técnico en laboratorio de suelos.

Funciones: Realizar los ensayos de laboratorio de cada una de las muestras obtenidas en campo de acuerdo a las especificaciones del proyecto

Un (1) Técnico Perforador.

Funciones: Realizar las perforaciones correspondientes, los registros y ensayos de campo.

1.5.2 EQUIPO DE EXPLORACIÓN Y LABORATORIO

En la Tabla 1 se adjunta un resumen general de los equipos usados en el presente estudio.

Tipo	Marca	Año de Fabricación	Ultima Calibración y/o inspección	Ente de Calibración
Balanza Digital	FWE	2006	Octubre 2017	Concrelab
Balanza Digital	BBC	2007	Octubre 2017	Concrelab

Tipo	Marca	Año de Fabricación	Ultima Calibración y/o inspección	Ente de Calibración
Cazuela de Casagrande	Controls	2007	Octubre 2017	Concrelab
Equipo de perforación	Tamiequipos Ltda.	2007	Octubre 2017	Control Interno
Horno para secado de muestras	Tamiequipos Ltda.	2007	Octubre 2017	Control Interno
Serie de Tamices	Tamiequipos Ltda.	2007	Octubre 2017	Control Interno

Tabla 1. Listado de equipos

1.5.3 NÚMERO Y TIPO DE SONDEOS

Para el desarrollo de las actividades de exploración se siguió el procedimiento que se describe a continuación:

1. En el sitio bajo estudio se efectuó un recorrido para considerar los puntos adecuados en donde se realizarían las exploraciones necesarias para determinar las características del subsuelo.

2. Se determinó un plan de exploración consistente en tres sondeos, los cuales se denominan S1 hasta S3.

3. Los sondeos se realizaron hasta una profundidad de 18.00 m, los cuales quedaron distribuidos de forma adecuada en la zona de estudio.

4. Se recobraron muestras cada 1.50 m aproximadamente, las cuales fueron remitidas al laboratorio para practicarles los correspondientes ensayos de caracterización, con los cuales se obtuvieron los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de capacidades portantes y asentamientos.

Las propiedades del subsuelo donde se realizaron los sondeos se presentan en los formatos del Anexo 2, los cuales incluyen la descripción de los estratos del suelo y el valor de N del ensayo SPT.

2 DESCRIPCION Y GENERALIDADES

2.1 DESCRIPCION DEL MUNICIPIO

Es uno de los 116 municipios del departamento de Cundinamarca, Colombia. Se encuentra ubicado en la provincia de Sabana Occidente a 15 km de Bogotá. Forma parte del Área metropolitana de Bogotá, según el censo DANE 2005. Desde Bogotá: Desde el Portal de la 80 de TransMilenio, se toma un bus intermunicipal; también salen buses intermunicipales desde la Calle 13 con Avenida de Las Américas. La secretaria de educación del municipio de Funza, brinda el apoyo a jóvenes con el fin de un crecimiento cultural y personal, para lo cual tiene diferentes programas como son:

- Bilingüismo, coordinadora Elena Martinez Franco.
- Grupos Juveniles, Encargada: Socióloga Marian Estefania Barreto
- Alfabetización, Encargada: Socióloga Marian Estefania Barreto
- Juntos Vamos a la Universidad, Encargada: Jenny Guerrero

Para mayor información ingrese a la secretaria de educación de funza en el blogsport, este es el sitio oficial.

2.2 LÍMITES DEL MUNICIPIO:

Este: Municipio de Cota y Engativá
Oeste: Municipio de Madrid
Norte: Municipio de Tenjo
Sur: Municipio de Mosquera

- Extensión total: 125 Km2
- Altitud de la cabecera municipal (metros sobre el nivel del mar): 2548 msnm
- Temperatura media: 18.0º C
- Distancia de referencia: a 15 Km de Bogotá.

3 DESCRIPCION DEL SITIO DEL PROYECTO

El sitio del proyecto en donde se va a construir una edificación de cuatro pisos, ubicada en el parque industrial de San Diego, Bodega 16, Municipio de Funza, Departamento de Cundinamarca.

Latitud	4.717389°
Longitud	-74.194472°

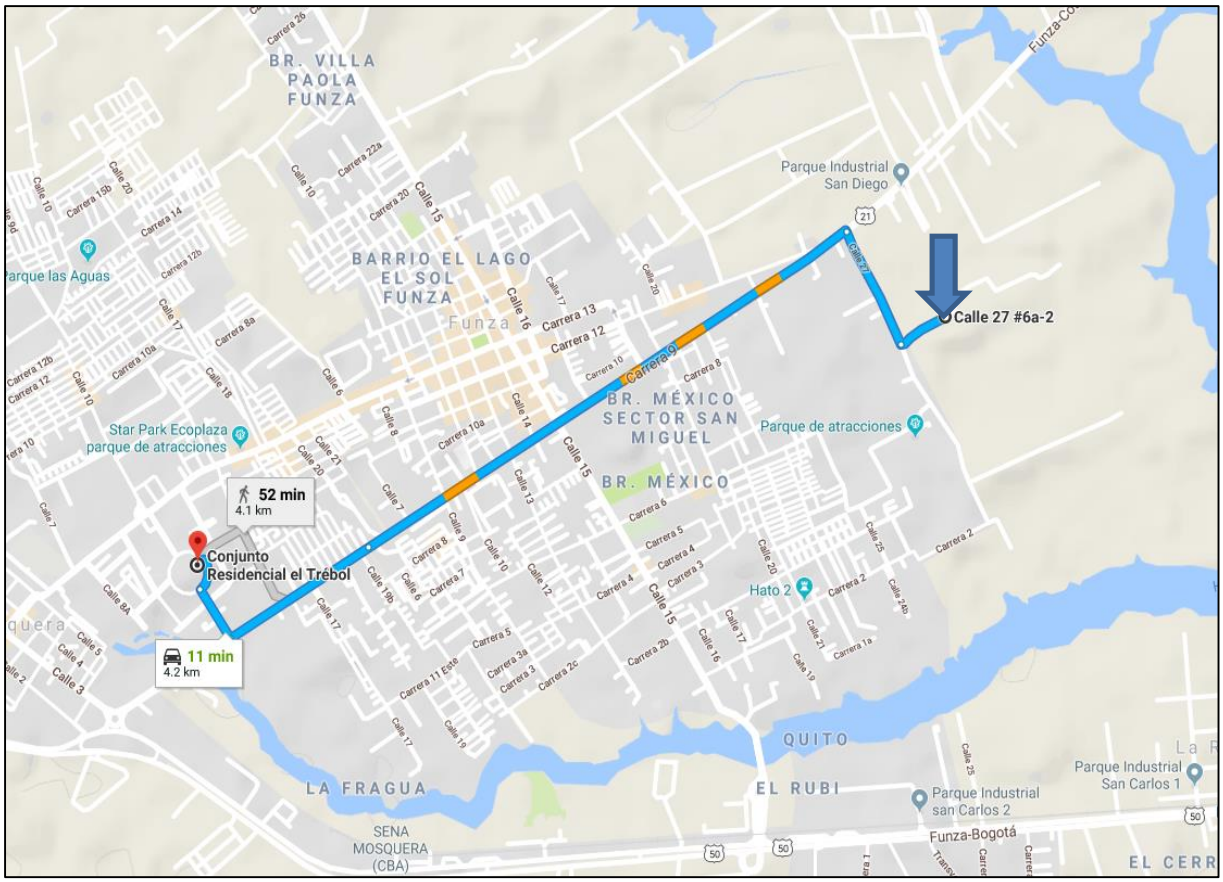


Figura 1. Localización para llegar al sitio desde el centro del municipio



Figura 2. Fotografía con ubicación de la Zona de estudio



Figura 3. Localización de los Sondeos de Manera Satelital

4 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Para el desarrollo del presente estudio se consideró los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, los resultados de las pruebas de campo, las metodologías de cálculo, y el criterio del ingeniero Geotecnista.

En el Anexo 1 del presente informe se muestran los resultados de los cálculos de capacidad portante, asentamientos y potencial de licuación. En el Anexo 2 se muestran los resultados de los ensayos de laboratorio. De igual manera, en el Anexo 3 se presenta la metodología utilizada para los cálculos de capacidad portante y asentamientos.

4.1 GEOLOGÍA

Se caracteriza por estar dentro de una cuenca tectosedimentaria, sobre la cual se depositaron sedimentos de diferente origen como deltaico, lagunar, volcánico y otros; de texturas como conglomerados, arenas, limos y arcillas, que generan una diversidad de geoformas en función a su resistencia, a los procesos denudacionales y a estructuras tectónicas regionales que las afectan. Regionalmente se conforma un altiplano en la parte central de la cordillera, conformada principalmente por sedimentos fluviolacustres, con algunos cerros y colinas residuales de formaciones litológicas arenosas. Hacia los bordes se presentan cadenas montañosas orientadas en dirección noreste, controladas en su mayoría por fallas y pliegues.

Las areniscas muestran diferente composición y resistencia a los procesos denudativos, hay areniscas cuarzosas bien cementadas, arenisca dura del grupo Guadalupe, de consistencia muy madura. Estas rocas generalmente desarrollan geoformas prominentes como en los cerros. Otras areniscas muestran menor consistencia al ser friables o deleznables. Las rocas de resistencia moderada a los procesos erosivos, forman la parte de los cerros bajos y colinas residuales prominentes, localizados en los flancos de pliegues. Se destaca igualmente la presencia de limolitas, especialmente por su composición silícea, generando contrastes morfológicos locales sobre las laderas, su expresión regional es poco

relevante dada la poca extensión de los afloramientos. Se presentan especialmente en los costados oriental y noroccidental, las lutitas, desarrollan morfologías suaves en colinas de diferentes formas, irregulares y onduladas. Son característicos igualmente en la región, los depósitos inconsolidados de origen fluvial y lacustre, presentados en la parte central de la sabana, constituyendo una morfología de altiplanicie.

La zona se caracteriza por la presencia de largados y amplios sinclinales en los valles mayores y estrechos anticlinales que generan los lomos y serranías entre los sinclinales. Asociados a estos y limitando su extensión se encuentran fallas inversas de cabalgamiento que han propiciado el levantamiento de la cobertura cretácica sobre la terciaria, fallas normales y de rumbo que cortan la extensión lateral de las unidades estratigráficas y de las estructuras geológicas existentes. En la región, se puede establecer dos estilos estructurales: el primero, localizado en el flanco oriental de la Cordillera Oriental, al oriente del sinclinal de Checua, con fallas de cabalgamiento con vergencia al Oriente y las otras de menor importancia se comportan como retrocabalgamiento convergencia hacia el Occidente. El segundo estilo estructural se presenta al occidente, caracterizado por fallas de cabalgamiento convergencias al occidente como sistemas imbricados que nacen y son controlados por fallas de dirección noroeste que sirven como rampas laterales

GRUPO GUADALUPE El nombre Guadalupe fue utilizado por primera vez por Hettner, 1892 (en Hubach, 1957), quien le asignó el rango de Piso de Guadalupe a las areniscas de la parte alta del Cretácico, que se encuentran en los cerros orientales del área de la sabana de Bogotá. Se emplea aquí esta unidad en el sentido de Renzoni (1962, 1968), es decir, limitada en su base por la última ocurrencia de las lodolitas del Grupo Villeta y en su techo por la primera ocurrencia de las lodolitas de la Formación Guaduas. El Grupo Guadalupe, en general, es netamente arenoso y es dividido de base a techo en las formaciones Arenisca Dura, Plaeners y Labor y Tierna, las cuales son descritas a continuación.

FORMACIÓN ARENISCA DURA (K2d) Es la unidad litoestratigráfica inferior del Grupo Guadalupe y su nombre se debe a Hubach (1931), quien empleó el término como Miembro

Arenisca Dura. Su base está marcada por la primera aparición de potentes capas de cuarzoarenita, inmediatamente encima de las lodolitas y limolitas de cuarzo de la Formación Conejo, unidad infrayacente. Intercaladas, ocurren limolitas de cuarzo, ligeramente silíceas, de estratificación delgada a muy delgada. Se destaca por su expresión morfológica acentuada de escarpes que forman la mayor parte de los cerros, lo cual refleja el predominio de niveles gruesos y abundantes de areniscas compactas. Dentro del corredor aparece formando el flanco oriental del cerro que bordea la carretera Tabio – Cota. Posteriormente el nombre de la Formación Arenisca Dura, fue propuesto formalmente por Pérez & Salazar (1978), para la unidad litoestratigráfica que reposa concordante y transicionalmente sobre una sucesión monótona de lutitas físiles y grises de la Formación Chipaque y que es suprayacida por una secuencia de arcillolitas, arcillolitas silíceas y liditas de la Formación Plaeners. Esta unidad se reconoce por formar una morfología abrupta, derivada de la litología que la constituye principalmente de areniscas, se observa en los anticlinales de Cota-Cota.

FORMACIÓN PLAENERS. (K2p) En 1931, Hubach utilizó inicialmente el término Plaeners, bajo la denominación de nivel, horizonte y posteriormente en 1957, con la categoría de miembro, para referirse a la secuencia arcillosa lidítica, que se localiza en la parte media de la Formación Guadalupe Superior. Pérez & Salazar en 1978, proponen formalmente el nombre, para la unidad litoestratigráfica que reposa concordantemente sobre la Formación Arenisca Dura y suprayace a la Formación Arenisca de Labor; representada por arcillolitas, liditas, limolitas y en menor proporción areniscas de grano muy fino. En general presenta una morfología suave y genera una hondonada debido a su litología fina que contrasta con las pendientes abruptas de las unidades geológicas que la circundan. Al Oriente en el área de la Sabana de Bogotá, la Formación Plaeners aflora haciendo parte de los anticlinales de Tabio, Cota-Cota, en algunos sectores se observa esta unidad como depresiones del terreno que forman valles. En la Sabana de Bogotá la Formación Plaeners presenta en la base cambios en la composición litológica, posiblemente relacionada con la unidad infrayacente, de esta forma, se observa un conjunto lidítico en la base cuando está en

contacto con la Arenisca Dura; en tanto que es arcillosa cuando está en contacto con la Lidita Superior; de igual forma se aprecia un mayor espesor.

FORMACIÓN CHÍA, QCH1. Esta unidad se extiende, a lo largo de la parte baja de la llanura de los Ríos Bogotá y Chicú. La formación corresponde a depósitos originados por las corrientes fluviales del Río Bogotá, los cuales han arrasado depósitos más antiguos como los de Terraza Alta y los depósitos de abanicos aluviales. Estos depósitos están formados, principalmente por arcillas gris verdosas y limos en descomposición.

FORMACIÓN SABANA, QSA2 La formación se extiende en sentido NE-SW, ubicándose en las terrazas que forman parte de la llanura fluvio - lacustre del Río Bogotá. Constituye el principal relleno de la Sabana de Bogotá. Consta principalmente de gravas, arenas y arcillas. Hacia los bordes de la cuenca sedimentaria, existe un aumento de arcillas orgánicas, turbas, arcillas arenosas y arenas arcillosas intercaladas.

PIEDEMONTE COLUVIO - ALUVIAL, Q (DP) Esta unidad localizada en las terrazas altas de la llanura del Río Bogotá; se encuentra formada por sedimentos de origen coluvial, provenientes del proceso de sedimentación que se presentan en las laderas de montaña estructural y por sedimentos de ambiente fluvial. Predominan las areniscas y arcillolítas.

4.1.1 GEMORFOLOGIA

El paisaje de montaña, localizado al occidente del municipio se eleva desde los 2600 m hasta los 3050 m., como se dijo en el análisis geológico, su composición litológica corresponde a materiales sedimentarios especialmente areniscas y conglomerados de la formación Guadalupe. Hacen parte de este paisaje los tipos de relieve laderas predominantemente, con pendientes mayores del 50%; también se presentan cimas y resaltos de laderas con pendientes más suaves, entre el 12 y 50 %. El paisaje de piedemonte se extiende desde la base de la montaña hasta los taludes que lo separan con la llanura de desborde. Ocupa la mayor extensión del municipio, su topografía es plana a ligeramente ondulada. Presenta como tipos de relieve: abanicos, terrazas y taludes de

terraza. El paisaje de Valle, está formado por la dinámica aluvial de los ríos Bogotá, Chicú y río Frío. Como tipo de relieve se identifica la llanura de desborde conformada por formas del terreno como vegas, basines y diques.

UNIDAD MONTAÑOSA DE CONTROL ESTRUCTURAL El relieve montañoso de control estructural, muestra geoformas escarpadas, siguiendo direcciones claras de estructuras geológicas de plegamiento y diaclasamiento, con presencia generalmente de pendientes fuertes y materiales consolidados de roca dura. En las partes bajas, la ladera se hace menos empinada y más irregular con algunas rupturas de pendiente y fenómenos de remoción en masa. Corresponden a las montañas cuyas alturas y formas se deben al plegamiento de las rocas, afectadas en grado variable por denudación.

CRESTAS Comprenden aquellas geoformas de relieve abrupto con flancos simétricos que sobresalen en el paisaje y con frecuencia se definen como cuchillas, son la resultante de la degradación o fallamiento de un anticlinal, cuyas ladera estructural y erosional o escarpe tienden a ser regulares y escasamente disectadas debido a la uniformidad y dureza de las rocas que las conforman. Son de relieve fuertemente quebrado a muy escarpado, con pendientes mayores del 75%, largas y rectilíneas. Presentan procesos de movimientos en masa como: pata de vaca, deslizamientos y desplomes.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS SONDEOS

En la Tabla 2 se relacionan la profundidad final y el equipo utilizado en el sondeo.

No.	Profundidad	Equipo
S1	18.00 m	Paladraga, SPT y Shelby
S2	18.00 m	Paladraga, SPT y Shelby
S3	18.00 m	Paladraga, SPT y Shelby

Tabla 2. Caracterización de los sondeos

En la norma NSR 10 en el numeral 3.2.5, inciso (c, i), permite que la profundidad de los sondeos sea 2.5 veces el ancho de las zapatas y se considera que las zapatas pueden estar con dimensiones de 3.0 m, en referencia a este criterio consideramos que la profundidad de los sondeos obtenida cumple con los permitido en la Norma NSR-10.

4.3 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS

Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio.

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 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Tabla 3. Clasificación de las unidades de construcción por categorías

4.4 NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS

El número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Tabla 4. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

4.5 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Realizados los ensayos de laboratorio y considerando la clasificación de los materiales que se registraron en los formatos del Anexo 2; se presenta en la Tabla 3 a 6 y el perfil típico de los sondeos realizados.

4.5.1 SONDEOS

PERFIL SONDEO 1	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.20 m	**Placa de concreto**
0.20 a 0.90 m	**Recebo común**
0.90 a 1.50 m	**Material orgánico**
1.50 a 2.50 m	**Arcilla grasa color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de arcilla con humedad media, con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 60.3%, se presenta límite liquido de 95.2%, un límite plástico de 40.1, un índice de plasticidad de 55.2%. Se clasifica como CH, según USC
2.50 a 4.00 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de compresibilidad, presenta el 100% de limos con humedad media, consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 83.0%, se presenta límite liquido de 111.2%, un límite plástico de 56.3, un índice de plasticidad de 54.9%. Se clasifica como MH, según USC
4.00 a 5.50 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de limos, con humedad media, con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 131.1%, se presenta límite liquido de 185.4%, un límite plástico de 88.9, un índice de plasticidad de 96.5%. Se clasifica como MH, según USC
5.50 a 7.00 m	**Arcilla grasa color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de arcilla, con humedad media, consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 128.8%, se presenta límite liquido de 195.3%, un límite plástico de 63.3, un índice de plasticidad de 132.1%. Se clasifica como CH, según USC
7.00 a 8.50 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de limos, con humedad media, consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 133.2%, se presenta límite liquido de 183.5%, un límite plástico de 73.2, un índice de plasticidad de 110.3%. Se clasifica como MH, según USC

8.50 a 10.00 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 144.2%, se presenta límite liquido de 201.0%, un límite plástico de 85.3, un índice de plasticidad de 115.7%. Se clasifica como MH, según USC
10.00 a 11.50 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 135.2%, se presenta límite liquido de 173.2%, un límite plástico de 71.1, un índice de plasticidad de 102.1%. Se clasifica como MH, según USC
11.50 a 14.00 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 112.1%, se presenta límite liquido de 136.2%, un límite plástico de 61.8, un índice de plasticidad de 74.4%. Se clasifica como MH, según USC
14.00 a 18.00 m	**Arcilla grasa color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de arcilla con humedad media con consistencia blanda y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 146.6%, se presenta límite liquido de 200.5%, un límite plástico de 68.0, un índice de plasticidad de 132.5%. Se clasifica como CH, según USC

Tabla 5. Perfil estratigráfico sondeo 1

PERFIL SONDEO 2	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.20 m	**Placa de concreto**
0.20 a 1.00 m	**Recebo común**
1.00 a 1.50 m	**Material orgánico**
1.50 a 2.50 m	**Limo elástico color café de alta compresibilidad, presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad media** Este estrato presenta una humedad natural de 72.8%, se presenta límite liquido de 101.1%, un límite plástico de 49.7, un índice de plasticidad de 51.3%. Se clasifica como MH, según USC

2.50 a 4.00 m	**Arcilla grasa color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de arcilla con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 68.8%, se presenta límite liquido de 102.7%, un límite plástico de 41.8, un índice de plasticidad de 60.9%. Se clasifica como CH, según USC
4.00 a 5.50 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 103.9%, se presenta límite liquido de 152.7%, un límite plástico de 73.2, un índice de plasticidad de 79.5%. Se clasifica como MH, según USC
5.50 a 7.00 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 102.8%, se presenta límite liquido de 178.7%, un límite plástico de 76.8, un índice de plasticidad de 101.9%. Se clasifica como MH, según USC
7.00 a 8.50 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 128.3%, se presenta límite liquido de 178.5%, un límite plástico de 71.1, un índice de plasticidad de 107.4%. Se clasifica como MH, según USC
8.50 a 10.00 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 128.8%, se presenta límite liquido de 166.1%, un límite plástico de 69.0, un índice de plasticidad de 97.2%. Se clasifica como MH, según USC
10.00 a 11.50 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia muy blanda y plasticidad media** Este estrato presenta una humedad natural de 111.4%, se presenta límite liquido de 128.9%, un límite plástico de 51.4, un índice de plasticidad de 77.5%. Se clasifica como MH, según USC
11.50 a 14.00 m	**Arcilla grasa color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de arcilla con humedad media con consistencia blanda y plasticidad alta**

	Este estrato presenta una humedad natural de 112.5%, se presenta límite liquido de 143.3%, un límite plástico de 45.5, un índice de plasticidad de 97.8%. Se clasifica como MH, según USC
14.00 a 18.00 m	**Arcilla grasa color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de arcilla con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 148.9%, se presenta límite liquido de 206.6%, un límite plástico de 89.3, un índice de plasticidad de 117.3%. Se clasifica como CH, según USC

Tabla 6. Perfil estratigráfico sondeo 2

PERFIL SONDEO 3	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.20 m	**Placa de concreto**
0.20 a 0.90 m	**Recebo común**
0.90 a 2.20 m	**Material orgánico**
2.20 a 3.70 m	**Limo elástico color café de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia dura y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 50.9%, se presenta límite liquido de 93.5%, un límite plástico de 40.9, un índice de plasticidad de 52.6%. Se clasifica como MH, según USC
3.70 a 5.20 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 67.3%, se presenta límite liquido de 116.2%, un límite plástico de 52.1, un índice de plasticidad de 64.1%. Se clasifica como MH, según USC
5.20 a 6.70 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia dura y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 93.9%, se presenta límite liquido de 184.0%, un límite plástico de 65.0, un índice de plasticidad de 119.0%. Se clasifica como MH, según USC
6.70 a 8.20 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta**

	Este estrato presenta una humedad natural de 103.1%, se presenta límite liquido de 159.9%, un límite plástico de 58.4, un índice de plasticidad de 101.5%. Se clasifica como MH, según USC
8.20 a 9.70 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 95.4%, se presenta límite liquido de 140.3%, un límite plástico de 60.7, un índice de plasticidad de 79.6%. Se clasifica como MH, según USC
9.70 a 11.70 m	**Limo elástico color gris de alta compresibilidad presenta el 100% de limos con humedad media con consistencia firme y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 105.7%, se presenta límite liquido de 150.6%, un límite plástico de 57.6, un índice de plasticidad de 92.8%. Se clasifica como MH, según USC
11.70 a 15.00 m	**Arcilla grasa de color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de arcilla con humedad media con consistencia dura y plasticidad alta** Este estrato presenta una humedad natural de 123.4%, se presenta límite liquido de 180.2%, un límite plástico de 62.7, un índice de plasticidad de 117.5%. Se clasifica como CH, según USC

Tabla 7. Perfil estratigráfico sondeo 3

FOTOGRAFIA DE LOS SONDEOS

SONDEO 1



SONDEO 2



SONDEO 3



Mediante el ensayo de SPT realizado en la visita de campo para el sitio de estudio, no se encontraron estratos muy densos, ***por lo que después de la profundidad de los 18.00 m el material puede cambiar su tipología.***

4.6 ENSAYOS DE LABORATORIO

A las muestras alteradas y/o inalteradas tomadas en la exploración de campo se realizaron los siguientes ensayos de clasificación:

- Ensayo de campo SPT
- Contenido de Humedad natural
- Granulometría

- Límites de Atterberg
- Peso unitario

4.7 CARACTERIZACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Con base en los trabajos de investigación del subsuelo realizados en la zona de estudio y los ensayos de laboratorio de las muestras extraídas, se pudo determinar la estratigrafía y propiedades geomecánicas en profundidad para el área de estudio.

De acuerdo a los resultados de laboratorio y de los ensayos de campo se estimaron los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de capacidad portante y asentamientos.

A continuación, se realizó la caracterización del material predominante en la zona de estudio de acuerdo a las muestras recuperadas en los sondeos realizados.

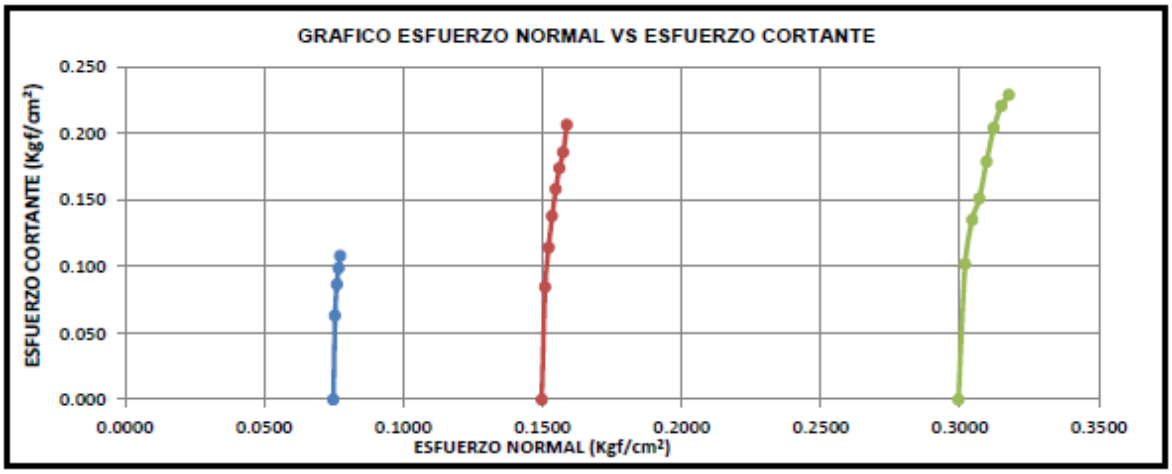
Material: LIMO ELASTICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD

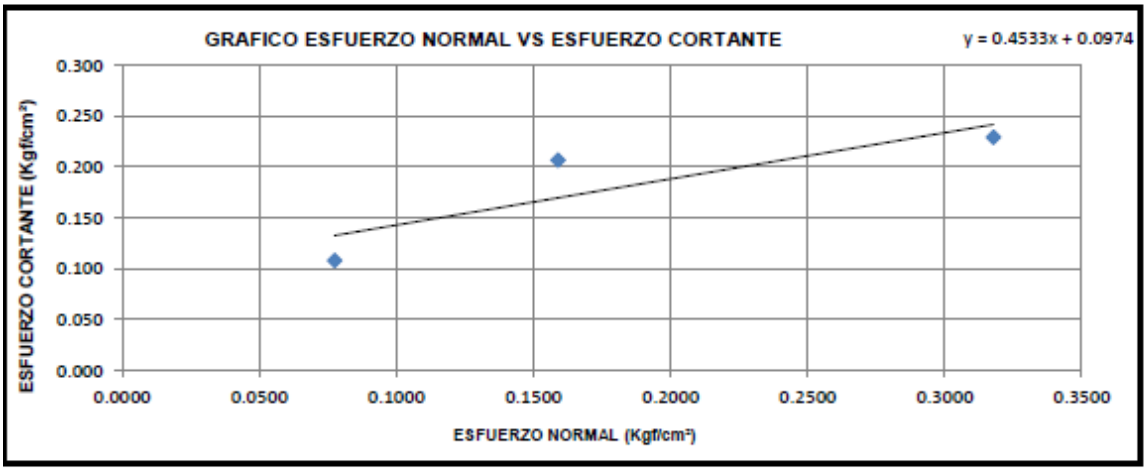
A partir de la profundidad de 1.50 m y hasta una profundidad de 18.00 m se encuentran materiales cohesivos. Las propiedades del material obtenidas por medio de los distintos ensayos realizados se presentan a continuación.

4.7.1 CORTE DIRECTO

SONDEO	MATERIAL	PROF PROMEDIO	Cohesión qu (Kgf/cm2)	Angulo de fricción °
S1	MH	11.50	0.0619	26.71

Tabla 8. Resultados de corte directo





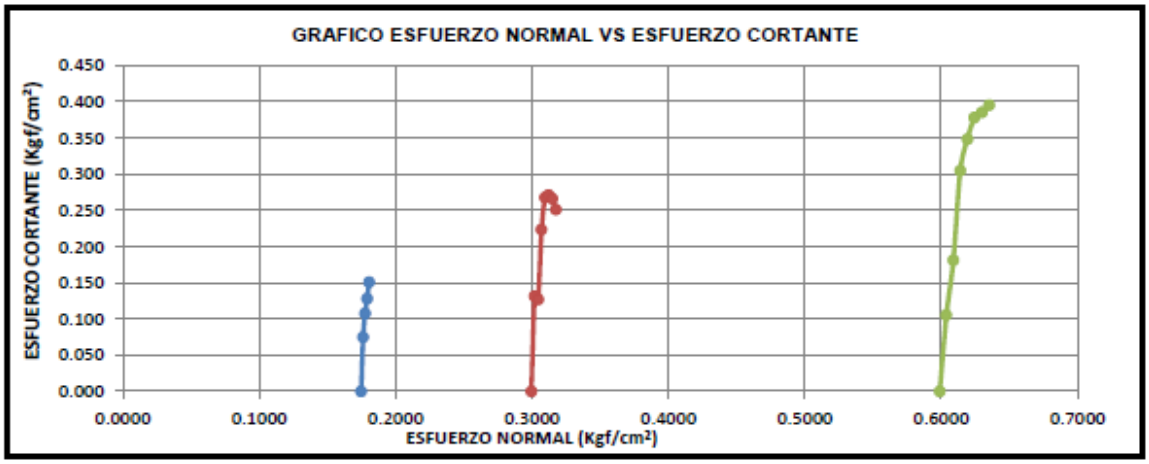
C=	0.0619	Kgf/cm²	Φ =	26.71

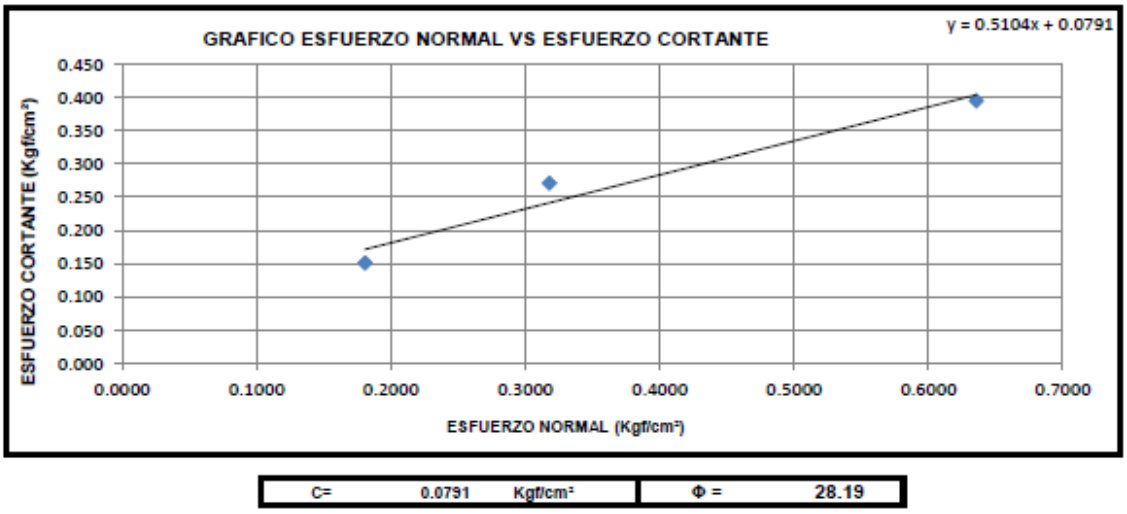
Figura 4. Grafica de corte directo

- **RESULTADOS CORTE DIRECTO**

SONDEO	MATERIAL	PROF PROMEDIO	Cohesión qu (Kgf/cm2)	Angulo de fricción °
S2	MH	5.50	0.0791	28.19

Tabla 9. Resultados de corte directo





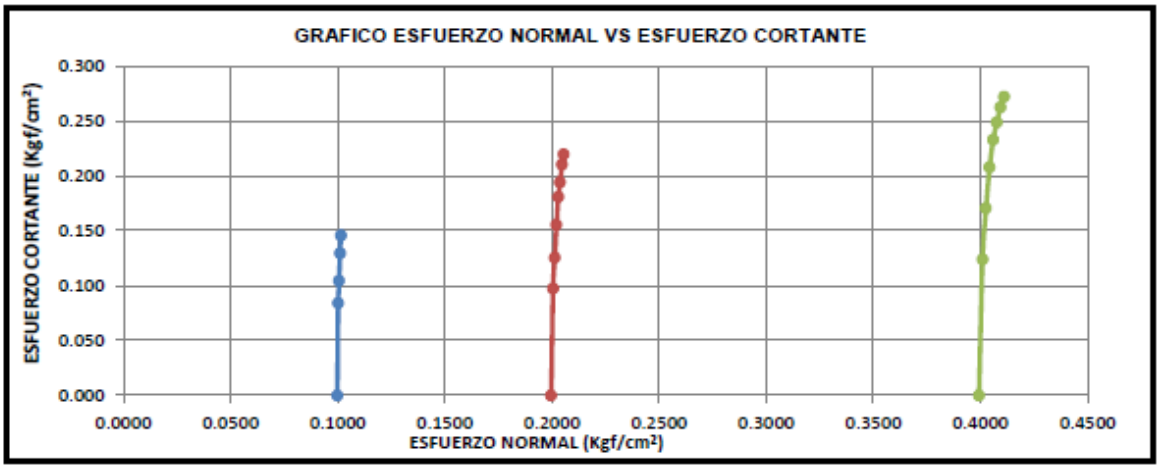
C=	0.0791	Kgf/cm²	Φ =	28.19

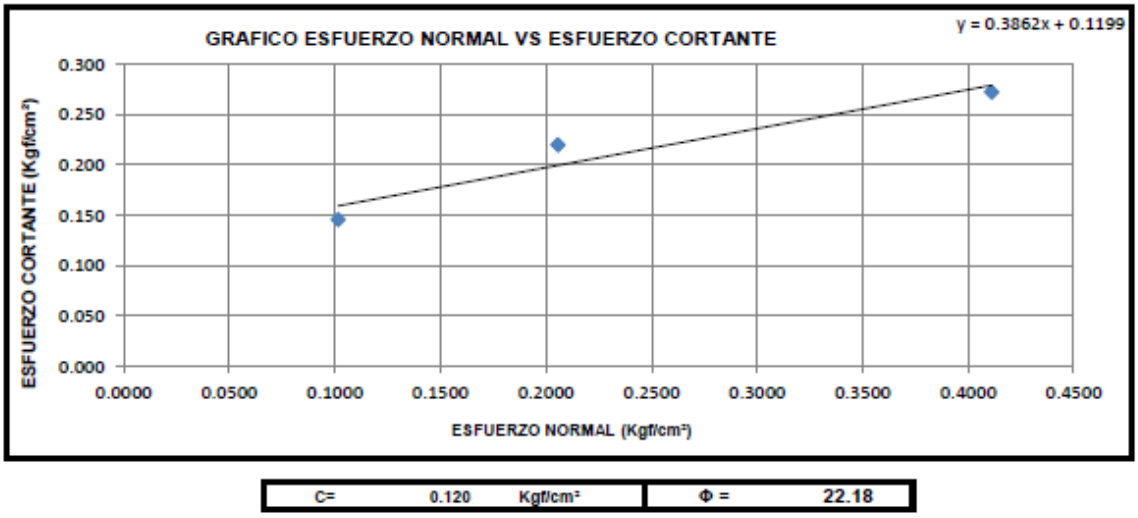
Figura 5. Grafica de corte directo

- **RESULTADOS CORTE DIRECTO**

SONDEO	MATERIAL	PROF PROMEDIO	Cohesión qu (Kgf/cm2)	Angulo de fricción °
S2	MH	9.10	0.120	22.18

Tabla 10. Resultados de corte directo





C=	0.120	Kgf/cm²	Φ =	22.18

Figura 6. Grafica de corte directo

4.7.2 RESULTADOS RESISTENCIA, PRUEBA DE COMPRESIÓN INCONFINADA

A continuación se presentan los resultados de ensayos de compresión simple o compresión inconfinada en los cuales se aplica un esfuerzo axial mediante una prensa a una probeta cubierta de una vaina de látex que impide el drenaje.

Para determinar el parámetro no drenado Cu, se recolectan periódicamente valores de los deformímetros que controlan el anillo de carga y la deformación vertical (ΔL) de la probeta. El parámetro de resistencia no drenado se obtiene de la ecuación:

$$q_u = \frac{c_u}{2}$$

Se realizan varios ensayos para adoptar un valor promedio de qu.

Tabla 11. Resultados Prueba compresión inconfinada

SONDEO	MUESTRA	MATERIAL	PROF PROMEDIO	RESISTENCIA A COMPRESION INCONFINADA qu (Kg/cm2)	RESISTENCIA AL CORTE (Kg/cm2)	DEFORMACION MAX (%)
S1	1	CH	2.50	0.53	0.27	9.07
S1	3	MH	5.50	0.40	0.20	6.17
S1	5	MH	8.50	0.38	0.19	6.53
S1	6	MH	10.00	0.39	0.19	5.81
S1	7	MH	11.50	0.38	0.19	7.26

Tabla 12. Resultados Prueba compresión inconfinada

SONDEO	MUESTRA	MATERIAL	PROF PROMEDIO	RESISTENCIA A COMPRESION INCONFINADA qu (Kg/cm2)	RESISTENCIA AL CORTE (Kg/cm2)	DEFORMACION MAX (%)
S2	1	MH	2.50	0.26	0.13	7.47
S2	3	MH	5.50	0.34	0.17	2.54
S2	5	MH	8.50	0.35	0.18	7.98
S2	6	MH	10.00	0.28	0.14	9.07
S2	7	MH	11.50	0.30	0.15	9.07
S2	8	MH	14.00	0.45	0.22	8.94

Tabla 13. Resultados Prueba compresión inconfinada

SONDEO	MUESTRA	MATERIAL	PROF PROMEDIO	RESISTENCIA A COMPRESION INCONFINADA qu (Kg/cm2)	RESISTENCIA AL CORTE (Kg/cm2)	DEFORMACION MAX (%)
S3	1	MH	3.70	0.60	0.30	6.17
S3	3	MH	6.70	0.68	0.34	7.46
S3	4	MH	8.20	0.59	0.30	9.07
S3	5	MH	9.70	0.38	0.19	9.07

SONDEO	MUESTRA	MATERIAL	PROF PROMEDIO	RESISTENCIA A COMPRESION INCONFINADA qu (Kg/cm2)	RESISTENCIA AL CORTE (Kg/cm2)	DEFORMACION MAX (%)
S3	7	CH	15.00	0.53	0.26	6.70

- **Parámetros Geotécnicos de Diseño**

Parámetro	Material cohesivo
Peso Unitario:	1.72 t/m3
Cohesión:	3.6 t/m2
Ángulo de fricción:	12.0°

Tabla 14. Parámetros geotécnicos

4.8 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

Con los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio se realizan los cálculos de capacidad portante para el sector de estudio, se considera la profundidad como variable para el cálculo de estas capacidades. En el Anexo 1 se presenta el cálculo de capacidad portante y en el Anexo 3 se presenta la metodología con la cual se realizó la evaluación de la capacidad portante.

A CONTINUACIÓN, SE PRESENTA LA ALTERNATIVA DE CIMENTACION

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL EDIFICIO***

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de pilotes pre excavados para la alternativa de cimentación del edificio, a continuación el análisis de sensibilidad para pilotes con una profundidad de desplante, se debe tener en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40, 0.50 con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación. Se recomienda utilizar pilotes en concreto de sección circular. Se dan diámetro entre 0.30, 0.40 y 0.50.

CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON			
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	4.83	6.70	8.71
4.00 m	6.44	8.94	11.61
5.00 m	8.05	11.17	14.52
6.00 m	9.66	13.41	17.42
7.00 m	11.27	15.64	20.32
8.00 m	12.88	17.88	23.23
9.00 m	14.49	20.11	26.13
10.00 m	16.10	22.35	29.04
11.00 m	17.71	24.58	31.94
12.00 m	19.32	26.82	34.84
13.00 m	20.93	29.05	37.75
14.00 m	22.54	31.29	40.65
15.00 m	24.15	33.52	43.55

Tabla 15. Valores de Capacidad Portante
***Fuente. Elaboración Propia.**

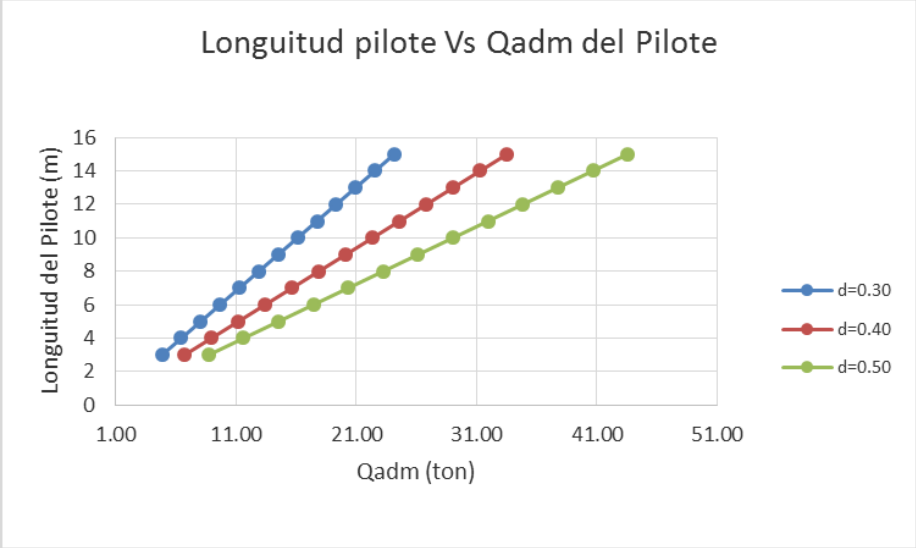


Figura 7. Gráfico de pilotes de longitud Vs Qad
***Fuente. Elaboración Propia.**

- **GRUPO DE PILOTES (CAPACIDAD POR GRUPO)**

Separación entre ejes	3 d

m	Grupo de pilotes		
Diametro	2	4	6
0.300	2.000	2.000	2.000
0.400	2.000	2.000	2.000
0.500	2.000	2.000	2.000

n	Grupo de pilotes		
Diametro	2	4	6
0.300	1.000	2.000	2.000
0.400	1.000	2.000	2.000
0.500	1.000	2.000	2.000

EFICIENCIA			
Diametro	2	4	6
0.300	0.898	0.795	0.795
0.400	0.898	0.795	0.795
0.500	0.898	0.795	0.795

Tabla 16. Capacidad por grupo de pilotes

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA LA ZONA DE ARCHIVO***

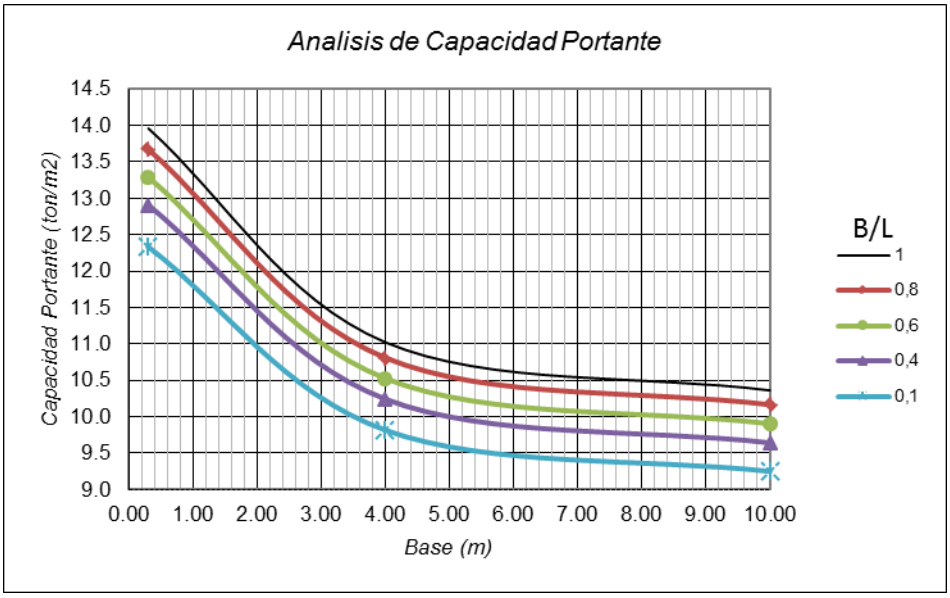


Figura 8. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m

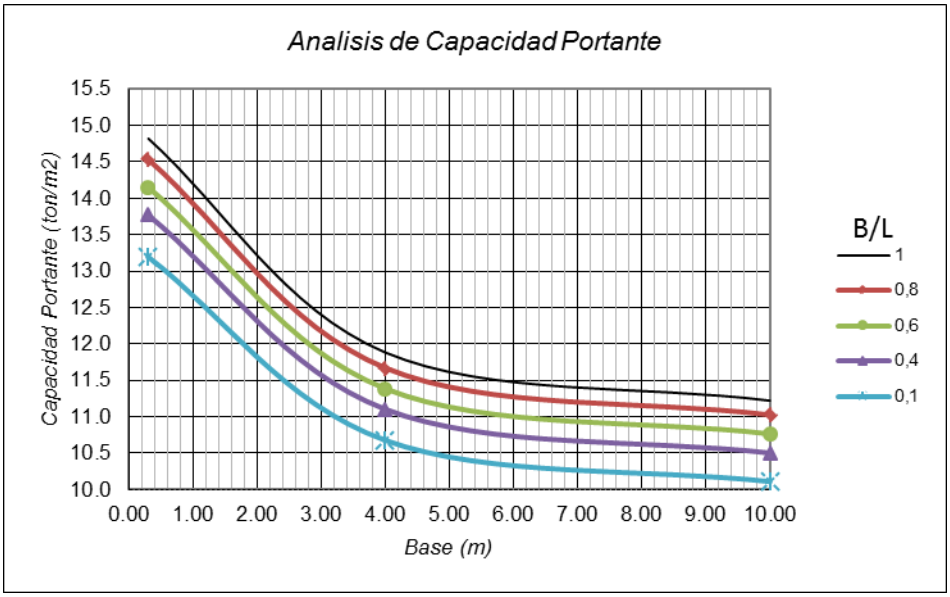


Figura 9. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m

Se recomienda el uso de zapatas aisladas como cimentación en concreto con una sección mínima de 1.00 m x 1.00 m con una profundidad de desplante de 1.50 m con una capacidad portante de 13.0 ton/m2 y para una profundidad de desplante de 2.00 m una capacidad portante de 13.80 ton/m2. ***Las zapatas se apoyarán sobre un concreto de limpieza de 0.05 m, con el propósito de realizar el reemplazo de los materiales orgánicos.***

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA LA ZONA DE ARCHIVO***

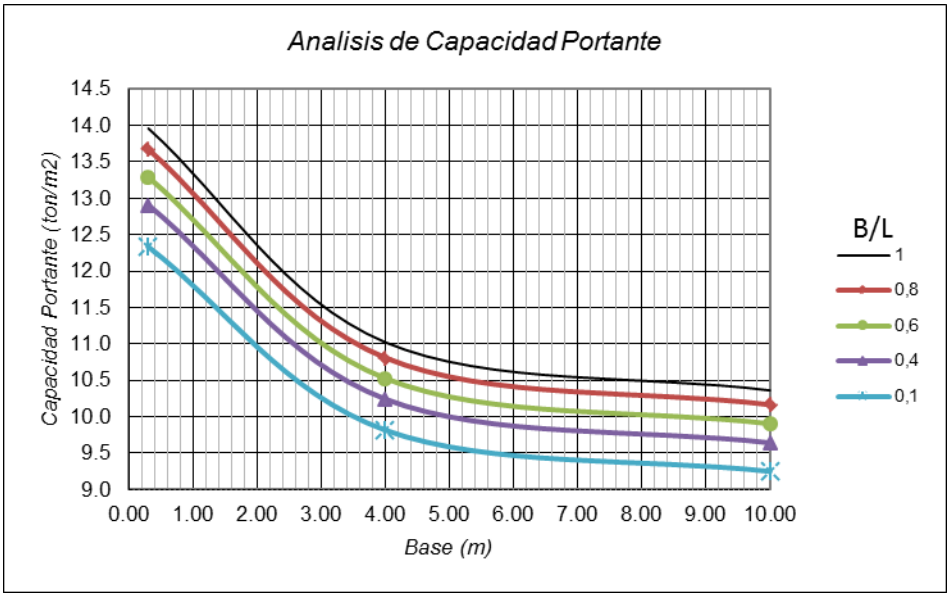


Figura 10. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m

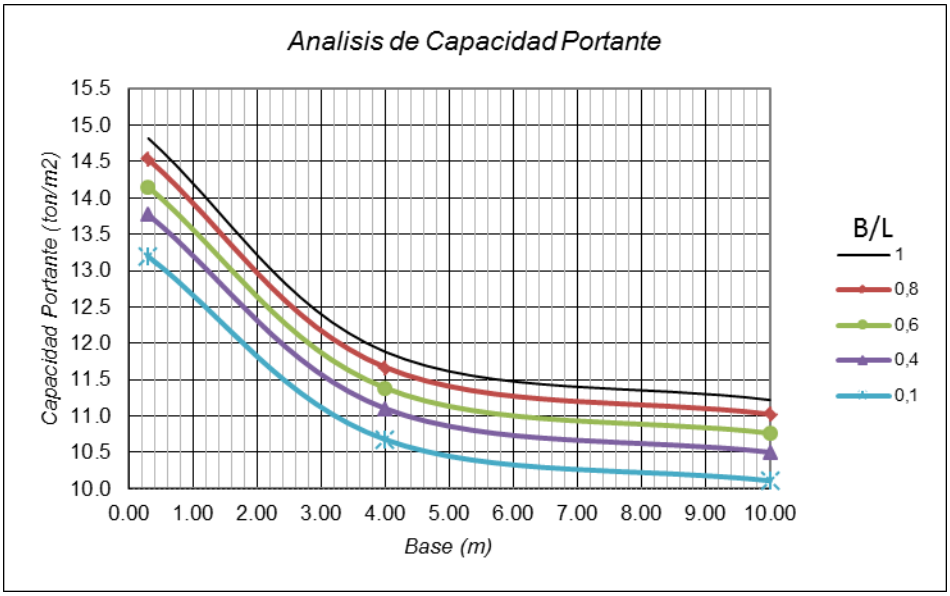


Figura 11. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m

Se recomienda el uso de zapatas aisladas como cimentación en concreto con una sección mínima de 1.00 m x 1.00 m con una profundidad de desplante de 1.50 m con una capacidad portante de 13.0 ton/m2 y para una profundidad de desplante de 2.00 m una capacidad

portante de 13.80 ton/m2. ***Las zapatas se apoyarán sobre un concreto de limpieza de 0.05 m, con el propósito de realizar el reemplazo de los materiales orgánicos.***

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL SOTANO Y PISO 1***

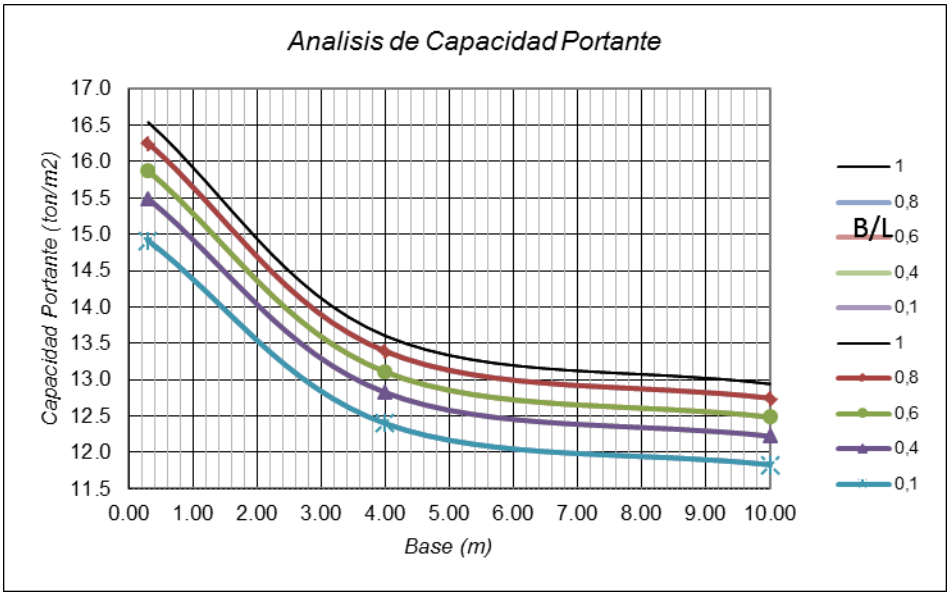


Figura 12. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 3.00 m

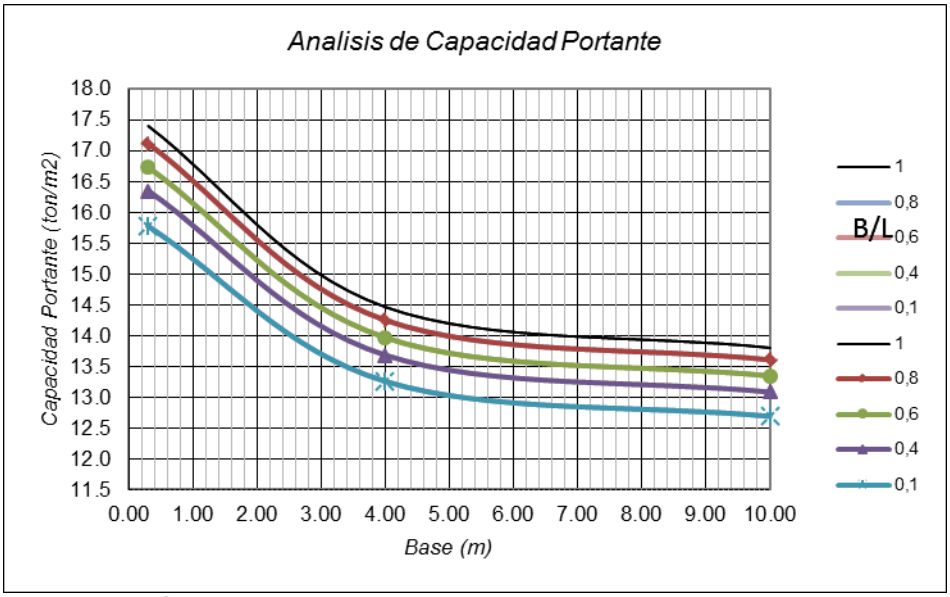


Figura 13. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 3.50 m

Se recomienda para la estructura una losa de cimentación con una sección mínima igual a la estructura, con un espesor de 30 cm, apoyada sobre un mejoramiento en concreto ciclópeo mínimo de 0.35 m. El mejoramiento nos permite controlar los procesos e expansión de los suelos que se encuentran en el sitio del proyecto pero no permite controlar los asentamientos a mediano y largo plazo. Para la losa de contrapiso se presentan las profundidades de desplante variables desde 3.00 a 3.50 m, a continuación, se presenta las capacidades portantes. Cabe mencionar que se deben colocar filtros laterales a la placa en forma de espina de pescado.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
3.00	15.2
3.50	16.6

Tabla 17. Resumen de capacidades portante

Nota: Se quiere mencionar y resaltar que no es viable cimentar la zona de archivo y el edificio a construir sobre la placa existente dado que los asentamientos serán grandes debido a la carga puntual del sitio.

De igual manera las áreas y las profundidades de cimentación corresponden a los requerimientos mínimos de capacidad portante, y el diseñador estructural determinara las dimensiones con el fin de cumplir con los requerimientos estructurales para cada elemento.

Se considera como factor de seguridad indirecto mínimo un valor de 3.00 para condiciones de carga viva y muerta normal. Considerando que los factores de seguridad director propuestos por la norma son menores consideramos un valor de 3.00 como factor de seguridad para el cálculo de capacidad portante.

4.9 EMPUJES PARA LOS MURO SÓTANO

Se realiza el cálculo de empuje de tierras en condición activo y pasivo, teniendo en cuenta las características del material presente.

Empuje activo

$$K_a = tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$$

$$\sigma_a = \gamma H * Ka$$

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2cH$$

Empuje pasivo

$$Kp = tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$$

$$\sigma_p = \gamma H * Kp$$

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 + 2cH$$

Prof m	γ ton/m3	Ka	$\gamma\omega$ ton/m3	σha ton/m2	Kp	σhp	Ko	Ea	Ep
0.500	1.720	0.656	0.000	0.506	1.525	0.653	0.792	0.179	0.251
1.000	1.720	0.656	0.000	1.070	1.525	1.217	0.792	0.788	0.932
1.500	1.720	0.656	0.000	1.634	1.525	1.781	0.792	1.827	2.043
2.000	1.720	0.656	0.000	2.197	1.525	2.345	0.792	3.296	3.584
2.500	1.720	0.656	0.000	2.761	1.525	2.909	0.792	5.195	5.555
3.000	1.720	0.656	0.000	3.325	1.525	3.473	0.792	7.524	7.956
3.500	1.720	0.656	0.000	3.889	1.525	4.037	0.792	10.283	10.787
4.000	1.720	0.656	0.000	4.453	1.525	4.600	0.792	13.472	14.048

Tabla 18. Empujes activos

4.10 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Para el cálculo de asentamientos se utiliza la siguiente metodología ya que es necesario estimarlos con precisión porque la mayoría de las estructuras son más sensibles a los asentamientos rápidos de distorsión que a los lentos. La ecuación utilizada para el cálculo de asentamientos inmediatos es la siguiente:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} m I_s I_F$$

En donde E_s, μ son los parámetros elásticos del suelo, I_s, I_F, m son los factores de influencia de Steinbrenner, Fox, y números de esquinas que contribuyen al asentamiento. Para el caso de la estimación del asentamiento producido por una cimentación rígida se trabajará con el 93% de I_s. Cada uno de los asentamientos está calculado por carga rígida y por carga flexible, los cálculos realizados consideran el módulo de Young, Coeficiente de Poisson y la carga admisible. Debido a las características de los materiales obtenidos de las exploraciones hechas en campo, no fue posible obtener muestras adecuadas y suficientes para la realización de los ensayos de consolidación y corte directo. Por esta razón, es necesario utilizar la bibliografía existente, es el caso de la determinación de los módulos de elasticidad, en la cual se considera la teoría de Casagrande en la publicación llamada *Classification and Identification of Soils*, Ver Tabla 18.

Tabla 19. Módulos de Elasticidad para diferentes materiales

Material	Módulo de Young - E (MPa)	Razón de Poisson (ν)
Arcilla suave	2 – 4	
Arcilla firme a dura	4 – 8	0.40 - 0.50
Arcilla muy dura	8 – 20	
Limo	2 – 20	0.30 - 0.35
Arena fina suelta	8 – 12	
Arena fina medio densa	12 – 20	0.25

Fuente: Classification and Identification of Soils

Como se puede apreciar en la Tabla 18 hay diferentes valores de módulo de Young para cada tipo de material definido, para los cálculos de asentamientos del presente estudio se emplearon diferentes valores de Módulo de Elasticidad, teniendo en cuenta los parámetros más críticos para los materiales presentes en la zona, tomando valores en el rango de 2 MPa hasta 20 MPa, tal como se muestra más adelante en los cálculos realizados.

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL EDIFICIO***

ALTERNATIVA DE PILOTES PRE-EXCAVADOS

L m	Qwp ton	ε	Qws ton	Φ m	Ap m^2	Ep ton/m^2	S_1 m	S_1 cm	Cp	q_p ton/m^2	S_2 m	S_2 cm	Cs	S_3 m	S_3 cm	S cm
4.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.05	0.00646	0.646	1.36
8.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.05	0.00375	0.375	1.09
10.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.06	0.00316	0.316	1.03
15.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.06	0.00235	0.235	0.95
20.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.07	0.00191	0.191	0.91
21.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.07	0.00184	0.184	0.91

Tabla 20. Asentamientos inmediatos de la estructura para Diámetro de 0.30 m

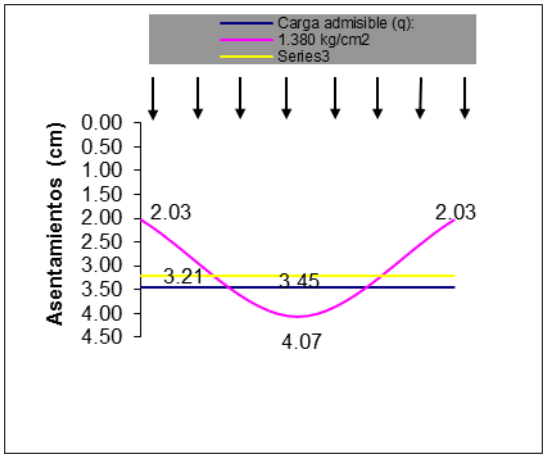
L m	Qwp ton	ε	Qws ton	Φ m	Ap m^2	Ep ton/m^2	S_1 m	S_1 cm	Cp	q_p ton/m^2	S_2 m	S_2 cm	Cs	S_3 m	S_3 cm	S cm
4.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.04	0.01512	1.512	2.46
8.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.05	0.00867	0.867	1.81
10.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.05	0.00729	0.729	1.68
15.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.06	0.00536	0.536	1.49
20.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.06	0.00434	0.434	1.39
21.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.06	0.00419	0.419	1.37

Tabla 21. Asentamientos inmediatos de la estructura para Diámetro de 0.40 m

L m	Qwp ton	ε	Qws ton	Φ m	Ap m^2	Ep ton/m^2	S_1 m	S_1 cm	Cp	q_p ton/m^2	S_2 m	S_2 cm	Cs	S_3 m	S_3 cm	S cm
4.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.04	0.02956	2.956	4.14
8.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.05	0.01678	1.678	2.86
10.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.05	0.01407	1.407	2.59
15.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.05	0.01030	1.030	2.21
20.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.06	0.00830	0.830	2.02
21.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.06	0.00801	0.801	1.99

Tabla 22. Asentamientos inmediatos de la estructura para Diámetro de 0.50 m

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA LA ZONA DE ARCHIVO***



Carga flexible :

• Esquina :

$$s = q \cdot b \cdot \frac{1-\upsilon^2}{E} \cdot I_p$$

• *Centro* :

$$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1-\upsilon^2}{E} \cdot I_p$$

• Valor medio :

$$s = s(centro) \cdot 0.848$$

Carga rígida :

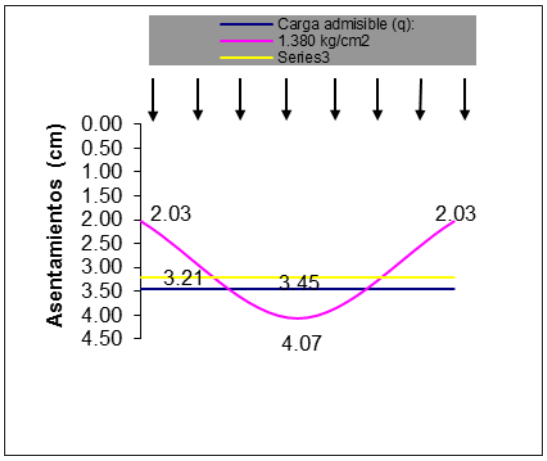
$$s = 93\% \cdot s(\text{valor medio})$$

Asentamientos carga flexible			
Esquina	**Centro**	**Valor medio**	**Carga total**
(cm)	**(cm)**	**(cm)**	**(T)**
2.03	4.07	3.45	13.8

-

Tabla 23. Asentamientos inmediatos para la zapata – Fuente Propia

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL SOTANO***



Carga flexible :

• Esquina :

$$s = q \cdot b \cdot \frac{1-\upsilon^2}{E} \cdot I_p$$

• *Centro* :

$$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1-\upsilon^2}{E} \cdot I_p$$

• Valor medio :

$$s = s(centro) \cdot 0.848$$

Carga rígida :

$$s = 93\% \cdot s(\text{valor medio})$$

Asentamientos carga flexible			
Esquina	**Centro**	**Valor medio**	**Carga total**
(cm)	**(cm)**	**(cm)**	**(T)**
2.44	4.89	4.15	16.6

-

Tabla 24. Asentamientos inmediatos para la zapata – Fuente Propia

En el anexo 1 se observa la metodología para el cálculo de asentamientos, utilizando como parámetro el valor de capacidad portante generado por la alternativa de cimentación para la estructura. **En caso se presentarse asentamientos muy grandes comunicarse inmediatamente con el Ingeniero Geotecnista para hacer las respectivas recomendaciones.**

4.11 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

Los estratos encontrados en el subsuelo poseen un Potencial de licuación: Nulo debido a la naturaleza cohesiva, a la densidad relativa mayor al 80% del material granular. En el Anexo 3 se presenta la metodología usada para la evaluación de la Licuación.

4.12 VALORACIÓN DE EXPANSIVIDAD

Realizados los ensayos de laboratorio y verificando las condiciones del subsuelo según los perfiles obtenidos se concluye que los materiales presentes en la zona presentan una susceptibilidad a la expansión baja, se recomienda realizar las excavaciones en el menor tiempo posible.

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm²	Límite Líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (□)	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

Tabla 25. Potencial de expansividad

4.13 NIVEL FREATICO

Terminada las perforaciones se realizó la medición del nivel freático, dando como resultado que en el sitio de estudio no se identificó nivel de aguas a ninguna profundidad con respecto al nivel actual del terreno. **En caso se presentarse nivel freático comunicarse inmediatamente con el Ingeniero Geotecnista.** Se recomienda manejar las aguas de escorrentía que se puedan presentar en épocas invernales para no generar inestabilidad en las paredes de las excavaciones

4.14 ASPECTOS SÍSMICOS

De acuerdo con la Norma Colombiana de Construcciones Sismo-resistentes NSR-2010, los siguientes son los coeficientes que se utilizarán para el análisis estructural. En la Tabla 13 se presentan los datos sísmicos de diseño.

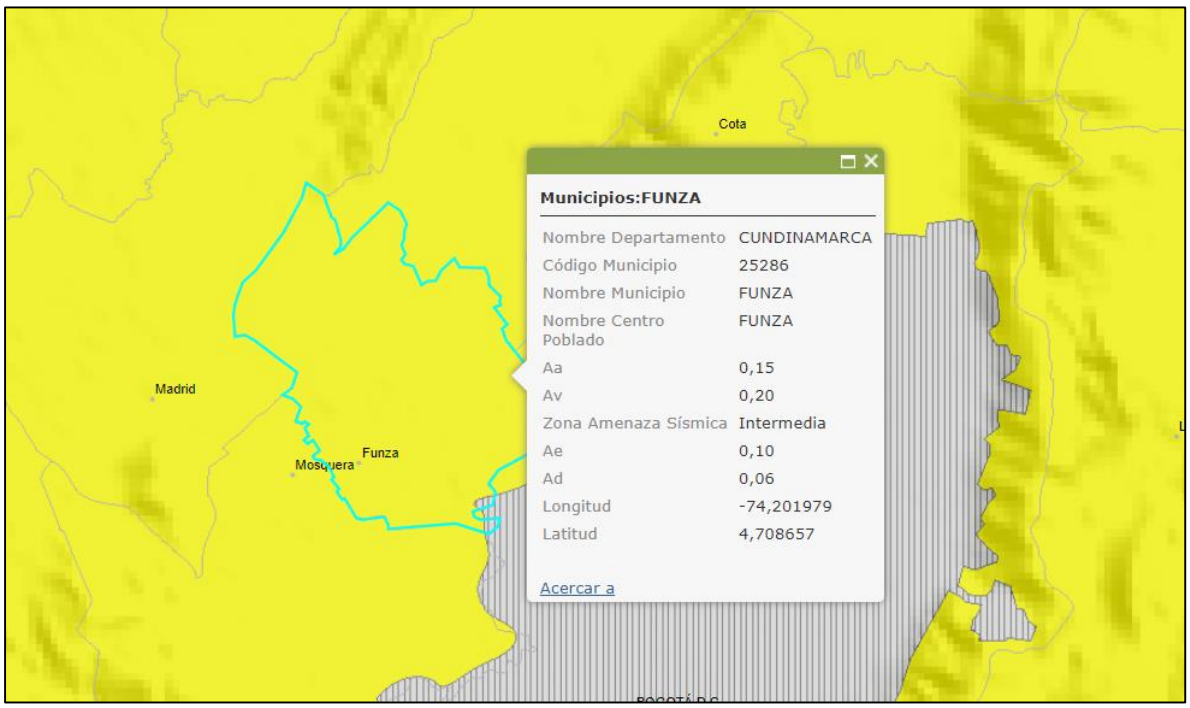


Figura 14. Mapa de zonificación geotécnica para reaspuesta sísmica.
Fuente: Ingeominas
Tomado de: http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Amenaza_Sismica/

Parámetro NSR-10	Nomenclatura	Valor
Zona Amenaza Sísmica	Intermedia	
Perfil de suelo	D	
Aceleración horizontal pico efectiva	Aa	0.15
Velocidad horizontal pico efectiva	Av	0.20
Factor de amplificación de Aa	Fa	1.5
Factor de amplificación de Av	Fv	2.4
Grupo de Uso	Grupo III	1.25

Tabla 26. Características sísmicas del perfil de suelo

4.15 FACTORES DE SEGURIDAD

Factor de Seguridad FS se define como la relación entre fuerzas resistentes FR y actuantes FA y también pueden usarse esfuerzos y se usa para evaluar el Estado Límite de Falla:

4.15.1 Factor de seguridad Directo

El F_{sb} viene definido como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla τ_F y el esfuerzo cortante actuante τ_A

$$F_{sb} = \tau_F / \tau_A$$

Adicionalmente, el esfuerzo cortante a la falla τ_F se expresa usualmente con el criterio del Mohr – Coulomb, en términos de esfuerzo efectivo

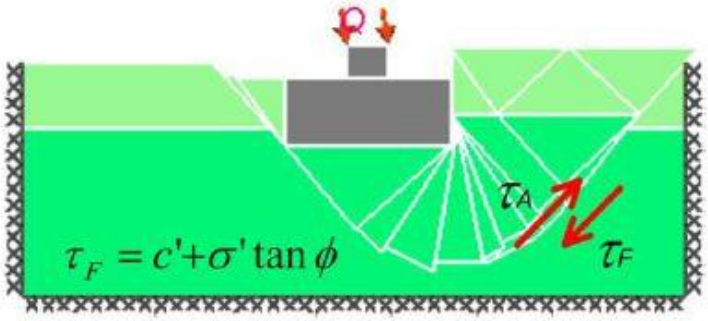


Figura 15. Falla Cortante, Fuente: Gonzales G. Álvaro J, Escuela Colombiana de Ingeniería

$$\tau_F = c' + \sigma' \tan \phi'$$

En donde

τ_F = Esfuerzo cortante a la falla

c' = Intercepto efectivo de cohesión

ϕ' = Angulo de fricción Efectivo

σ' = Esfuerzo normal efectivo

Además que en cualquier caso los Factores de seguridad Básicos F_{sb} aplicados al material terreo (suelo, roca o material indeterminado) no deben ser inferiores a los Factores de seguridad Básico Mínimos F_{SBM} o factores de Seguridad Básicos no drenado Mínimos F_{SBUM} de la siguiente tabla. En ningún caso el factor de seguridad básico mínimo F_{SBm} podrá ser inferior a 1.00

Condición	FSBM		FSBUM	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.5	1.25	1.8	1.4
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.1	1.4	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.1	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25	1.8	1.4
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

Figura 16. Factores se seguridad Mínimos Directos
Fuente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR - 10 TITULO H

- **FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS**

Para poder determinar el factor se seguridad indirecto se aconseja optar por los siguientes valores que se presentan en la siguiente tabla

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

Figura 17. Factores de Seguridad Indirectos $\mathbf{F_{SICP}}$ Mínimos
Fuente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR - 10 TITULO H

En todo caso se deberá demostrar que los Valores F_{SB} directos equivalentes no son inferiores a los de la Figura 26.

Para la capacidad portante por fricción de cimentaciones profundas está definido por tres casos que se mostraran a continuación:

a) Se define por lo siguiente

$$F_{SL} = \tau_L / \tau_A$$

En el cual τ_L es la resistencia al cortante en la interfaz suelo / elemento de cimentación menor o igual a τ_L

b) A menos que se demuestre con ensayos para la obra en estudio, se tomara para la ecuación los valores presentados en la Figura 26

$$\tau_L = 2/3\tau_F$$

c) En el Caso de presentarse la siguiente condición $(\tau_L - S_U)$, se debe usar

$\alpha = 0.2 + 0.8\exp[0.35 - (2S_U/P_A)] < 1.0$ (o una expresión con tendencia similar)

Y se podrá usar valores de F_{SL} iguales a los de F_{SB} de la Figura 26.

d) En el caso de pilotes o caissons en toca, se debe tomar τ_L con una formulación apropiada, tal como

$$\tau_L = \Psi\,[\sigma_C / 2P_A]^{-0.5}$$

En la cual

σ_C = Resistencia a compresión simple del material rocoso o del material del pilote, la que sea menor

P_A = Presión Atmosférica

Ψ = Factor empírico que puede tomarse como 0.5 para rocas arcillosas, 1.0 para rocas calcáreas o concretas y 2.0 para rocas arenosas

Y se podrá usar valores de F_{SL} iguales a los de F_{SB} de la figura 26.

5 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

Los resultados de capacidad portante y asentamientos, se consideran admisibles para las estructuras, sin embargo, el ingeniero estructural puede hacer las correcciones de geometría pertinentes, en función a las cargas determinadas y a las características de resistencia del suelo de fundación.

A continuación, se presentan las recomendaciones constructivas para la estructura a construir en el sector de estudio.

5.1 EXCAVACIÓN

Se realizarán excavaciones a cielo abierto, de pared vertical, estas excavaciones se deben realizar con equipo adecuado y que realice las excavaciones en una sola fase de excavación.

Las excavaciones correspondientes deben llevarse a cabo en el menor tiempo posible y realizar los trabajos de construcción, inmediatamente después de haber llegado al nivel de fundación.

Para el manejo de aguas de escorrentía superficial o de infiltración se debe realizar la evacuación de estas por medio de equipos adecuados y realizando la disposición en la red de aguas lluvias más cercana.

5.2 TRATAMIENTO DE LA SUBRASANTE

Se recomienda la construcción de una superficie de limpieza para la construcción de la cimentación, esta consiste en colocar una capa de mortero pobre con un espesor de 0.05 m mínimo en toda al área de intervención de la estructura, y sobre este realizar la cimentación correspondiente de acuerdo al diseño estructural.

En caso de encontrarse a nivel de cimentación, material deficiente de baja resistencia y/o con contenido de materia orgánica, se recomienda hacer el reemplazo de este material, por uno de mejores características, que garantice la estabilidad de la cimentación.

5.3 PILOTES

La particularidad del pozo de cimentación es que se va construyendo a medida que se aumentando la profundidad en el terreno.

En la boca de la pila o caisson se instalará barandillas en madera perimetral con una sola entrada a la zona de trabajo. Se realizará la excavación inicial y armado de refuerzo para el primer anillo. El producto de la excavación deberá ser evacuado inmediatamente y no se aceptará depósitos en la cercanía de la boca de la pila o caisson. Las paredes de la excavación se protegerá mediante anillos troncos cónicos de 10 cm de espesor y 1.0 m de altura, posteriormente se monta la formaleta de madera para fundir el primer anillo, el cual se fundirá en concreto de 3000 psi.

Entre anillos se dejarán taches metálicos que garanticen un comportamiento homogéneo entre el sistema de anillos y evitar desplazamientos entre los mismos.

El Contratista debe prever los sistemas necesarios para controlar los derrumbes que se puedan presentar mientras se avanza con la excavación. Una vez se alcance el nivel de cimentación, el suelo se protegerá con una capa de concreto pobre.

Antes de proceder con el armado de la estructura de acero y el relleno de la pila, se deberá limpiar las paredes de los anillos de arriba hacia abajo, quitando todo el material adherido durante la excavación.

Se coloca la estructura del acero de refuerzo, llamada también canasta. El relleno de la pila o caisson se hará normalmente con concreto reforzado.

El Interventor autorizará la colocación del concreto, cuando haya comprobado la exactitud en las dimensiones de las formaletas y la correcta colocación del acero de refuerzo, según los planos del proyecto y con un recubrimiento mínimo 7.5 cm.

5.4 LOSA DE CONTRAPISO

Con el fin de controlar la altura recomendada de la capa de concreto se localizan con la ayuda de la comisión topográfica (en algunos casos) una serie de elementos verticales, generalmente refuerzos de 3/8" y longitudes entre los 30 y 40cm., los cuales van perfectamente alineados entre sí y localizados interna, perimetral y externamente al área de la placa en la terraza. Estos refuerzos hincados verticalmente van marcados en dos puntos, uno exactamente a nivel superior de la placa para el control y otro a una altura previamente fijada sobre la marca anterior el cual sirve de nivel guía. En la marca superior de cada refuerzo se amarra un hilo, el cual pasa por varios refuerzos alineados definiendo un lineamiento perfectamente horizontal para el control de altura de la placa. La separación entre el hilo y el nivel superior de la placa ésta previamente determinada y se hace el control de este valor en varios puntos sobre la placa midiendo la distancia correspondiente, exactamente en la vara guía se observa la posición del concreto respecto a la marca inferior.

TENDIDO DE MALLAS: De acuerdo con los dispuesto en el diseño estructural se colocan las mallas electrosoldadas en los lugares dispuestos para ello, generalmente cubren toda el área correspondiente a la placa de las terrazas. El tipo de malla más común para esta placa es la cual está compuesta por refuerzos de 4 a 6mm. Conformando cuadros o retículas de 15x15cm. Cuando es necesario hacer traslapos estos no deben ser menores a un cuadro de la malla y se asegura el traslapo amarrando las mallas entre sí como mínimo en tres puntos sobre cada una. Las dimensiones de las mallas utilizadas oscilan entre los 2.2m x 1.6m.

Espina de Pescado: Para disminuir la infiltración de agua en las áreas grandes arriba del talud, se construyen canales colectores en Espina de Pescado, los cuales conducen las aguas colectadas fuera de las áreas vulnerables, entregándolas generalmente a los canales en gradería o torrenteras. Estos canales deben impermeabilizarse adecuadamente para evitar la reinfiltración del agua.

5.5 CARCAMO

Suministrará todos elementos necesarios para la ejecución de esta actividad, descapotará y excavará la caja; extenderá una capa de geotextil estructural tejido (tipo ST200, ST300 de ingeomateriales, T 1700, T 2100 de pavco o similar), y construirá la estructura definida en la tabla 5.1 para tráfico peatonal y 5.2 para tráfico vehicular.

Una vez la capa de recebo haya sido terminada y recibida a satisfacción por la Interventoría se hará una imprimación asfáltica de toda esta superficie con emulsión asfáltica de rompimiento rápido de tal forma que se garantice 0.9 litros de asfalto residual por metro cuadrado (0.9 lt/m^2).

Con anterioridad al vaciado se fijarán las juntas de construcción y dilataciones cuyo espaciamiento no sea superior a 2 m, teniendo presente que el acabado escobeado o escobillado (ver capítulo de estructuras) se ejecutará el mismo día cuando se haya iniciado el fraguado. De igual manera, se bocelará todo el perímetro de los cuadros utilizando plantillas de 10 cm de ancho.

Contra estructuras que confinen la cuneta se colocarán juntas de expansión con un ancho de 1.5 cm a 2.5 cm. Junto a las tapas de cámaras, pozos y sumideros se construirá juntas de 5 mm de ancho. Estas juntas se sellarán con emulsión asfáltica de rompimiento medio (o cualquier otro elemento que cumpla con las normas ASTM 1751-71, ASTM 1752-67).

Cada 20 m ser hará juntas de expansión las cuales se sellaran con emulsión asfáltica de rompimiento medio.

La utilización de esta estructura se realizara siempre y cuando se cumpla con de las siguientes normas:

CARCAMO SECCION INTERNA base 25 cm altura 40 cm tipo A

Velocidad mínima de escurrimiento a sección llena de 0.60 m/s:
Longitud máxima sin descarga de 50 m.
Pendiente longitudinal mínima de 0.4%.

Pendiente Longitudinal	Caudal	Máxima Área drenada	Velocidad	Fuerza Tractiva
%	lts /s	m^2	m/s	kg/m^2
0.4	79.7	3187	0.98	0.362
0.5	88.62	3544	1.09	0.45
1.0	125.2	5008	1.54	0.89
1.5	153.6	6146	1.89	1.35
2.0	177.2	7089	2.18	1.79
2.5	198.4	7935	2.44	2.24
3.0	217.88	8715	2.68	2.71

Lo anterior permite establecer los siguientes criterios a aplicar.

- Área Hidráulica 0.081 m².
- Perímetro Hidráulico 0.9 m.
- Radio Hidráulico 0.09 m.

CÁRCAMO SECCIÓN INTERNA base 35 cm altura 40 cm tipo B

- Velocidad mínima de escurrimiento a sección llena de 0.60 m/s:
- Longitud máxima sin descarga de 50 m.
- Pendiente longitudinal mínima de 0.4%.

Lo anterior permite establecer los siguientes criterios a aplicar.

- Área Hidráulica 0.11 m².
- Perímetro Hidráulico 1.00 m
- Radio Hidráulico 0.114 m

Pendiente Longitudinal	Caudal	Máxima Área drenada	Velocidad	Fuerza Tractiva
%	lts /s	m^2	m/s	kg/ m^2
0.4	129.7	5189	1.14	0.453
0.5	145.6	5826	1.28	0.57
1.0	205.9	8239	1.81	1.14
1.5	251.5	10059	2.21	1.70
2.0	291.3	11653	2.56	2.28
2.5	325.5	13018	2.86	2.85
3.0	356.2	14248	3.13	3.41

CARCAMO SECCION INTERNA base 45 cm altura 40 cm tipo C

Velocidad mínima de escurrimiento a sección llena de 0.60 m/s.
Longitud máxima sin descarga de 50 m.
Pendiente longitudinal mínima de 0.3%.
Ver gráfico 8.5

Lo anterior permite establecer los siguientes criterios a aplicar:

- Área Hidráulica 0.146 m².
- Perímetro Hidráulico 1.1 m
- Radio Hidráulico 0.133 m

En cualquier caso el Contratista debe garantizar un valor de fuerza tractiva superior a 0.35 kg/m²,

El tramo máximo de cuneta será de 50 m, para lo cual se colocará una caja de descarga de caudal, la cual tendrá la correspondiente tubería de desagüé general y cuyo diámetro

corresponderá las condiciones hidráulicas requeridas para cada caso en particular. En ningún caso el diámetro de la tubería de desagüé será inferior a 8".

La cuneta debe ser entregada perfectamente limpia, ausente de residuos de materiales de construcción u otros elementos, que puedan obstruir el escurrimiento del agua.

Se deberá construir la respectiva caja de desagüe cada 50 m.

Las especificaciones relacionadas con las actividades secundarias referentes a: Lineamientos generales y particulares, Localización y replanteo, Desca-pote, Excavación mecánica o manual, construcción de caja de desagüe, serán las indicadas en el capítulo correspondiente de las especificaciones generales, obedeciendo en todos los casos lo indicado en los respectivos diseños detallados a construir.

5.6 MATERIALES

Si se encuentran niveles o infiltraciones de agua, en la etapa de excavación, se deben tomar todas las medidas necesarias para evacuar estas aguas que no se afecte ni se desestabilice la zona del proyecto, se realizará el bombeo de esta agua a la red de alcantarillado pluvial o sanitario más cercana.

Se deberá utilizar el equipo adecuado para la evacuación de esta agua, para esto se construirá en el sitio más bajo del tramo excavado una caja (sobre excavación) para acumular las aguas en este punto y así mejorar su evacuación. Según los requerimientos del proyecto se consideran algunas recomendaciones para los procesos constructivos en la fase de excavación de las obras a realizar en cada uno de los trazados que requiera el proyecto.

Se recomienda utilizar equipos adecuados para el desarrollo de las excavaciones.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe se basan en la caracterización Geológica y Geotécnica de la zona explorada, ubicada en el parque industrial de San diego, Municipio de Funza.

SUELOS

De acuerdo con la exploración realizada el perfil estratigráfico está compuesto por suelos Limo elástico color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de limos, con humedad media, con consistencia sobre una lámina de Arcilla grasa color gris de alta compresibilidad, presenta el 100% de arcilla, con humedad media, consistencia firme los 18.00 m. *Mediante el ensayo de SPT realizado en la visita de campo para el sitio de estudio, no se encontraron estratos muy densos, por lo que después de la profundidad de los 18.00 m el material puede cambiar su tipología.*

Terminada las perforaciones se realizó la medición del nivel freático, dando como resultado que en el sitio de estudio no se identificó nivel de aguas a ninguna profundidad con respecto al nivel actual del terreno. **En caso se presentarse nivel freático comunicarse inmediatamente con el Ingeniero Geotecnista.** Se recomienda manejar las aguas de escorrentía que se puedan presentar en épocas invernales para no generar inestabilidad en las paredes de las excavaciones

PARA LA CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL EDIFICIO***

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de pilotes pre excavados para la alternativa de cimentación del edificio, a continuación el análisis de sensibilidad para pilotes con una profundidad de desplante, se debe tener en cuenta una profundidad mínima de

3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40, 0.50 con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación. Se recomienda utilizar pilotes en concreto de sección circular. Se dan diámetro entre 0.30, 0.40 y 0.50.

CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON			
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	4.83	6.70	8.71
4.00 m	6.44	8.94	11.61
5.00 m	8.05	11.17	14.52
6.00 m	9.66	13.41	17.42
7.00 m	11.27	15.64	20.32
8.00 m	12.88	17.88	23.23
9.00 m	14.49	20.11	26.13
10.00 m	16.10	22.35	29.04
11.00 m	17.71	24.58	31.94
12.00 m	19.32	26.82	34.84
13.00 m	20.93	29.05	37.75
14.00 m	22.54	31.29	40.65
15.00 m	24.15	33.52	43.55

Valores de Capacidad Portante
***Fuente. Elaboración Propia.**

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL ARCHIVO***

Se recomienda el uso de zapatas aisladas como cimentación en concreto con una sección mínima de 1.00 m x 1.00 m con una profundidad de desplante de 1.50 m con una capacidad portante de 13.0 ton/m2 y para una profundidad de desplante de 2.00 m una capacidad portante de 13.80 ton/m2. ***Las zapatas se apoyarán sobre un concreto de limpieza de 0.05 m, con el propósito de realizar el reemplazo de los materiales orgánicos.***

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL SONTA Y PISO 1***

Se recomienda para la estructura una losa de cimentación con una sección mínima igual a la estructura, con un espesor de 15 cm, apoyada sobre un mejoramiento en concreto ciclópeo mínimo de 0.35 m. El mejoramiento nos permite controlar los procesos e expansión de los suelos que se encuentran en el sitio del proyecto pero no permite controlar los asentamientos a mediano y largo plazo. Para la losa de contrapiso se presentan las profundidades de desplante variables desde 3.00 a 3.50 m, a continuación, se presenta las capacidades portantes. Cabe mencionar que se deben colocar filtros laterales a la placa en forma de espina de pescado.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
3.00	15.2
3.50	16.6

Resumen de capacidades portante

Nota: Se quiere mencionar y resaltar que no es viable cimentar la zona de archivo y el edificio a construir sobre la placa existente dado que los asentamientos serán grandes debido a la carga puntual del sitio.

ASENTAMIENTOS

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL EDIFICIO***

ALTERNATIVA DE PILOTES PRE-EXCAVADOS

L m	Qwp ton	ε	Qws ton	Φ m	Ap m^2	Ep ton/m^2	S_1 m	S_1 cm	Cp	q_p ton/m^2	S_2 m	S_2 cm	Cs	S_3 m	S_3 cm	S cm
4.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.05	0.00646	0.646	1.36
8.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.05	0.00375	0.375	1.09
10.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.06	0.00316	0.316	1.03
15.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.06	0.00235	0.235	0.95
20.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.07	0.00191	0.191	0.91
21.00	0.20	0.67	1.61	0.30	0.09	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	2.83	0.0071	0.71	0.07	0.00184	0.184	0.91

Asentamientos inmediatos de la estructura para Diámetro de 0.30 m

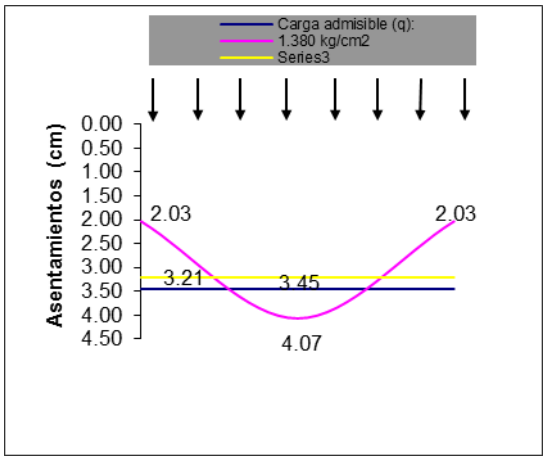
L m	Qwp ton	ε	Qws ton	Φ m	Ap m^2	Ep ton/m^2	S_1 m	S_1 cm	Cp	q_p ton/m^2	S_2 m	S_2 cm	Cs	S_3 m	S_3 cm	S cm
4.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.04	0.01512	1.512	2.46
8.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.05	0.00867	0.867	1.81
10.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.05	0.00729	0.729	1.68
15.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.06	0.00536	0.536	1.49
20.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.06	0.00434	0.434	1.39
21.00	0.20	0.67	2.23	0.40	0.16	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.59	0.0094	0.94	0.06	0.00419	0.419	1.37

Asentamientos inmediatos de la estructura para Diámetro de 0.40 m

L m	Qwp ton	ε	Qws ton	Φ m	Ap m^2	Ep ton/m^2	S_1 m	S_1 cm	Cp	q_p ton/m^2	S_2 m	S_2 cm	Cs	S_3 m	S_3 cm	S cm
4.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.04	0.02956	2.956	4.14
8.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.05	0.01678	1.678	2.86
10.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.05	0.01407	1.407	2.59
15.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.05	0.01030	1.030	2.21
20.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.06	0.00830	0.830	2.02
21.00	0.20	0.67	2.90	0.50	0.25	2.1E+06	0.0001	0.01	0.03	1.02	0.0118	1.18	0.06	0.00801	0.801	1.99

Asentamientos inmediatos de la estructura para Diámetro de 0.50 m

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL ARCHIVO***



Carga flexible :

• Esquina :

$$s = q \cdot b \cdot \frac{1-\upsilon^2}{E} \cdot I_p$$

• *Centro* :

$$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1-\upsilon^2}{E} \cdot I_p$$

• Valor medio :

$$s = s(centro) \cdot 0.848$$

Carga rígida :

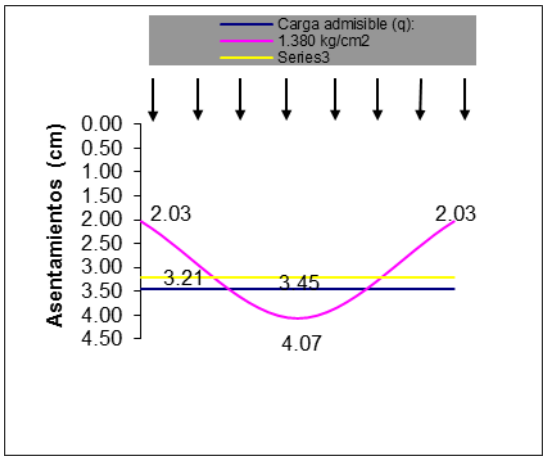
$$s = 93\% \cdot s(\text{valor medio})$$

Asentamientos carga flexible			
Esquina	**Centro**	**Valor medio**	**Carga total**
(cm)	**(cm)**	**(cm)**	**(T)**
2.03	4.07	3.45	13.8

-

Asentamientos inmediatos para la zapata – Fuente Propia

- ***ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA EL SOTANO***



Carga flexible :

• Esquina :

$$s = q \cdot b \cdot \frac{1-\upsilon^2}{E} \cdot I_p$$

• *Centro* :

$$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1-\upsilon^2}{E} \cdot I_p$$

• Valor medio :

$$s = s(centro) \cdot 0.848$$

Carga rígida :

$$s = 93\% \cdot s(\text{valor medio})$$

Asentamientos carga flexible			
Esquina	**Centro**	**Valor medio**	**Carga total**
(cm)	**(cm)**	**(cm)**	**(T)**
2.44	4.89	4.15	16.6

-

Asentamientos inmediatos para la zapata – Fuente Propia

En el anexo 1 se observa la metodología para el cálculo de asentamientos, utilizando como parámetro el valor de capacidad portante generado por la alternativa de cimentación para la estructura. **En caso se presentarse asentamientos muy grandes comunicarse inmediatamente con el Ingeniero Geotecnista para hacer las respectivas recomendaciones.**

RECOMENDACIONES FINALES

Se recomienda utilizar equipos adecuados para el desarrollo de las excavaciones. Es necesario proteger y realizar las excavaciones en el menor tiempo posible, debido a que éstas son susceptibles a falla si el material está expuesto. La evaluación se realiza en

función a la información de campo tomada y a las inspecciones realizadas por el grupo de campo.

La evaluación de la cimentación está realizada con valores promedio y tomados de la literatura, y en función a la característica de los materiales de la zona donde se construirá la estructura. Si se presentan cambios de nivel mayores a 1.00 m se deberá informar para realizar los análisis de estabilidad y proponer la geometría de las obras de contención que se requieran.

Las dimensiones finales de las áreas y las profundidades de cimentación corresponden a los requerimientos mínimos de capacidad portante, y el diseñador estructural determinara las dimensiones con el fin de cumplir con los requerimientos estructurales para cada elemento.

Las capacidades portantes aquí presentadas son evaluadas para cargas netamente verticales, cualquier modificación de la forma, profundidad y condiciones de carga de estos cimientos deberán ser notificadas al especialista en Geotecnia.

7 LIMITACIONES Y VERIFICACIÓN

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe se basan en los resultados de las exploraciones de campo, resultados de laboratorio, y análisis geotécnico realizado por un especialista. En caso de encontrar condiciones diferentes a las establecidas en el presente informe o si se prevé un cambio sustancial de la construcción o un aumento de cargas debe informarse para emitir las respectivas recomendaciones geotécnicas.

El presente informe se laboró bajo la supervisión de un especialista en geotecnia coordinador del Área de Geotecnia de **NYC INGENIERIA SAS**

_____

FRANKLEN CARLOS SUTA PICO
MAT. 25202 – 104936 CND.
MAGISTER EN GEOTECNIA

8 BIBLIOGRAFÍA

- Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-2010, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá D.C., 2010.
- Mapa Geológico de Colombia, Esc. 1:2.800.000, Primera Edición, 2006, Instituto Colombiano de Geología y Minería, Ingeominas, Servicio Geológico.
- Información Geológica y Geomorfológica del sector del proyecto.
- Registros de Perforaciones del sitio del proyecto
- Principio de Ingeniería de Fundaciones, Braja M. Das, Quinta Edición, 2006, Editorial THOMSON.
- Fundación Análisis and Desing, Joseph E. Bowles, quinta edición, 1996, Editorial Mc graw Hill.

ANEXOS

ANEXO 1: CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS

ANEXO 2: REGISTRO DE EXPLORACIONES DE CAMPO Y RESULTADOS DE LABORATORIO

ANEXO 3: METODOLOGÍA DE CÁLCULO

1. Análisis de capacidad portante para cimientos superficiales.

Con el fin de determinar la resistencia límite del medio de fundación, fueron llevados a cabo los análisis de capacidad portante del estrato de soporte para el tipo de cimentación evaluada usando la ecuación general de Capacidad Portante Admisible que emplea los mecanismos de falla de Prandtl modificada con los factores de capacidad portante, de corrección por forma, de profundidad de desplante de la cimentación, y de inclinación de carga, establecidos por Meyerhof (1963), usando sobre este valor ultimo de soporte un factor de seguridad de 3.0.

De acuerdo a la profundidad de emplazamiento y ancho de los cimientos, dentro de los tres tipos de cimentación se definió la siguiente:

Superficiales	D/B	= menor a 4
	Tipo de cimentación	= zapatas aisladas o cimientos corridos

D = profundidad de desplante de la cimentación
B = ancho del cimiento

La capacidad portante del suelo en el nivel de cimentación se estimó utilizando la teoría expuesta por Meyerhof (1963) donde:

Para carga vertical:

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

Para carga vertical:

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c + \bar{q} N_q s_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

En esta ecuación:
B’ = ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)
c = cohesión
$\bar{q}$ = esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación.

$\gamma =$ peso especifico del suelo

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga,

s_i, d_i, i_i = Factores de corrección por forma, profundidad e inclinación.

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} tan^2(45 + {}^{\varphi}/_{2})$$

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

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

$$K_p = tan^2(45 + {}^{\varphi}/_{2})$$

Factores por forma:

$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Para todo φ
$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\varphi > 10$
$s_q = s_\gamma = 1$	$\varphi = 10$

Factores de profundidad:

$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	Para todo φ
$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	$\varphi > 10$
$s_q = s_\gamma = 1$	$\varphi = 10$

Factores de inclinación:

$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^0}\right)^2$	Para todo φ
$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$	$\varphi > 0$
$i_\gamma = 1$	$\theta > 0\ and\ \varphi = 0$

Considerando la incidencia de la geometría de la fundación y la profundidad de desplante se llevó a cabo un análisis de sensibilidad en el cual se contemplaron diferentes

dimensiones de cimiento y relaciones ancho/largo (B/L), para diferentes niveles de fundación.

Este análisis permitió establecer que la capacidad portante de servicio para la estructura es variable, dependiendo de su geometría y del suelo de fundación. A continuación se presenta la ecuación de capacidad utilizada con los factores por corrección:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult} - \sigma'_v}{F.S.} + \sigma'_V$$

Donde:

q_{adm} = Carga admisible para la fundación al nivel de desplante.

q_{ult} = capacidad ultima.

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplate.

$F.S.$ = factor de seguridad.

2. Análisis de asentamientos para zapatas y/o cimientos corridos

Para el cálculo de asentamientos se utiliza la siguiente metodología ya que es necesario estimarlos con precisión porque la mayoría de las estructuras son más sensibles a los asentamientos rápidos de distorsión que a los lentos. La ecuación utilizada para el cálculo de asentamientos inmediatos es la siguiente:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} m I_s I_F$$

En donde E_s, μ son los parámetros elásticos del suelo y I_s, I_F, m son los factores de influencia de Steinbrenner, Fox, y números de esquinas que contribuyen al asentamiento. Para el caso de la estimación del asentamiento producido por una cimentación rígida se trabajará con el 93% de I_s.

Cada uno de los asentamientos está calculado por carga rígida y por carga flexible. En la hoja de cálculo se detalla la teoría aplicada y los cálculos realizados teniendo en cuenta modulo de Young, Coeficiente de Poisson y la carga admisible calculada con anterioridad.

3. Modelo de cálculo para la susceptibilidad a la licuefacción

La licuefacción es el fenómeno por el cual se generan excesos súbitos de presión de poros en la masa de suelo generalmente cuando este es sometido a cargas cíclicas presentándose un detrimento de su capacidad portante. Generalmente este fenómeno es relacionado con suelos granulares. Existen diversas metodologías para evaluar la susceptibilidad de licuefacción. Para el análisis se usará la metodología propuesta por Seed and Idriss (1971) en la cual se relaciona el número de golpes del ensayo SPT con esta susceptibilidad.

Para evaluar el potencial de licuación del suelo de fundación se tomará como indicativo de esta susceptibilidad la densidad relativa de los estratos suprayacentes y el número de golpes N encontrado para cada estrato.

En general suelos con densidades relativas superiores al 80% son difícilmente licuables mientras que los que presentan valores inferiores al 50% son peligrosos. Adicionalmente los suelos con gradación uniforme son mas susceptibles que aquellos mal gradados, al tiempo que los suelos gruesos son menos susceptibles que los finos teniendo en cuenta que las arcillas presentan un potencial casi nulo. De igual manera el potencial aumenta si el nivel freático se encuentra cerca al nivel de desplante durante la mayoría del año.

Entre mayor sea la consistencia tenderá a presentar menor susceptibilidad a la licuefacción. Como guía en la evaluación de la consistencia se tomará la tabla siguiente.

N	CONSISTENCIA	Dr(%)
2	MUY BLANDA	<15
2-4	BLANDA	15 – 30
4-8	MEDIA	30 – 45
8-15	MEDIA DURA	45 – 60
15-30	DURA	60 – 80
30	MUY DURA	>80

La metodología parte de la relación Cyclic Stress Ratio (CSR) de la siguiente forma:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{máx}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

En la cual,

$a_{máx}$ = Aceleración pico del sismo.

σ_{vo} = Esfuerzo total antes del sismo.

σ'_{vo} = Esfuerzo efectivo antes del sismo.

g = Aceleración de la gravedad

r_d = Coeficiente de reducción de esfuerzo.

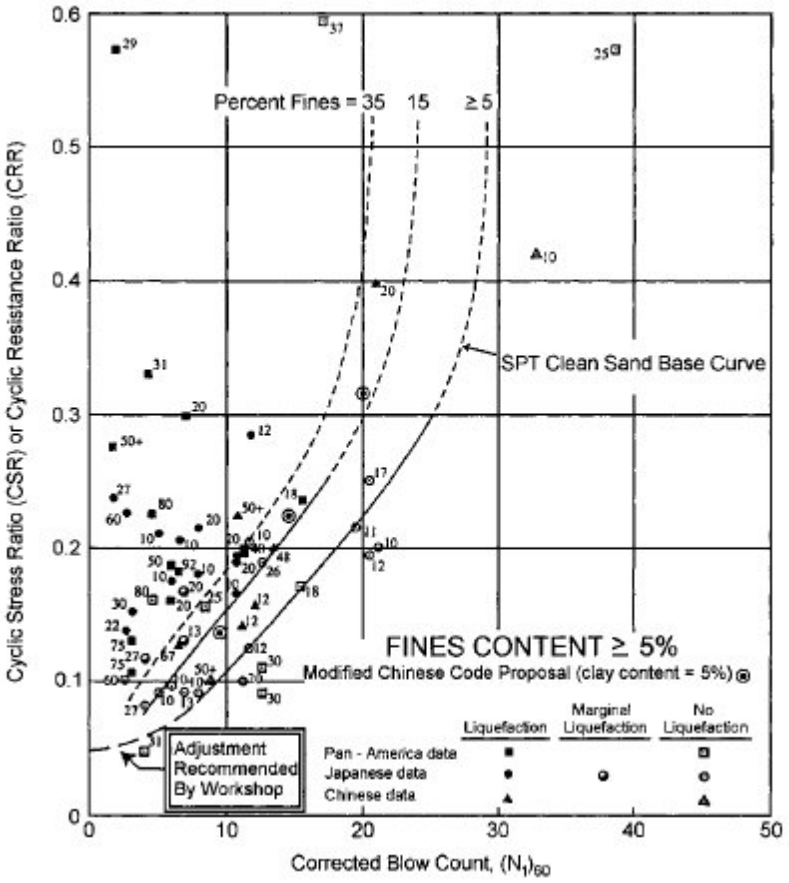
Para la obtención del coeficiente de reducción se recomienda usar la siguiente fórmula:

$$r_d = 1.0 - (0.00767)z \qquad z \leq 15m$$

$$r_d = 1.174 - (0.00267)z \qquad 15m < z \leq 23m$$

Para estimar cuantitativamente el potencial de licuefacción se debe obtener como parámetro del suelo la resistencia del suelo a cargas cíclicas a las que este se verá cometido durante la vida útil de las estructuras que soporta. Este parámetro es la relación Cyclic Resistence Ratio. Por lo tanto para fines conceptuales el CSR es la demanda sobre el suelo y CRR es la resistencia de este.

Para la metodología seguida en este informe, se trabajara con la figura siguiente (Youd et al., 2001), donde se relaciona CRR para un sismo de magnitud 7.5 con el parámetro del suelo $(N_1)_{60}$ obtenido por el SPT.



De esta manera, se definirá el factor de seguridad para la licuefacción como:

$$F.S._{liq} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MFS$$

Para nuestro análisis se trabajará con MFS = 1.0.

Para la metodología de análisis seguida en este informe se supondrá dos casos (1) el nivel freático se encuentra a nivel superficial, (2) nivel freático al nivel de desplante de la cimentación.

Criterios (modificado de Youd et al., 2001)**:**

- La probabilidad de licuación así calculada será menor al 10% si el factor de seguridad a la licuefacción es igual o mayor a 1.5.

- La probabilidad de licuación así calculada será menor al 20% si el factor de seguridad a la licuefacción es igual o mayor a 1.0

- Para suelos finos no se tendrá en cuenta este análisis y se supondrá que estos materiales no son susceptibles es decir, que no son licuables.