

INFORME

ESTUDIO DE SUELOS CORRESPONDIENTE AL PROYECTO DE RENOVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DEL SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO – BLOQUE 3

CONVENIO INTERADMINISTRATIVO No. 12 ENTRE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA Y EL SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Calle 44 No 45-67. **UNIDAD CAMILO TORRES** 2° piso Oficina 203
Conmutador: (57-1) 316 5000 Ext. 10260
Correo electrónico: convensgc_fabog@unal.edu.co
Bogotá, Colombia, Suramérica

GRUPO DE INVESTIGACIÓN EN SUELOS RESIDUALES Y PARCIALMENTE SATURADOS
Elaboró

25 de agosto de 2017
Fecha presentación

Diego Olaya
Interventor

Leonardo Álvarez Yepes
Director Convenio

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	9
1.1. Objetivo	9
1.2. Alcance.....	9
2. GENERALIDADES	10
2.1. Características arquitectónicas.	10
2.2. Características estructurales.....	11
2.3. Características según la NSR-10	12
3. CONDICIONES GEOLÓGICAS.....	14
3.1. Geología regional.....	14
3.1.1. Unidades geológicas superficiales.....	14
4. INFORMACIÓN SECUNDARIA.....	17
4.1. Edificio Luis Carlos Sarmiento Angulo.	17
4.2. Edificio de enfermería.....	17
4.3. Tesis de análisis geoestadístico.....	18
4.4. Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá	19
4.5. Perfil de comportamiento sísmico para el depósito.....	20
5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.	25
5.1. Requerimientos mínimos según NSR -10.....	25
5.2. Plan de exploración directa.....	25
5.2.1. Resultados	27
5.2.2. Ensayos de laboratorio	27
5.2.3. Ensayo CPTu.	28
5.3. Plan de exploración indirecta.....	29
5.3.1. Sísmica de refracción - Museo.....	30
5.3.2. Ensayo MASW y medición de microtremores - Museo.....	31
5.3.3. Medición de microtremores - Torre.....	32
5.4. Exploración geofísica adicional ejecutada por el SGC.....	33
5.4.1. ReMi.....	33
5.4.2. Mediciones de Microtremores.....	35
5.5. Seguimiento al nivel freático.....	38
6. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA Y EFECTOS LOCALES.....	40
6.1. Validación de los espectros de la MZSB.....	41
6.2. Resonancia entre el suelo y las estructuras.....	42
7. MODELO GEOTÉCNICO.....	43
7.1. Propiedades físicas y parámetros mecánicos.....	43
7.1.1. Perfil de propiedades físicas.....	44
7.1.2. Perfil de parámetros mecánicos	44

7.1.3.	Módulos de reacción.....	44
8.	ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	50
8.1.	Cimentación profunda mediante pilotes individuales.....	50
8.1.1.	Capacidad de pilotes a compresión.....	50
8.1.2.	Nomogramas de diseño a compresión	50
8.1.3.	Capacidad de pilotes a tracción.....	53
8.1.4.	Capacidad de pilotes ante carga lateral.....	53
8.2.	Cimentación superficial mediante zapatas.....	56
8.2.1.	Capacidad de zapatas a compresión.....	56
8.2.2.	Nomogramas de diseño.....	56
8.3.	Sistema placa-pilote.....	59
8.4.	Muro de contención perimetral	59
9.	DISEÑO DE ZONAS DURAS.....	60
9.1.	Estimaciones de carga	60
9.1.1.	Parqueaderos.....	60
9.1.2.	Andenes y senderos.....	60
9.2.	Características de la subrasante.....	60
9.3.	Metodologías de Diseño.....	61
9.3.1.	Método de Westergaard.....	61
9.3.2.	Metodología AASHTO.....	62
9.3.3.	Método de diseño racional de pavimentos	62
9.4.	Estructuras Propuestas	63
9.4.1.	Estructura Andenes	63
9.4.2.	Estructura Parqueadero.....	64
9.4.3.	Bordillos y sardíneles.....	64
10.	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.....	66
10.1.	Tipo y nivel de cimentación.....	66
10.2.	Construcción de zapatas.....	66
10.3.	Construcción de pilotes.....	66
10.4.	Conformación de pisos.....	67
10.5.	Manejo de aguas.....	68
10.6.	Aseguramiento de la calidad del proceso Constructivo de la cimentación.....	68
11.	INSTRUMENTACIÓN	71
11.1.	Instrumentación durante construcción.....	71
11.1.1.	Piezómetros	71
11.1.2.	Extensómetros.....	71
11.1.3.	Control topográfico	71
11.2.	Instrumentación durante la vida útil.....	71
11.2.1.	Piezómetro.....	71

11.2.2.	Extensómetros.....	71
11.2.3.	Control topográfico	71
12.	LIMITACIONES.....	72
13.	BIBLIOGRAFÍA.....	73

Índice de figuras

Figura 1.	Ubicación y estructuras contempladas dentro del proyecto.....	10
Figura 2.	Orientación del proyecto al interior del lote. Fuente: (Aranguren, 2016)	10
Figura 3.	Corte típico de la edificación a construir.....	11
Figura 4.	Elementos estructurales que llegan a cimentación. Tomado de: (Guevara Alvares Ingenieros LTDA, 2017).....	11
Figura 5.	Extracto del numeral A.2.5.1.2 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010).....	12
Figura 6.	Tabla A.2.5-1 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010).....	12
Figura 7.	Tabla H.3.1-1 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010)	13
Figura 8.	Mapa geológico de la sabana de Bogotá adaptado de (Hubach, 1957).....	14
Figura 9.	Corte geológico adaptado Hernández y Uscátegui 1976.Aspectos hidrogeológicos.....	15
Figura 10.	Corte hidrogeológico (Lobo-Guerrero, 1992).....	16
Figura 11.	Mapa de zonificación por compresibilidad para la ciudad universitaria. Tomado de: (García Feria, 2008)	19
Figura 12.	Localización en planta del sondeo No 49. Tomado de (INGEOMINAS, 1997)	20
Figura 13.	Variación del contenido de agua, peso unitario y Gs con la profundidad.....	21
Figura 14.	Variación del Límite Líquido y el Índice de Plasticidad con la profundidad	22
Figura 15.	Variación de la relación de vacíos y los coeficientes de compresión con la profundidad	23
Figura 16.	Variación de los parámetros de resistencia al corte C' y Φ' con la profundidad tomados a partir de ensayos	24
Figura 17.	Tabla H.3.2-1 de la norma sismo resistente colombiana. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción según categoría de la unidad. Fuente: (NSR-10, 2010)	25
Figura 18.	Resultados de la campaña de exploración directa realizada	26
Figura 19.	Ubicación de la exploración directa realizada para la totalidad del proyecto.....	28
Figura 20 .	Comparación de los valores de Resistencia al corte no drenada normalizada para distintos ensayos.....	29
Figura 21.	Ubicación del ensayo de microtremores realizado para la obtención del modelo de velocidad de onda s en la zona de estudio. Modificado de Google Earth (2016).....	30
Figura 22.	Localización de los ensayos realizados dentro de la zona de estudio	30
Figura 23.	Modelo de velocidad de onda P para la zona de estudio.....	31
Figura 24.	Modelo de velocidad de onda P y S resultado de la inversión sísmica para la curva de dispersión obtenida por las metodologías con arreglo espacial 2D –SPAC y arreglo lineal.....	31
Figura 25.	Perfil de velocidad de onda de corte encontrado por técnicas no intrusivas.....	32
Figura 26.	Ubicación de los ensayos ReMi realizados por el SGC.....	33
Figura 27.	Resultados de los ensayos ReMi realizados por el SGC (parte I).....	34
Figura 28.	Resultados de los ensayos ReMi realizados por el SGC (parte II).....	34
Figura 29.	Ubicación de la medición de microtremores ejecutada por el SGC.	35
Figura 30.	Arreglos empleados para la medición realizada por el SGC.....	36
Figura 31.	Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 1, 2 y 3.	37
Figura 32.	Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 4, 5 y 9.	37
Figura 33.	Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 10, 11 y 12.....	38
Figura 34.	Variación del Nivel Freático en el SGC y en el ICN.....	39
Figura 35.	Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sísmico resistente de edificaciones. Tomado de: (FOPAE, 2010).....	40
Figura 36.	Curva diseño para un coeficiente de amortiguamiento de 5% del crítico. Tomado de: (FOPAE, 2010).	41
Figura 37.	Espectros obtenidos en la modelación 1D.....	42
Figura 38.	Variación de contenido de agua (izq.), limite líquido (centro) e índice de plasticidad (der.) con la profundidad.....	46
Figura 39.	Variación de peso unitario total (izq.), peso específico (centro) y relación de vacíos (der.) con la profundidad.....	47
Figura 40.	Variación de la resistencia al corte no drenado (izq.), ángulo de resistencia interna (centro) y cohesión (der.) con la profundidad.....	48

Figura 41. Variación del módulo no drenado (izq.), índice de consolidación virgen (centro) e índice de consolidación normalizado con la relación de vacíos (der.) con la profundidad.	49
Figura 42. Abaco de diseño para pilotes cilíndricos de 0,80 metros de diámetro.....	51
Figura 43. Abaco de diseño para pilotes cilíndricos de 35 metros de longitud.....	52
Figura 44. Capacidad a tracción de pilotes individuales.	54
Figura 45. Capacidad lateral de pilotes individuales.....	55
Figura 46. Nomograma de diseño por carga para cimientos superficiales cuadrados.....	57
Figura 47. Nomograma de diseño por capacidad portante para cimientos superficiales cuadrados.....	58
Figura 48. Diagrama de presiones por compactación.	59
Figura 49. Bordillo prefabricado A-81. Fuente: Manual de especificaciones técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C.....	65
Figura 50. Sardinel prefabricado A-10. Fuente: Manual de especificaciones técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C.....	65

Índice de tablas

Tabla 1. Cargas que llegan a cimentación para la estructura. Tomado de: (Guevara Alvares Ingenieros LTDA, 2017).....	12
Tabla 2. Perfil de 21 capas propuesto por FOPAE en el 2008.....	20
Tabla 3. Programación de ensayos de laboratorio.	27
Tabla 4. Perfil de velocidades P y S obtenidos para la zona de estudio.....	33
Tabla 5. Resumen de resultados ReMi realizado por el SGC.....	35
Tabla 6. Resultados de la medición del periodo fundamental del depósito realizada por el SGC.	36
Tabla 7. Descripción geotécnica del grupo Lacustre de la ciudad de Bogotá. Tomado de: (FOPAE, 2010).....	40
Tabla 8. Coeficientes de diseño. Tomado de: (FOPAE, 2010).....	41
Tabla 9. Perfil geológico-Geotécnico de la zona de estudio.	43
Tabla 10. Propiedades físicas del perfil geológico-geotécnico.	43
Tabla 11. Propiedades mecánicas del perfil geológico-geotécnico.	44
Tabla 12. Módulos de reacción vertical y horizontal.	45
Tabla 13. Capacidad lateral de pilotes individuales de 55 m de longitud. Valores en kN.....	55
Tabla 14. Resumen resultados caracterización subrasante.	60
Tabla 15. Estructura andenes.....	63
Tabla 16. Estructura articulada para el parqueadero.....	64

Lista de anexos

- Anexo 1 – Informe de Geofísica
- Anexo 2 – Registro de Perforaciones
- Anexo 3 – Resultado Ensayos de laboratorio
- Anexo 4 – Modelo Geológico-Geotécnico
- Anexo 5 – Capacidad portante de los elementos de cimentación profunda
- Anexo 6 – Resistencia lateral de pilotes
- Anexo 7 – Asentamiento de pilotes por consolidación
- Anexo 8 – Capacidad portante de los elementos de cimentación profunda

GRUPO DE TRABAJO

Director del proyecto.

Prof. Julio Esteban Colmenares Montañez, Ing. Civil, MG, MSc, DIC, PhD

Coordinador General.

Ing. Livaniel Viveros Rosero, MI-Geotecnia.

Caracterización y diseños geotécnicos.

Ing. Luis José Parra Gómez

Ing. Carlos Román Reina Leal

Ing. Daniel Alfonso Camargo González

Ing. Angélica Marcela Orjuela Garzón

Diseño de pavimentos

Ing. Leonel Eduardo Cotes de la Hoz

Estudio Geofísico.

Ing. Leonardo Quiñones Díaz

Personal de laboratorio.

Laboratorio de suelos, IEI. Universidad Nacional de Colombia

Ingeniero. Ceudiel Alexis Valero Portilla

Auxiliar de ingeniería. Juan Pablo Arévalo Rivera

Auxiliar de ingeniería. Edgar Santiago Vargas Sepúlveda

Auxiliar de ingeniería. Cesar Santiago Ramírez Rodríguez

Auxiliar de ingeniería. Jhon Alexander Arteaga Caviedes

Auxiliar de ingeniería. Cristian Armando Buenaventura Bastidas.

Laboratorista. Germán Andrés Peña León

Revisó,

Prof. Julio Esteban Colmenares Montañez
Ing. Civil, MG, MSc, DIC, PhD.
C.C. 79.365.032
Mat. Prof: 25202-34402 CND

Caracterización y diseños geotécnicos.

Ing. Livaniel Viveros Rosero, MI-Geotecnia
C.C. 79.657.126
Mat. Prof: 25202-087052 CND

Ing. Daniel Alfonso Camargo González
C.C. 1.073.157.148
Mat. Prof: 25202-235611 CND

Ing. Luis José Parra Gómez
C.C. 1.032.450.826
Mat. Prof: 25202-303128 CND

Ing. Carlos Román Reina Leal
C.C. 1.032.445.165
Mat. Prof: 25202-301843 CND

Ing. Angélica Marcela Orjuela Garzón
C.C. 1.077.146.390
Mat. Prof: 25202-312950 CND

Diseño de pavimentos

Ing. Leonel Eduardo Cotes de la Hoz
C.C. 1.082.925.312
Mat. Prof: 08202-268009 ATL

Estudio Geofísico.

Ing. Leonardo Quiñones
C.C. 1.022.371.445
Mat. Prof: 25202-292575 CND

1. INTRODUCCIÓN

En este documento se presentan los resultados del estudio de suelos y cimentaciones para la construcción del **PROYECTO DE RENOVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DEL SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO – BLOQUE 3** en el marco del CONVENIO INTERADMINISTRATIVO No. 12 ENTRE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA Y EL SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO, en el campus de la sede Bogotá. El documento contiene la localización y generalidades del proyecto, las condiciones geológicas, y las condiciones de respuesta sísmica esperada en la zona.

El presente documento permite que las demás especialidades del proyecto aprovechen la información geotécnica para el desarrollo de sus propias actividades.

1.1. Objetivo.

Presentar los resultados del estudio de geotecnia correspondiente al Bloque 3 del Proyecto de Renovación y Construcción de Infraestructura Física del Servicio Geológico Colombiano, con el fin de que las diferentes especialidades involucradas en el proyecto apliquen la información sobre las características físico-mecánicas del subsuelo y las recomendaciones de cimentación.

1.2. Alcance.

Este memorando técnico abarca los siguientes resultados:

- Generalidades del proyecto.
- Recopilación de información secundaria.
- Resultados de la exploración del suelo.
- Análisis de características sísmicas y efectos locales.
- Modelo geotécnico.
- Análisis de estructuras de cimentación.
- Recomendaciones constructivas.
- Limitaciones del estudio.

2. GENERALIDADES

El punto de estudio se encuentra ubicado al noreste del campus de la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá. El proyecto se enmarca dentro de un plan de renovación general de los terrenos actualmente en control del Servicio Geológico Colombiano para el aprovechamiento compartido por parte de las dos entidades. Se contempla la ejecución de dos edificios nuevos y la remodelación de una estructura existente en el lote, cuyos estudios que fueron adelantados en paralelo por la universidad. Las diferentes estructuras del proyecto se observan en la Figura 1.



Figura 1. Ubicación y estructuras contempladas dentro del proyecto.

El presente informe abarca las recomendaciones de orden geotécnico para el museo propuesto (verde en la figura). La estructura consiste en una edificación de tres pisos de altura de acuerdo con lo presentado en la sección 2.1.

2.1. Características arquitectónicas.

La ubicación del edificio en el lote se muestra en la Figura 2, donde se observa que la estructura se ubica en la parte sur oriental del lote, rodeada por el Bloque 2 del proyecto de renovación (edificio 631). La vista en corte de la edificación se puede consultar en la Figura 3.



Figura 2. Orientación del proyecto al interior del lote. Fuente: (Aranguren, 2016)

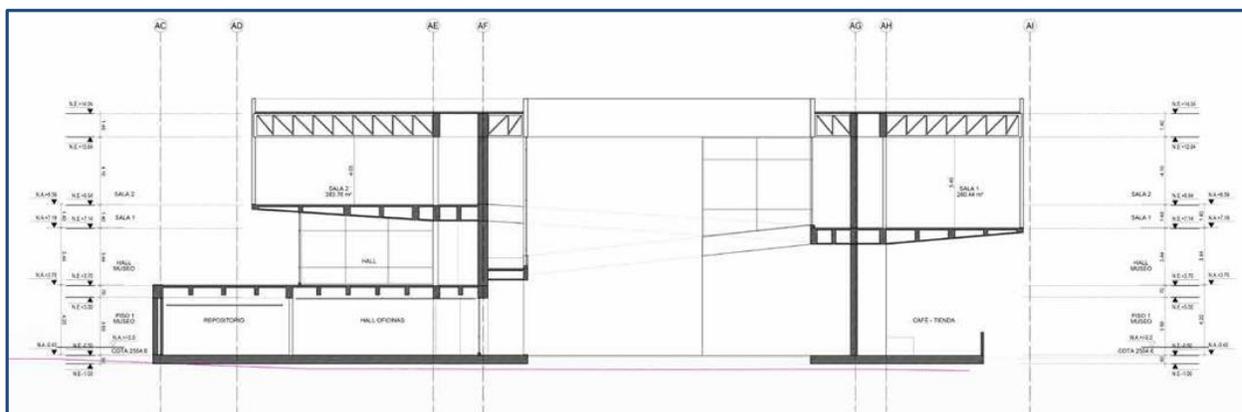


Figura 3. Corte típico de la edificación a construir.

Esta estructura comprende la construcción de una edificación principal del museo apoyado sobre un núcleo central y rodeada a su vez de dos estructuras de pequeña altura en donde se albergarán auditorios, aulas y una biblioteca.

2.2. Características estructurales.

La especialidad estructural realizó un predimensionamiento de la estructura y obtuvo las cargas a cimentación esperadas tanto en condiciones estáticas como en condiciones dinámicas, como se muestra en la Figura 4. Las mayores cargas se encuentran concentradas en el sector sur de la estructura, debido a la configuración geométrica que presenta el edificio. En la Figura 4 se muestra la vista en planta y perfil de la configuración estructural. Si bien las cargas máximas alcanzadas en condición de servicio son de 9645 kN y 9490 kN bajo la pantalla 4 y la pantalla 2 respectivamente, estas cargas serán transmitidas a la cimentación mediante dos elementos estructurales independientes, de forma tal que la carga máxima transmitida por elemento sea inferior a 8000 kN.

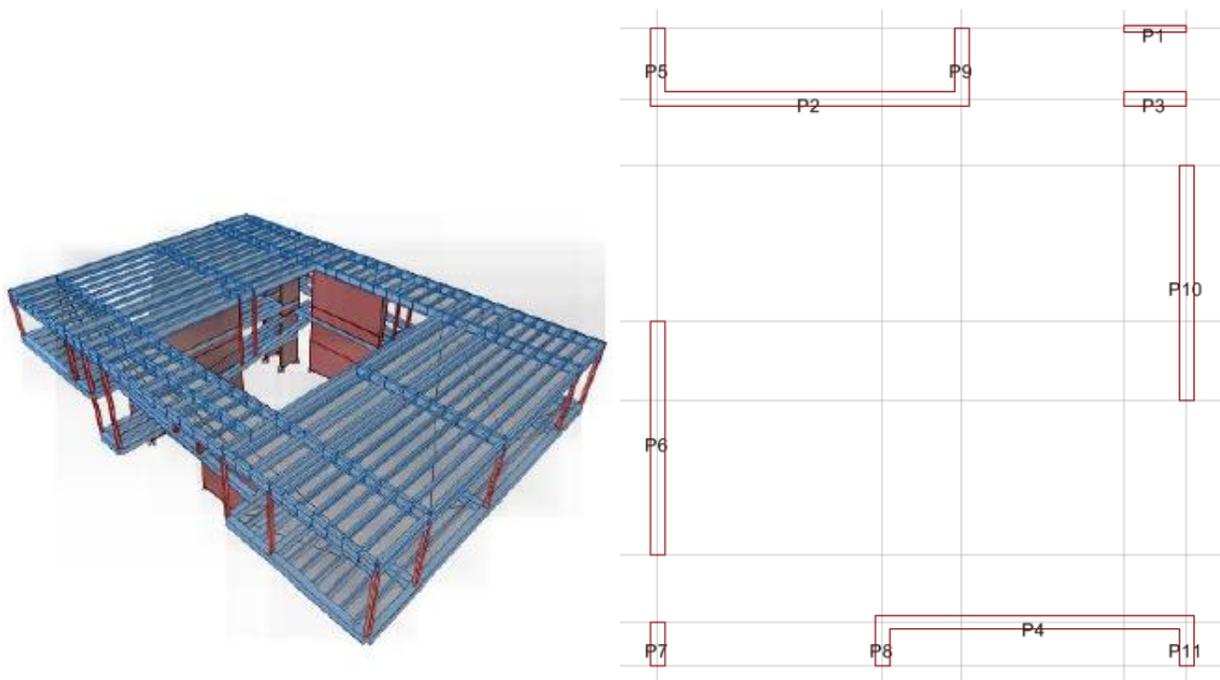


Figura 4. Elementos estructurales que llegan a cimentación. Tomado de: (Guevara Alvares Ingenieros LTDA, 2017)

PIER	CM	CV	SX	SY
	Ton	Ton	Ton	Ton
P1	541.07	231.07	7.53	23.42
P2	747.18	220.24	48.37	530.05
P3	68.65	66.42	9.96	23.28
P4	764.93	218.05	79.20	303.15
P5	186.93	60.90	250.24	228.24
P6	314.31	29.08	11.23	41.03
P7	338.79	112.29	9.79	56.82
P8	18.02	1.10	232.01	147.67
P9	178.99	65.43	248.70	320.69
P10	299.96	21.18	17.21	38.76
P11	114.34	24.66	199.48	166.99
Sumatoria	3573.18	1050.42	1113.71	1880.10

Tabla 1. Cargas que llegan a cimentación para la estructura. Tomado de: (Guevara Alvares Ingenieros LTDA, 2017)

2.3. Características según la NSR-10

Obedeciendo al uso institucional de las instalaciones, el nivel de importancia de la edificación puede definirse según el numeral A.2.5.1 de la norma sismo resistente colombiana (NSR-10, 2010). Como se muestra en la Figura 5, el proyecto clasifica en el grupo estructural número tres.

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

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

Figura 5. Extracto del numeral A.2.5.1.2 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010)

A partir del mismo reglamento, el coeficiente de importancia para las edificaciones se define según la tabla A.2.5-1 con un valor de 1.25.

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

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

Figura 6. Tabla A.2.5-1 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010)

Adicionalmente, según las especificaciones de altura y carga del proyecto, las edificaciones pueden clasificarse según la tabla H.3.1-1 de la norma. Como se muestra en la Figura 7, la estructura del proyecto clasifica dentro de la categoría de construcción alta, de acuerdo a las cargas suministradas por la especialidad estructural.

Tabla H.3.1-1
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 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

Figura 7. Tabla H.3.1-1 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010)

3. CONDICIONES GEOLÓGICAS.

Es importante conocer la geología del área donde se encuentra ubicado el proyecto ya que esta brinda información que sirve para conocer las características y tipo de suelo en profundidad, del sitio donde se cimentarán las estructuras. Con esta información y los resultados de la exploración del subsuelo se generará un modelo geotécnico basado en la información geológica regional y la hidrogeología presente en la zona

3.1. Geología regional.

En la parte central de la Cordillera oriental se encuentra localizada la altiplanicie de la Sabana, es un amplio sinclínico con orientación SSW-NNE, en rocas sedimentarias del Cretáceo Medio hasta el Cuaternario (Hubach, 1957). Las formaciones Guadalupe, Guaduas, Cacho y Bogotá, y las rocas del grupo Villeta se encuentran fuertemente falladas, plegadas y diaclasadas (Cretáceo Medio a Terciario Inferior). Las cuales fueron conformadas y recubiertas, en el borde oriental de la cuenca, por las Formaciones Regadera y Usme (Terciario Inferior). Las Formaciones Tilatá, Sabana y Tunjuelo son depósitos sedimentados en el centro y los bordes de grandes lagos interandinos cerca de la cumbre de la Cordillera, a los cuales llegaban los materiales fluviales y fluvioglaciares del Plioceno y Pleistoceno.

En el área donde se localiza el proyecto afloran las formaciones Sabana (QTs), Tunjuelo (Qpt) y Bogotá (Teb). En superficie se encuentra la formación sabana que está conformada por materiales tipo arcilla plástica y en menor proporción lentes y capas de arcillas turbosas, turbas, limos, arenas finas hasta gruesas, restos de madera y capas de diatomita. En algunos sectores subyaciendo a la anterior, se encuentra la formación Tunjuelo que se compone básicamente de suelos tipo grava, gravilla, arena, limo y arcilla. En profundidad se encuentra la formación Bogotá que se compone de materiales tipo arcillolitas abigarradas, bien estratificadas, con algunos bancos de areniscas micáceas. En la Figura 8 se presentan las formaciones encontradas en la sabana de Bogotá. (Lobo-Guerrero, 1992).

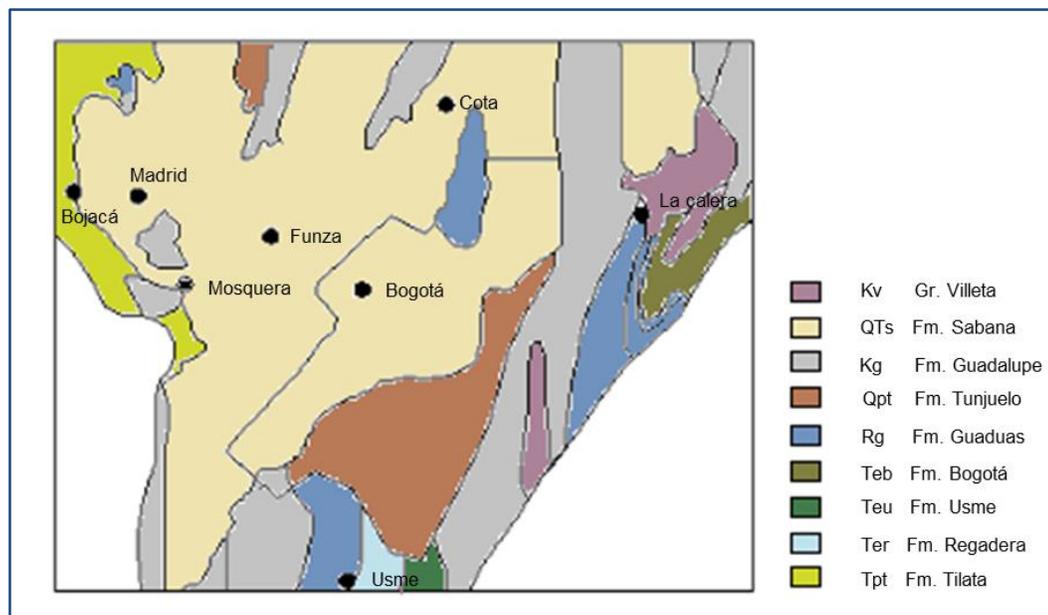


Figura 8. Mapa geológico de la sabana de Bogotá adaptado de (Hubach, 1957)

3.1.1. Unidades geológicas superficiales.

Formación Sabana (Terciario-Cuaternario, Plioceno-Pleistoceno-Holoceno) (QTs)

La Formación Sabana representa la parte superior del relleno lacustre del gran lago de la Sabana de Bogotá (Hubach, 1957). Está compuesta en su mayor parte por capas horizontales, poco consolidadas, de arcillas plásticas grises y verdes, y en menor proporción por lentes y capas de arcillas turbosas, turbas, limos, arenas finas hasta gruesas, restos de madera y capas de diatomita. También hay numerosas capas de cenizas volcánicas. El máximo espesor registrado es de 317 m en el pozo Funza-1 del acueducto de esa población (Valencia, 1988).

Formación Tunjuelo (Cuaternario, Pleistoceno-Holoceno) (Qpt)

La parte antigua de la capital se asienta principalmente sobre la Formación Tunjuelo. El cono fluvio-glaciar de Tunjuelito es un extenso depósito del curso bajo del río Tunjuelito, en el sur de la ciudad (Julivert, 1963; Caro Peña & García Núñez, 1988). Los sedimentos que constituyen el depósito son bloques hasta de 2 m de diámetro de grava, gravilla, arena, limo y arcilla. El cono se divide en tres sectores: una parte alta entre la quebrada del Aleñadero y la quebrada de Yomasa; una parte media entre la quebrada de Yomasa y los barrios Meissen y Tunjuelito; y una parte baja entre los citados barrios y Ciudad Kennedy. La parte alta está compuesta principalmente por arenas gruesas con grandes bloques, arcillas y limos, con un espesor hasta de 50 m. La parte media está compuesta principalmente por gruesas capas de gravas, arenas y limos, debajo de una capa superficial de arcillas entre 7 m y 12,50 m, con un espesor total variable hasta de 150 m. En este sector se encuentran las grandes explotaciones de agregados. La parte baja está compuesta principalmente por arenas finas y arcillas, las cuales se intercalan con los depósitos lagunares de la Formación Sabana.

Formación Bogotá (Terciario, Paleoceno-Eoceno Inferior) (Teb)

Esta formación tiene un espesor con valores alrededor de 800m y 200m, está compuesta en su mayoría por arcillolitas abigarradas (grises, violáceas, moradas y rojas), bien estratificadas, con algunos bancos de areniscas micáceas grises de grano fino hacia la parte superior de la unidad. La Formación Bogotá se encuentra concordantemente encima de la Arenisca del Cacho en los Sinclinales de Tunjuelo, Bogotá-Cajicá Checua, Teusacá, Sesquilé, y Siecha-Sisga. En la Figura 9 se muestra un corte geológico Este - Oeste por la calle 45 entre la carrera 7 y la carrera 25.

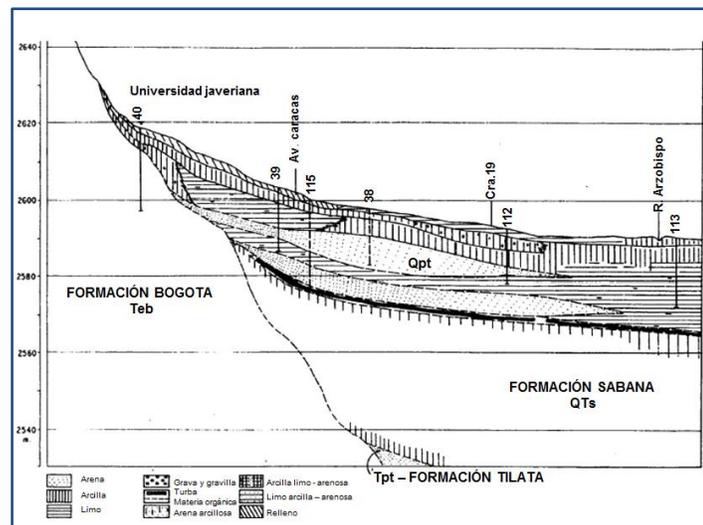


Figura 9. Corte geológico adaptado Hernández y Uscátegui 1976. Aspectos hidrogeológicos.

En la sabana de Bogotá se han realizado numerosos estudios por el Servicio Geológico Colombiano desde 1918, por lo cual se ha logrado tener buen conocimiento sobre la situación hidrogeológica de esta zona (TAHAL, 1973).

Las Formaciones Tilatá y Sabana, que conjuntamente forman el relleno fluvio-lacustre de la cuenca, compuestas por gravas, arenas, limos, arcillas y turbas, también son acuíferas, siendo unidades semiconsolidadas de alta o de moderada permeabilidad. Tienen acuíferos libres, acuíferos colgados, acuíferos confinados, capas semiconfinantes y capas confinantes. En la Formación Tilatá la transmisividad varía entre 10 y 350 m²/d y el rendimiento de pozos individuales entre 3,5 y 20 Ips. En la Formación Sabana la transmisividad varía entre 5 y 50 m²/d y el rendimiento de pozos individuales entre 0,1 y 5 Ips. El mejor acuífero y el que provee la mayoría del agua tanto a los cultivos de flores como a las industrias, es la Formación Tilatá

En la Figura 10 se muestra un corte hidrogeológico esquemático de la cuenca del río Bogotá. En las que se muestran las distintas formaciones superficiales presentes en el área de estudio.

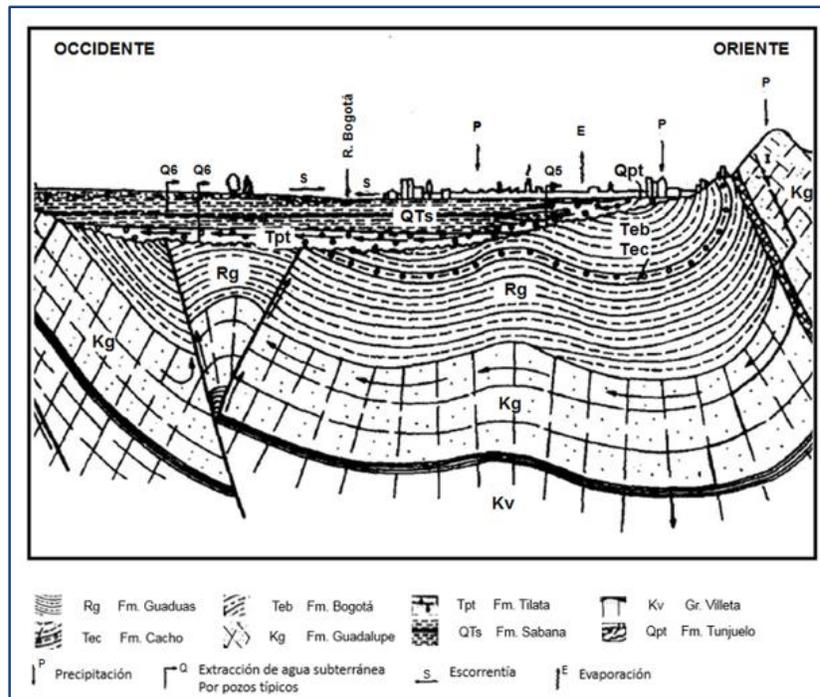


Figura 10. Corte hidrogeológico (Lobo-Guerrero, 1992)

4. INFORMACIÓN SECUNDARIA.

La revisión de información secundaria, consistió principalmente en una recopilación bibliográfica de cuatro documentos: El estudio de suelos desarrollado por el profesor Julio Moya Barrios para el Edificio de Ciencia y Tecnología Luis Carlos Sarmiento Angulo, el estudio realizado por el Ingeniero Germán Darío Tapia Muñoz para el Nuevo Edificio de Enfermería, el estudio de suelos realizado por el GISRPS para el Edificio de Posgrados de Derecho y Ciencias Económicas y la tesis de Maestría en Ingeniería- Geotecnia titulada “Análisis geoestadístico y probabilístico de la compresibilidad de un depósito lacustre”, elaborada por el ingeniero William Mauricio García Fera.

Adicionalmente, se consultó la información obtenida en la exploración realizada hasta la roca en las instalaciones del SGC en el 2015, y los ensayos de laboratorio y estratigrafía presentados en la microzonificación sísmica de Bogotá.

A continuación, se describen de forma general los resultados de dichos estudios.

4.1. Edificio Luis Carlos Sarmiento Angulo.

El edificio Biblioteca de Ciencia y Tecnología (Moya Barrios, 2006), de la Facultad de Ingeniería, se encuentra ubicado dentro de la Universidad Nacional de Colombia. La edificación consiste en una estructura combinada de acero y concreto con un área aproximada de 8000 m² distribuida en cuatro pisos y una terraza. El área de la edificación se destinó para las aulas de ingeniería, la biblioteca de ciencia y tecnología, el auditorio Luis Carlos Sarmiento Angulo para 250 personas ubicado en el sótano y un restaurante para el servicio de la comunidad.

Dentro de los estudios para la construcción del edificio se realizó el estudio de suelos, cimentaciones y efectos locales en la respuesta sísmica. Las conclusiones del estudio respecto al modelo geotécnico del suelo y el diseño de cimentación y obras de contención son presentadas en el presente estudio con el objetivo de establecer una visión general del tipo de suelo que se encuentra en la ciudad universitaria.

El perfil de suelo encontrado es de tipo lacustre compuesto por intercalaciones de arcillas y limos arcillosos de alta plasticidad y de consistencia media a dura. Los primeros 2 metros corresponden a una arcilla limosa gris oxidada de consistencia firme y sobre consolidada potencialmente expansiva, a partir de este material el perfil se conforma por una intercalación de limos y arcillas destacando una capa de turba entre los 23 y 25 m con intercalaciones de capas delgadas de arena fina. Entre los 3 m hasta los 51 metros los suelos son ligeramente sobre consolidados con relaciones de sobre consolidación de 1,90 a 1,20. El valor de la resistencia al corte no drenado aumenta gradualmente con la profundidad variando de 3,0 ton/m² para capas superiores y de 7,0 ton/m² para las capas inferiores de 50 m.

En el análisis del tipo de cimentación se descartó cualquier solución con cimentación superficial con cimientos aislados, combinados o con placa y sistemas combinados placa-pilote. Por lo tanto, se recomendó para el diseño un tipo de cimentación profunda con base en grupos de pilotes unidos por dados, cabezales o vigas de cimentación, se recomendó pilotes pre-excavados de sección circular de 0,6 m de diámetro y 35 m de longitud efectiva.

4.2. Edificio de enfermería.

El Nuevo Edificio de Enfermería (Tapia Muñoz, 2011) se encuentra ubicado dentro de la Universidad Nacional de Colombia, al occidente de la Facultad de Derecho, al norte de las Facultades de Ciencias Humanas y Odontología, al oriente de la Facultad de Veterinaria y Zootecnia, y al sur de la Facultad de Medicina. El diseño arquitectónico consta de dos edificaciones aisladas, la primera cuenta con 5 pisos incluyendo un semisótano abierto de libre circulación y la segunda edificación se compone de dos auditorios y una plazoleta. Ambas estructuras proyectadas en un sistema estructural mixto de pórticos y pantallas de concreto reforzado con luces de máximo de 10,00 m.

Del estudio de suelos realizado para la construcción del edificio de enfermería se obtuvo una caracterización geotécnica del suelo basados en 9 sondeos y ensayos de laboratorio para asignación de propiedades físicas y mecánicas. El perfil del suelo establecido en el estudio fue:

- Materiales arcillosos con presencia de gravas y arenas en gran cantidad hasta una profundidad promedio de 3,5m.
- Desde los 3,5m hasta los 10 m en promedio se encuentra una arcilla gris clara de consistencia media a blanda, algo arenosa con alta plasticidad.

- Desde los 10 m hasta los 35 metros una arcilla limosa gris verdosa de consistencia blanda a muy blanda, con alta plasticidad normalmente consolidada.
- Estratos intercalados de turba a los 15 metros y 26 metros.

Del análisis de los ensayos de compresión inconfiada, ensayo de veleta y penetrómetro de bolsillo se estableció en el estudio que la resistencia al corte no drenado para los primeros metros alcanza un valor de $1,50 \text{ kg/cm}^2$ y a medida que se avanza con la profundidad este disminuye a valores entre $0,1$ y $0,3 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad se obtuvo a partir de ensayos de compresión inconfiada mostrando una tendencia similar a la resistencia no drenada al corte, los primeros metros alcanzan valores de 100 kg/cm^2 y conforme se avanza los datos, no superan los valores de 40 kg/cm^2 .

En el análisis de tipo de cimentación para los dos edificios de determino la solución de pilotes preexcavados y fundidos en sitio, se recomendó usar pilotes de igual diámetro y longitud con fines constructivos. Para excavación se recomienda en el documento realizar taludes de 1H:3V y proteger durante la construcción con lechada arena - cemento, y la excavación debe realizarse mediante trincheras máximo de 6 m de ancho.

4.3. Tesis de análisis geoestadístico.

La tesis en cuestión se desarrolló en 2008 (García Feria, 2008) con el objetivo de aplicar una metodología de variación especial para analizar la compresibilidad de los depósitos lacustres de la universidad. En ella se identificaron materiales de la ciudad universitaria, se construyó una base de datos de propiedades y se determinó una zonificación de acuerdo con los comportamientos mecánicos del campus.

Los principales materiales definidos en este estudio fueron los siguientes:

1. Desde 0,00 a 6,00 metros: Suelo arcilloso sobre-consolidado ($RSC \approx 4$), con humedades bajas e índices de plasticidad medios ($IP \approx 26$). La relación de vacíos se encuentra entre 0,5 y 1,5 con índices de compresión cercanos a 0,5 y de recompresión del orden de 0,08.
2. Entre 6,00 a 20,00 metros: Suelo arcilloso normal a ligeramente sobre-consolidado ($RSC = 1,0-1,3$), contenido de agua alto e índice de plasticidad alto ($IP \approx 40$). Las relaciones de vacíos están entre 1 y 3,5, con índices de compresión virgen y de recompresión del orden de 1,30 y 0,16 respectivamente.
3. Entre 20,00 a 25,00 metros: Turba color café y negro con trozos de madera con contenido de agua muy alto. La relación de vacíos es alta con valores entre 2,8 y 5,6 con índices de compresión y recompresión de 2,6 y 0,2 respectivamente.
4. Entre 25,00 y 35,00 metros: Suelos arcillosos, con intercalaciones de arena, normal a ligeramente sobre-consolidados. De contenido de agua medio y plasticidad aproximada de $IP = 30$. Las relaciones de vacíos están cercanas a 1,4 y los índices de compresión y recompresión son cercanos a 0,7 y 0,08.

Dicha clasificación se realizó para la totalidad del área del campus en la universidad por lo que es susceptible de variaciones significativas por efectos locales. No obstante, presenta una válida referencia frente a las expectativas del terreno en los primeros 35 metros.

En la Figura 11 se muestra el mapa de zonificación por asentamientos superficiales para la ciudad universitaria. En él puede observarse que la zona oriental del campus, donde se ubica el proyecto, presenta comportamientos de menor compresibilidad que la occidental.

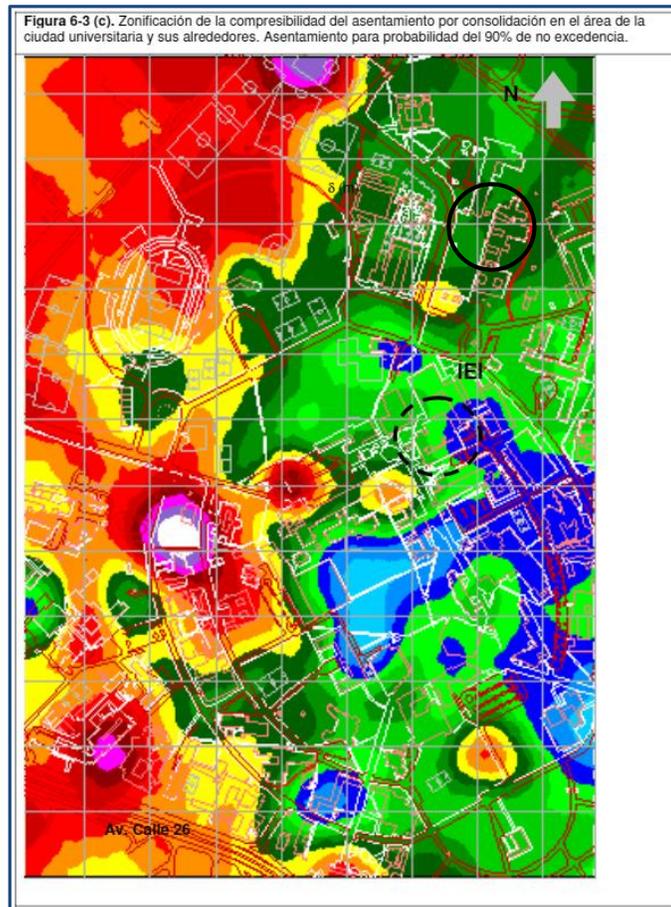


Figura 11. Mapa de zonificación por compresibilidad para la ciudad universitaria. Tomado de: (García Feria, 2008)

4.4. Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá

Para el desarrollo del Estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Bogotá se ejecutó un sondeo de 180 m de profundidad ubicado dentro del lote del proyecto. La perforación ejecutada fue identificada como Sondeo No 49, de acuerdo con el Informe Definitivo de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá (INGEOMINAS, 1997) y en la Figura 12 se muestra su localización en planta.

El informe en cuestión presentó resultados de ensayos de laboratorio ejecutados a las muestras extraídas con el objetivo de caracterizar las zonas de comportamiento homogéneo y establecer correlaciones entre sus propiedades. Los ensayos de laboratorio se centraron en determinar las propiedades de los materiales, por lo que se ejecutaron ensayos de caracterización física (límites de Atterberg, contenido de agua, peso específico de los sólidos, peso unitario) y ensayos de caracterización mecánica (compresión inconfiada, veleta de laboratorio, compresión triaxial, consolidación unidimensional).

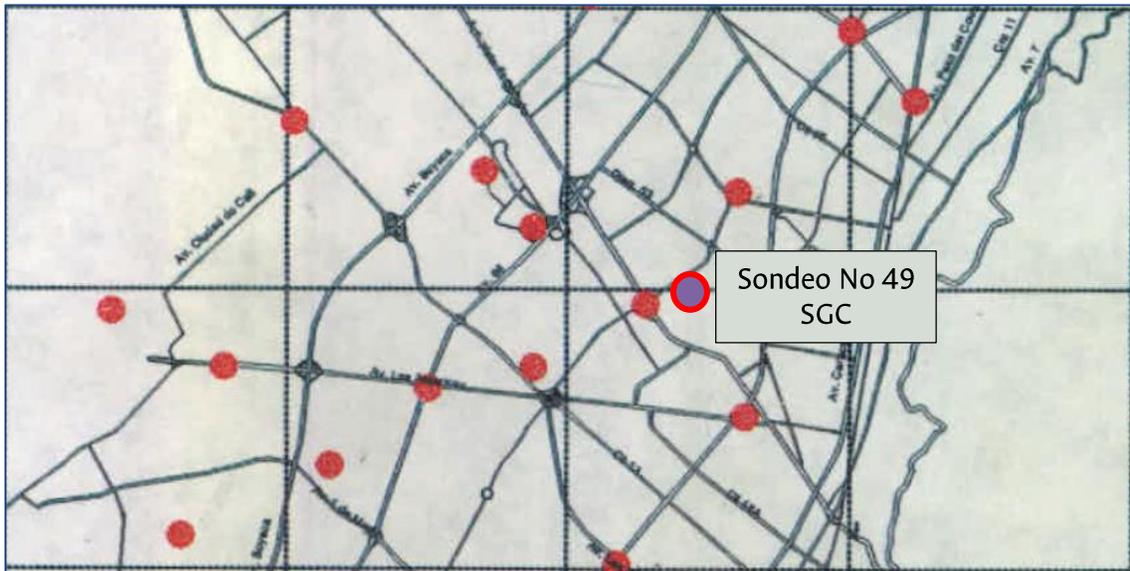


Figura 12. Localización en planta del sondeo No 49. Tomado de (INGEOMINAS, 1997)

Con base en el Informe Definitivo de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá (INGEOMINAS, 1997) y la información en bruto provista por el SGC, se depuraron los resultados de ensayos de laboratorio, los cuales se presentan desde la Figura 13 a la Figura 16.

4.5. Perfil de comportamiento sísmico para el depósito.

Para la aplicación de estudios de propagación de ondas unidimensionales en el terreno, en el 2008 el FOPAE realiza un estudio de procesamiento de señales de la red de acelerógrafos y establece un perfil simplificado de 21 capas geotécnicas. En particular se resaltan las velocidades de onda de modelo derivadas para el perfil hasta la roca. El perfil se presenta en la Tabla 2.

No Capa	Material	DESCRIPCION GEOTECNICA	Tramo desde (m)	Tramo hasta (m)	wn (%)	eo	IP	Peso unitario gr/cm ³	Vref m/s	Vs modelado m/s
1	CH-MH	Arcilla ligeramente limosa, gris.	0	5	43	1.10	45	1.80	170	137
2	CH	Arcilla, gris rosado palido.	5	7	79	1.90	92	1.65	170	157
3	CH	Arcilla, gris marrón.	7	12	127	2.91	151	1.40	170	161
4	CH	Arcilla, gris oliva.	12	17	119	2.88	149	1.38	170	166
5	CH	Arcilla, marrón.	17	21	116	2.78	143	1.43	170	169
6	PT	Turba.	21	23	300	5.50	270	1.00	150	151
7	CH	Arcilla, marrón amarillento oscuro.	23	30	87	2.70	122	1.45	170	174
8	CL	Arena arcillosa fina-media, marrón amarillo.	30	38	28	0.96	17	1.95	285	305
9	CH	Arcilla limosa, marrón amarillento oscuro.	38	44.5	52	1.32	46	1.75	175	196
10	CH	Arcilla, gris oliva, turba arcillosa negra.	44.5	52.5	81	2.10	104	1.55	175	201
11	PT	Turba	52.5	58	120	2.95	155	1.34	150	175
12	CH	Arcilla arenosa gris oliva	58	67	37	1.00	38	1.90	175	208
13	PT	Turba	67	69	120	2.95	155	1.30	150	182
14	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	69	80	26	1.05	23	1.95	285	352
15	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	80	100	25	1.05	22	1.95	285	368
16	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	100	120	20	0.95	14	1.95	285	384
17	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	120	140	27	1.05	24	1.95	285	398
18	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	140	152	27	1.05	0	1.95	285	408
19	CH	Arcilla gris y marrón	152	157	29	0.90	27	1.80	175	253
20	PT	Turba	157	159	120	2.00	155	1.30	150	218
21	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	159	180	40	1.15	42	1.95	285	419

Tabla 2. Perfil de 21 capas propuesto por FOPAE en el 2008.

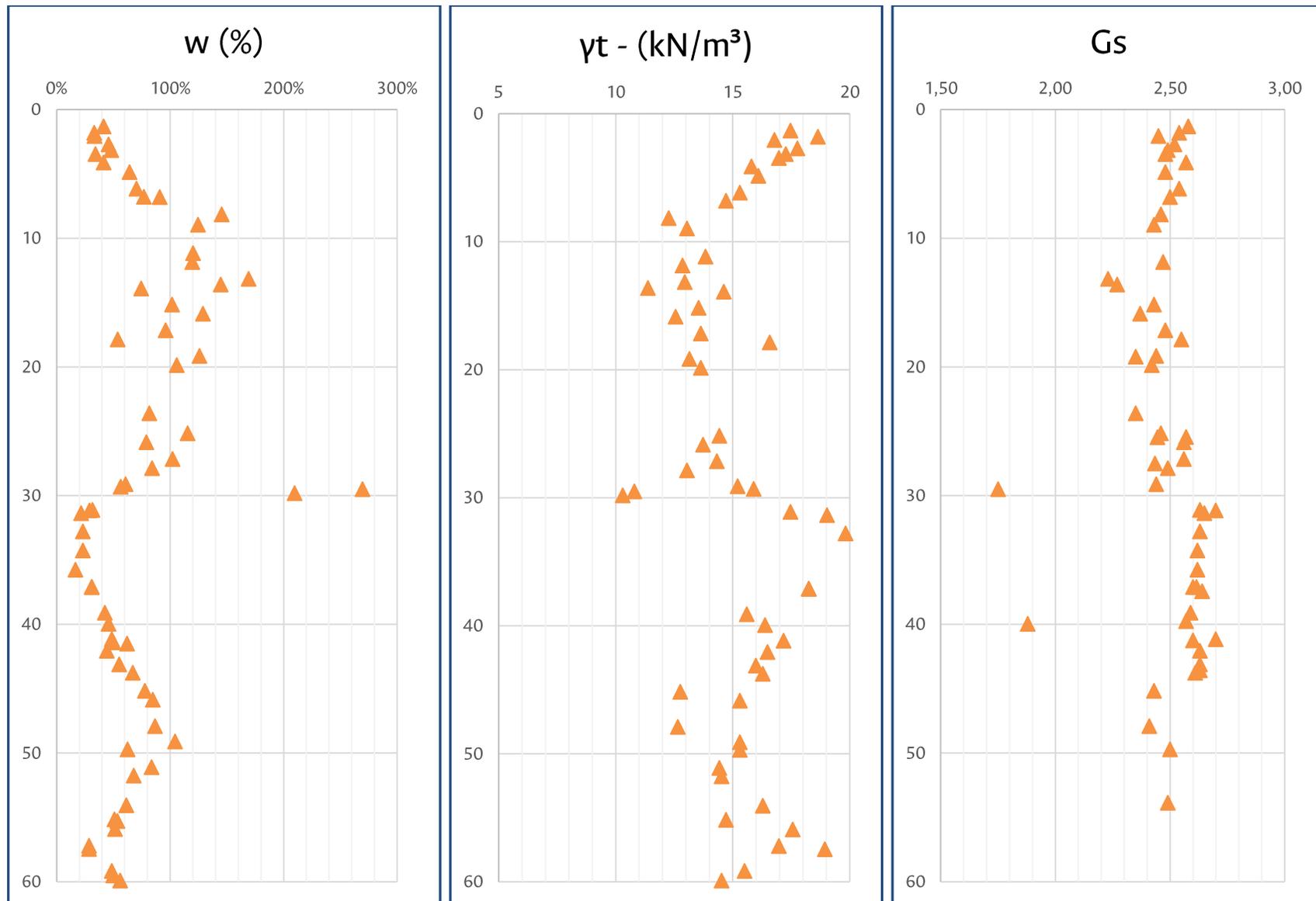


Figura 13. Variación del contenido de agua, peso unitario y Gs con la profundidad

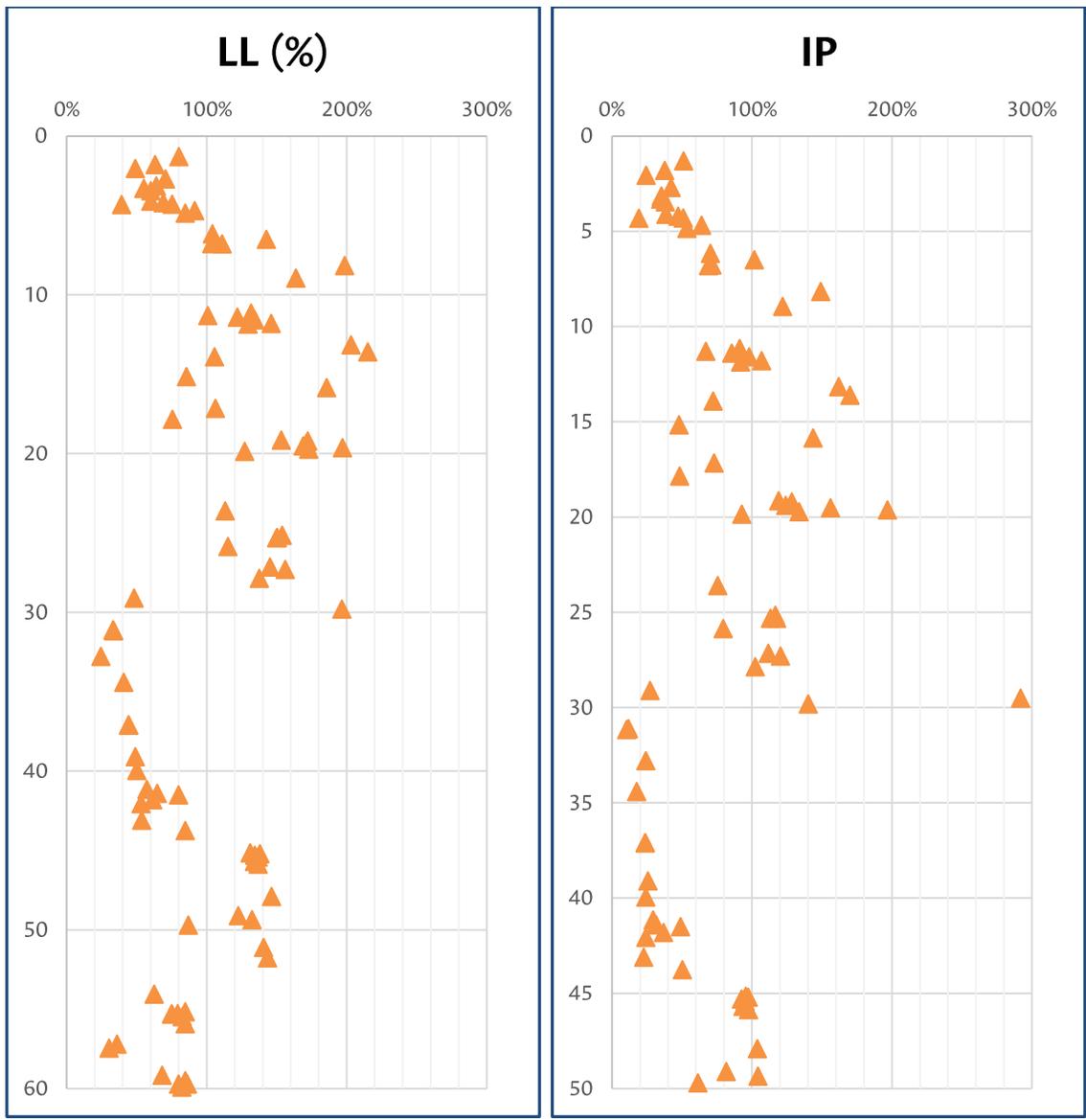


Figura 14. Variación del Límite Líquido y el Índice de Plasticidad con la profundidad

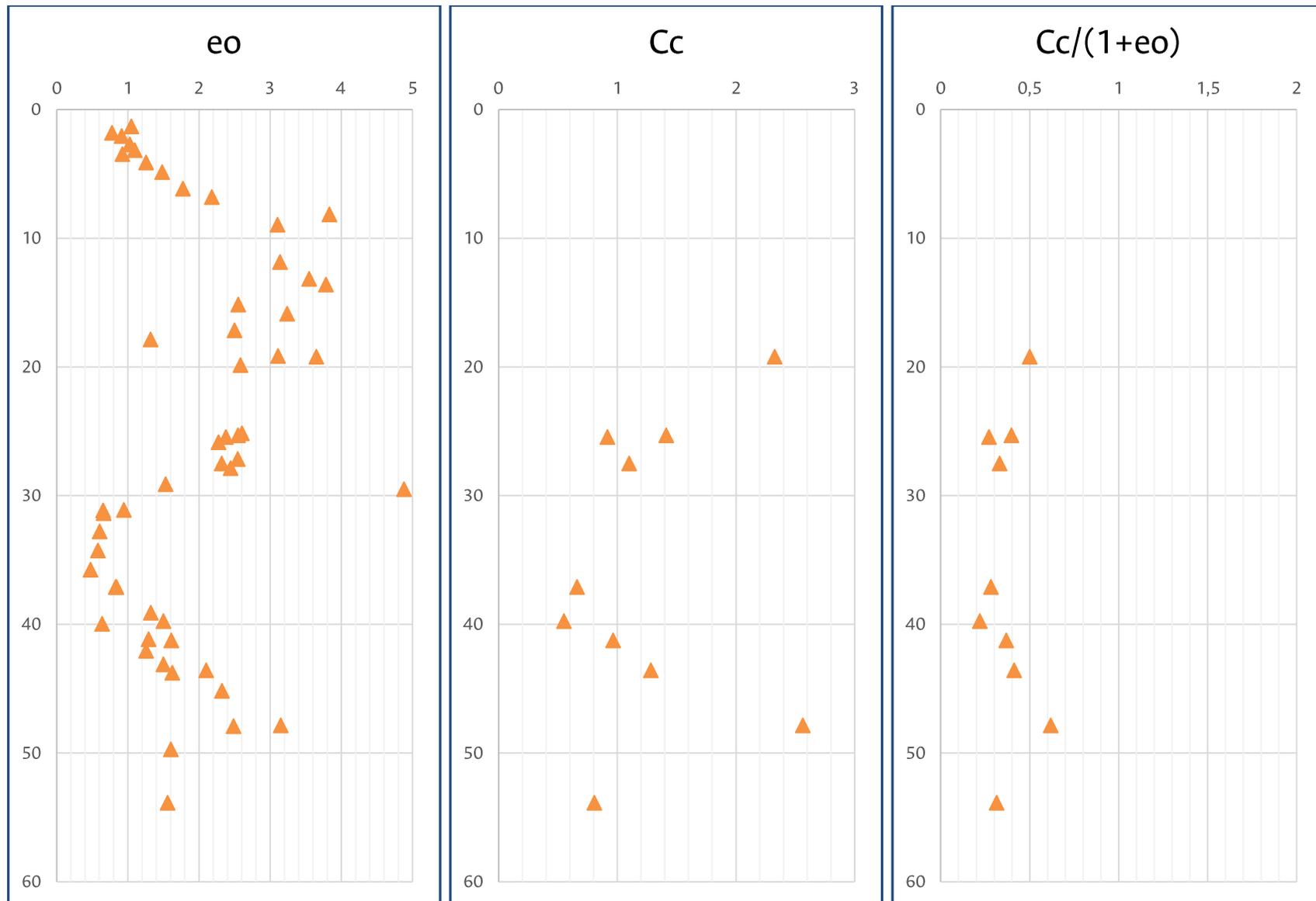


Figura 15. Variación de la relación de vacíos y los coeficientes de compresión con la profundidad

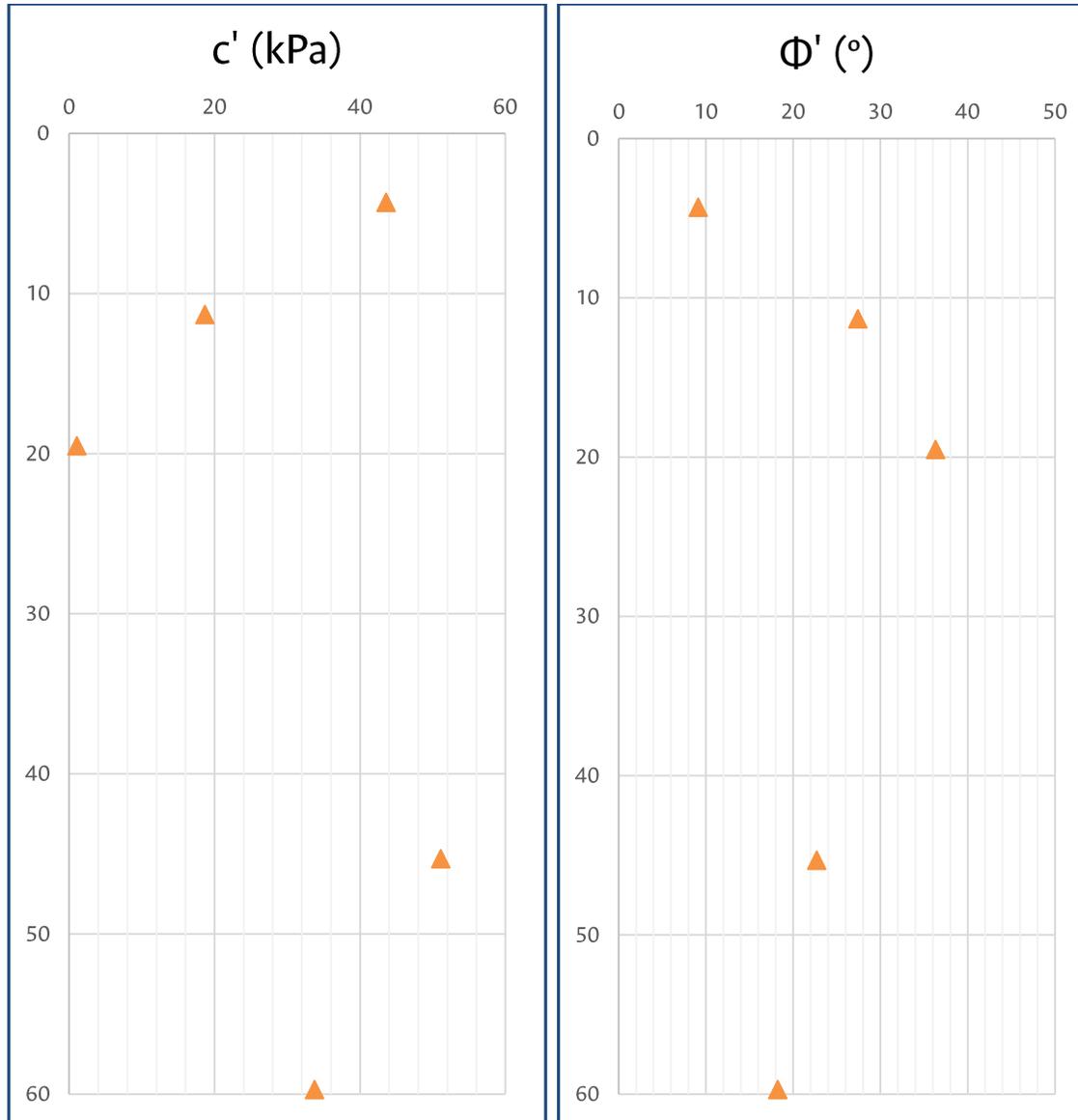


Figura 16. Variación de los parámetros de resistencia al corte C' y Φ' con la profundidad tomados a partir de ensayos

5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

En este capítulo se describe la exploración geotécnica directa e indirecta realizada en el terreno y se resumen sus resultados, así como los requisitos mínimos exigidos por la norma sismo-resistente vigente.

5.1. Requerimientos mínimos según NSR -10.

Según la norma sismo-resistente NSR-10 en su sección H.3.1. Unidad de construcción, el presente proyecto queda definido como unidad de construcción de categoría alta según la tabla H.3.1-1. Para este tipo de construcciones la cantidad y profundidad mínima de los sondeos se presenta en la tabla H.3.2.1-1 así como en los incisos H.3.2.3 y H.3.2.4, la tabla se presenta a continuación.

Tabla H.3.2-1
Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

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

Figura 17. Tabla H.3.2-1 de la norma sismo resistente colombiana. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción según categoría de la unidad. Fuente: (NSR-10, 2010)

Esto que implica la necesidad de realizar cuatro sondeos con una profundidad mínima de 25 metros con por lo menos el 50% de los mismos dentro del área de cada unidad constructiva y con recuperación de muestras por lo menos cada 1.50 metros. Para este proyecto se definió la ejecución de sondeos hasta 60 m, ensayos CPTu hasta una profundidad de 40 m, y ensayos geofísicos con profundidades de exploración de hasta 50 m, debido a los antecedentes encontrados en la revisión de la geología local y la información secundaria. Esta información expone que se encuentran en superficie estratos de materiales finos de consistencia blanda y lentes de arena fina densa en profundidades superiores a los 25 m.

5.2. Plan de exploración directa

Para la definición de las propiedades mecánicas y la estratigrafía presente en la zona de estudio se ejecutaron dos (2) perforaciones mecánicas con recuperación continua de muestras hasta los treinta y seis metros (36), una (1) hasta los sesenta metros (60 m), dos (2) hasta los veintiún metros (21 m), una (1) hasta los quince metros (15 m), dos (2) hasta los seis (6) metros de profundidad (Perforaciones P-1, P-2, P-3, P-4, P-5, P-6, P-7 y P-8 respectivamente) y dos (2) ensayos de penetración con cono (CPTu) hasta cuarenta (40) metros. La localización de las perforaciones se puede consultar en la Figura 19.

Los resultados de las perforaciones ejecutadas para el edificio del museo (P-4, P-5, P-7 y P-8) mostraron que se encuentra un relleno antrópico asociado a la presencia de zonas duras aledañas a las edificaciones. En las perforaciones realizadas se encontraron arcillas grises sobreconsolidadas de consistencia muy dura en los primeros metros sobre arcillas grises de consistencia dura a blanda y muy blanda. Los resultados de la exploración geotécnica directamente asociada al edificio se resumen en la Figura 18.

Perforación mecánica SGC - P4		Perforación mecánica SGC - P5		Perforación mecánica SGC - P7		Perforación mecánica SGC - P8	
Z (m)	Material	Z (m)	Material	Z (m)	Material	Z (m)	Material
1	Capa vegetal. Relleno antrópico.	1	Carpeta de pavimento Relleno antrópico.	1	Relleno antrópico	1	Relleno antrópico
2	Arcilla sobreconsolidada de color gris parduzco de consistencia muy dura con presencia de arenas de compacidad media y material orgánico.	2	Arcilla sobreconsolidada de color gris parduzco de consistencia muy dura. Presencia de arena fina.	2	Limo de color negro, con presencia de gravas y arenas.	2	Arcilla de color gris de consistencia media a dura.
3		3		3			
4		4		4	Arcilla de color gris con presencia de vetas en los primeros metros, de consistencia media a dura.		
5		5		5	Arcilla de color gris de consistencia media a blanda.		
6	6	6					
7	Arcilla de color gris oscuro de consistencia dura a media.	7	Arcilla de color gris oscuro de consistencia dura a media.				
8		8					
9		9					
10	Arcilla de color gris oscuro de consistencia blanda a muy blanda. Presencia de vetas habanas en los últimos 1.5 m de la perforación.	10	Arcilla de color gris oscuro de consistencia blanda a muy blanda con algún contenido de limo y material orgánico.				
11		11					
12		12					
13		13					
14		14					
15		15					
16		16					
17		17					
18		18					
19		19					
20		20					
21	21						

Figura 18. Resultados de la campaña de exploración directa realizada

5.2.1. Resultados

Para los perfiles del suelo, resultado de la exploración (P-1, P-2, P-3, P-4, P-5, P-6, P-7 Y P-8) para el edificio existe una buena consistencia en los materiales entre los distintos puntos, lo que indica que el lote del proyecto presenta un perfil relativamente homogéneo con estratos sub horizontales, coherentes con lo esperado a partir de la geología y la información secundaria.

En general se observa que existe una capa altamente variable de relleno antrópico y arcilla firme meteorizada en los primeros 9,0 metros. Bajo esta capa aparece un gran estrato de arcillas blandas café grisáceas que se extienden con poca variabilidad hasta los 22 metros de profundidad. En esta profundidad aparece un estrato de material orgánico en descomposición tipo Turba con un espesor promedio de 2,0 metros seguido de arcilla altamente orgánica hasta los 30 metros de profundidad. Esta última arcilla tiene contenidos de materia orgánica altos y variables reportándose material tipo turba entre 29,3 y 31,0 metros.

Bajo el estrato de turba y arcilla orgánica se encontró un estrato arcilla arenosa con lentes de arena café rojizo con un espesor promedio de 4,0 metros entre los 30,2 y 34,5 metros de profundidad. Bajo ella se encuentra nuevamente un estrato de arcilla café grisácea de consistencia media a firme hasta los 52,30 metros en donde nuevamente existe una capa de turba. Luego de esta capa se encontró una capa de arcilla firme hasta la profundidad de estudio.

5.2.2. Ensayos de laboratorio

A partir de las muestras recuperadas de las diferentes perforaciones, incluidas las asociadas a las otras edificaciones en el lote, se asignaron pruebas de laboratorio para la determinación de sus propiedades físicas y mecánicas. Los ensayos se distribuyeron homogéneamente en la profundidad y en total se realizaron los relacionados en la Tabla 3, donde debe resaltarse la cantidad de ensayos mecánicos programados.

ENSAYO	No	ENSAYO	No
Límites de Consistencia	25	Compresión inconfineda	34
Contenido de Agua	256	Consolidación	27
Peso Unitario Total	94	Corte Directo	18
Peso Específico de Sólidos	126	Triaxial CU	2
Granulometrías	16		

Tabla 3. Programación de ensayos de laboratorio.

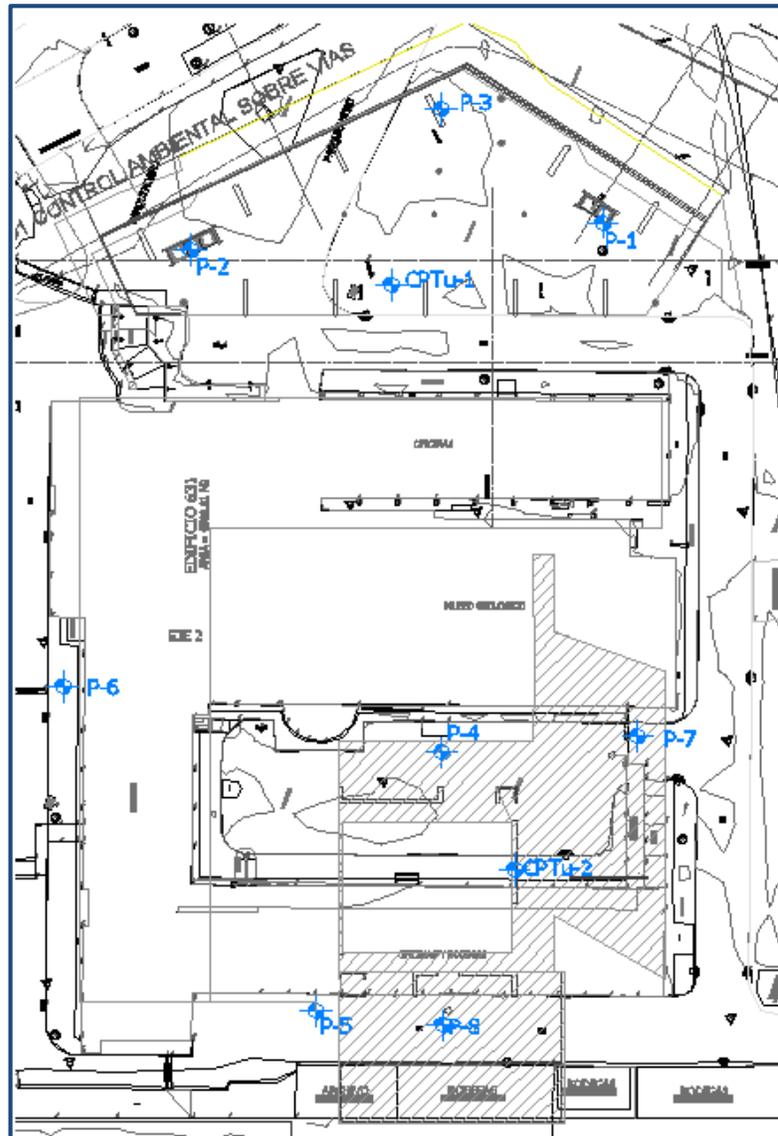


Figura 19. Ubicación de la exploración directa realizada para la totalidad del proyecto

5.2.3. Ensayo CPTu.

Existe muy buena relación entre el perfil aproximado mediante el ensayo de campo y el perfil de capas encontradas en la perforación. En la Figura 20 se presenta la comparación tanto de la resistencia al corte no drenada obtenida mediante el ensayo CPTu, mediante ensayos de laboratorio y recopilados de información secundaria en la zona del proyecto, como los valores límite sugeridos para el diseño. La similitud en comportamiento de los distintos valores, corrobora la homogeneidad del lote en el cual se construirá la totalidad del proyecto, y permite obtener valores promedio para toda la zona de estudio. Un análisis similar se puede realizar con los valores de peso unitario total encontrados.

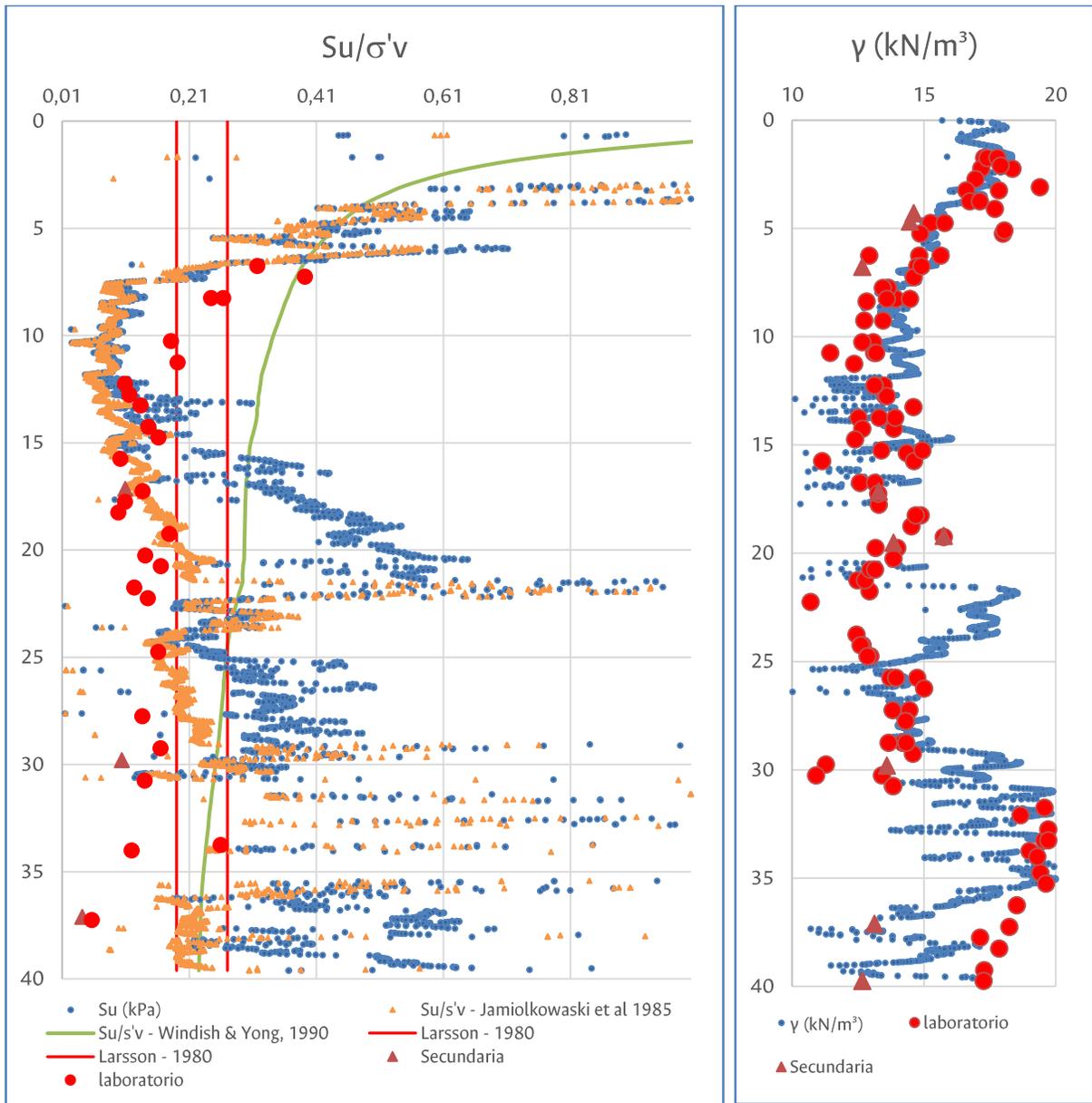


Figura 20 . Comparación de los valores de Resistencia al corte no drenada normalizada para distintos ensayos.

5.3. Plan de exploración indirecta

Como complemento a la exploración geotécnica, se realizaron técnicas geofísicas no intrusivas. A continuación, se presentan ciertas generalidades del proceso; un mayor detalle del ensayo a realizar se puede consultar en el Anexo.

La exploración geofísica realizada para el proyecto tiene como principal objetivo estimar la velocidad de onda S en los primeros 50 metros para la clasificación del perfil del suelo y los factores de amplificación del suelo según las disposiciones del Código Colombiano de Construcciones sismoresistentes NSR-10.

Se realizaron ensayos en arreglos triangulares y lineales, bajo el área proyectada de las futuras edificaciones. Bajo el museo se realizó una línea sísmica tipo MASW con extensión de 54 m con separación de canales cada 2m y un arreglo espacial

triangular con aperturas de 15m, 7,5m y 3,25m como se muestra en la Figura 22. Los arreglos triangulares mostrados en la Figura 21 y Figura 22 se realizaron para tomar mediciones de microtremores.



Figura 21. Ubicación del ensayo de microtremores realizado para la obtención del modelo de velocidad de onda s en la zona de estudio. Modificado de Google Earth (2016)



Figura 22. Localización de los ensayos realizados dentro de la zona de estudio

5.3.1. Sísmica de refracción - Museo

La Figura 23 muestra los resultados obtenidos de la inversión de las curvas tiempo distancia empleando el método de la tomografía sísmica. Este modelo puede explicarse como un modelo sencillo de 3 capas planas horizontales; la primera capa corresponde a un material no consolidado en estado de saturación que sostiene la cobertura vegetal, posiblemente asociado a materiales finos tipo arcilla con presencia de pequeños fragmentos de roca hacia la zona más occidental de la zona de estudio. Para esta capa los valores de velocidad se encuentran cercanos a los 500 m/s. La siguiente capa corresponde posiblemente a una capa de arcilla o limo con un grado de saturación entre el 90% y 95%, dentro de esta capa se encuentra la posición del nivel freático, estimada para este caso alrededor de los 3 o 4 m de profundidad. Finalmente, se presenta una capa que puede representar materiales arcillosos o limosos completamente saturados.

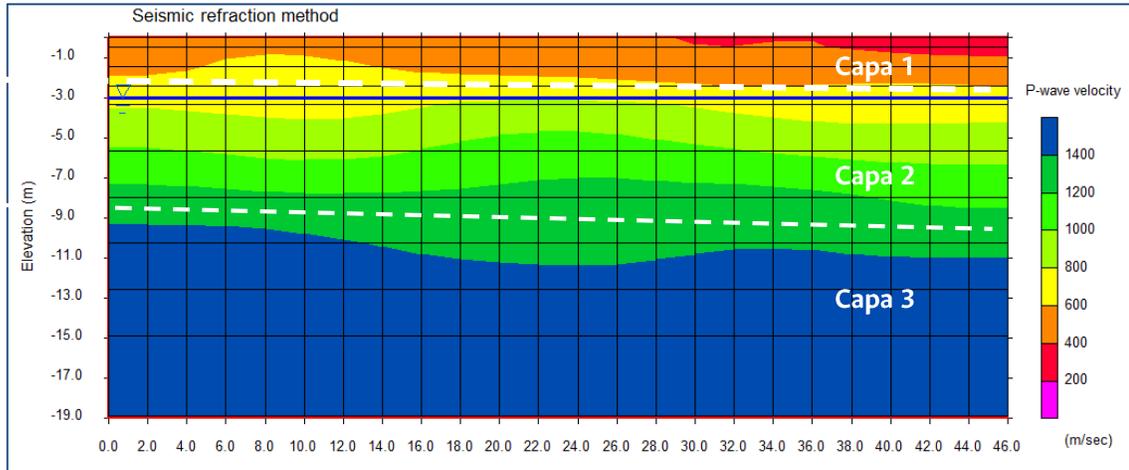


Figura 23. Modelo de velocidad de onda P para la zona de estudio.

5.3.2. Ensayo MASW y medición de microtremores - Museo

Otro de los motivos para la realización de estos ensayos es poder contar con dos metodologías con distinta fundamentación teórica para poder estimar la curva de dispersión con un menor grado de incertidumbre. Para la línea tipo MASW se realizaron dos procedimientos para obtener la curva de dispersión: el método Space Shift mientras que para el arreglo espacial se empleó la metodología SPAC.

La parametrización empleada para la obtención de los modelos V_p y V_s de la curva de dispersión define como velocidad máxima de onda P igual a los 1400 m/s y como velocidad mínima se fijan los 500 m/s. Se emplea una densidad media del depósito de 1500 kg/m^3 para realizar la inversión de los datos cuyos resultados bajo el futuro edificio de Museo se presenta en la Figura 24. Se fija como máxima profundidad de exploración 60m.

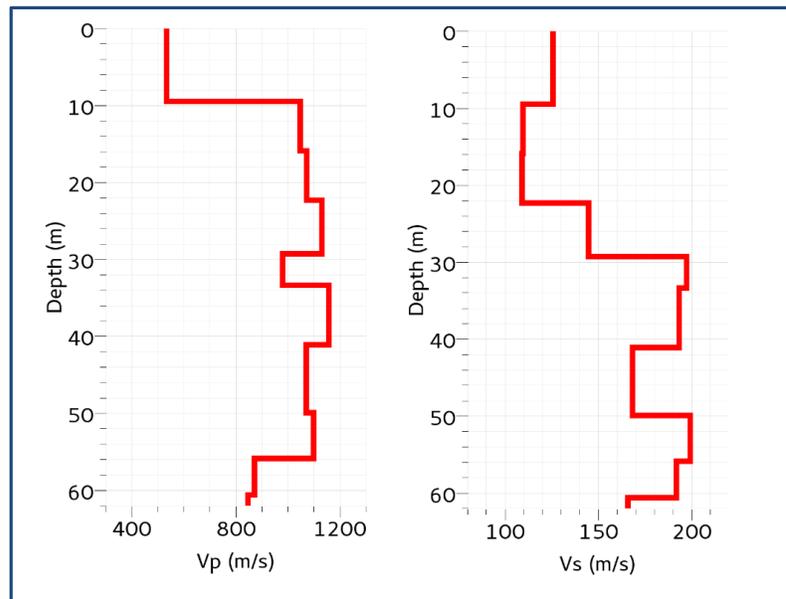


Figura 24. Modelo de velocidad de onda P y S resultado de la inversión sísmica para la curva de dispersión obtenida por las metodologías con arreglo espacial 2D –SPAC y arreglo lineal.

5.3.3. Medición de microtemores - Torre

El perfil de velocidad de ondas obtenido se caracteriza por la presencia de intercalaciones de capas de diferentes propiedades que impiden identificar una tendencia general (aumento o disminución de velocidad) conforme se avanza en general.

La parametrización empleada para la obtención de los modelos V_p y V_s de la curva de dispersión define como velocidad máxima de onda P 1400 m/s y como velocidad mínima se fija de 500 m/s. Se emplea el perfil de densidad estimado en el presente estudio para realizar la inversión de los datos, los resultados se presentan en la Figura 25. Se fija como máxima profundidad de exploración 70m.

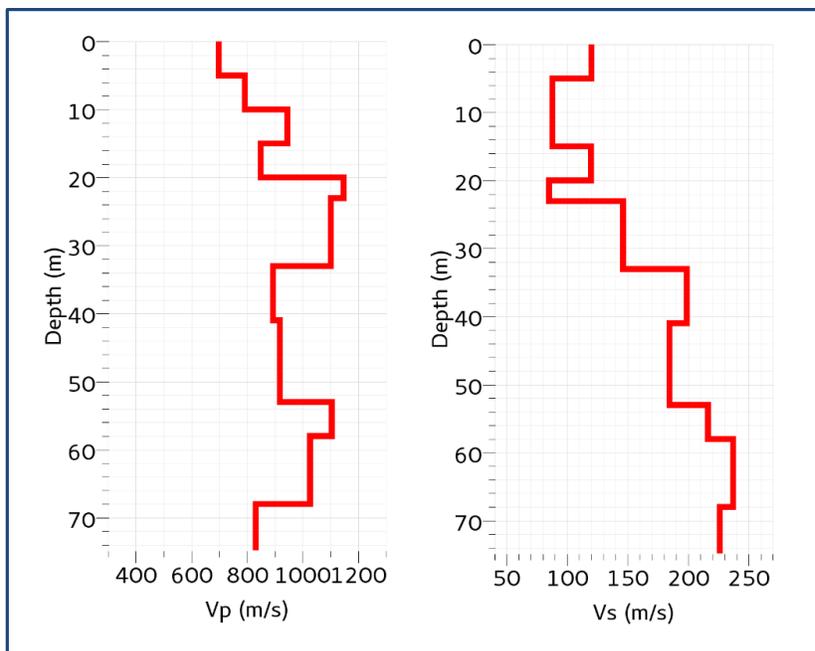


Figura 25. Perfil de velocidad de onda de corte encontrado por técnicas no intrusivas

La Tabla 4 resume los valores de velocidades mostrados en la Figura 25.

Esesor (m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)
5,0	698,2	120,0
10,0	792,4	87,9
5,0	849,4	119,7
3,0	1146,5	85,0
10,0	1101,5	146,3
8,0	893,9	199,0
2,4	918,3	184,4
2,4	918,3	184,4
2,4	918,3	184,4
2,4	918,3	184,4
2,4	918,3	184,4
2,4	918,3	184,4
5,0	1104,8	216,4
10,0	1026,1	237,5
INF	831,8	226,2
V_{s30} (m/s)		111,9

Vs50 (m/s)	141,5
------------	-------

Tabla 4. Perfil de velocidades P y S obtenidos para la zona de estudio.

5.4. Exploración geofísica adicional ejecutada por el SGC.

Además de la exploración mencionada en los numerales anteriores, el Servicio Geológico Colombiano dentro de su experticia en el área de caracterización sísmica, ejecuto una serie de ensayos geofísicos dentro del área de interés del proyecto. Estos ensayos tuvieron por objetivo caracterizar el comportamiento sísmico total del depósito de suelo con el fin de validar la caracterización sísmica y los espectros de diseño, además de observar tendencias espaciales de los materiales y otras características de los suelos presentes.

Los ensayos realizados consistieron en ensayos de Refracción Microtremor (ReMi) en área en el lote con el objetivo de chequear la variación de las velocidades en el lote. Y la medición de microtremores mediante arreglos triangulares y la metodología SPAC. Los resultados entregados por el SGC se resumen en los numerales siguientes. Los resultados en su totalidad se presentan en los Anexos.

5.4.1. ReMi.

Se realizaron seis (6) mediciones de microtremores usando la técnica ReMi en los puntos mostrados en la Figura 26.



Figura 26. Ubicación de los ensayos ReMi realizados por el SGC.

Los resultados de los perfiles de velocidad en cada punto son los presentados en la Figura 27 y la Figura 28.

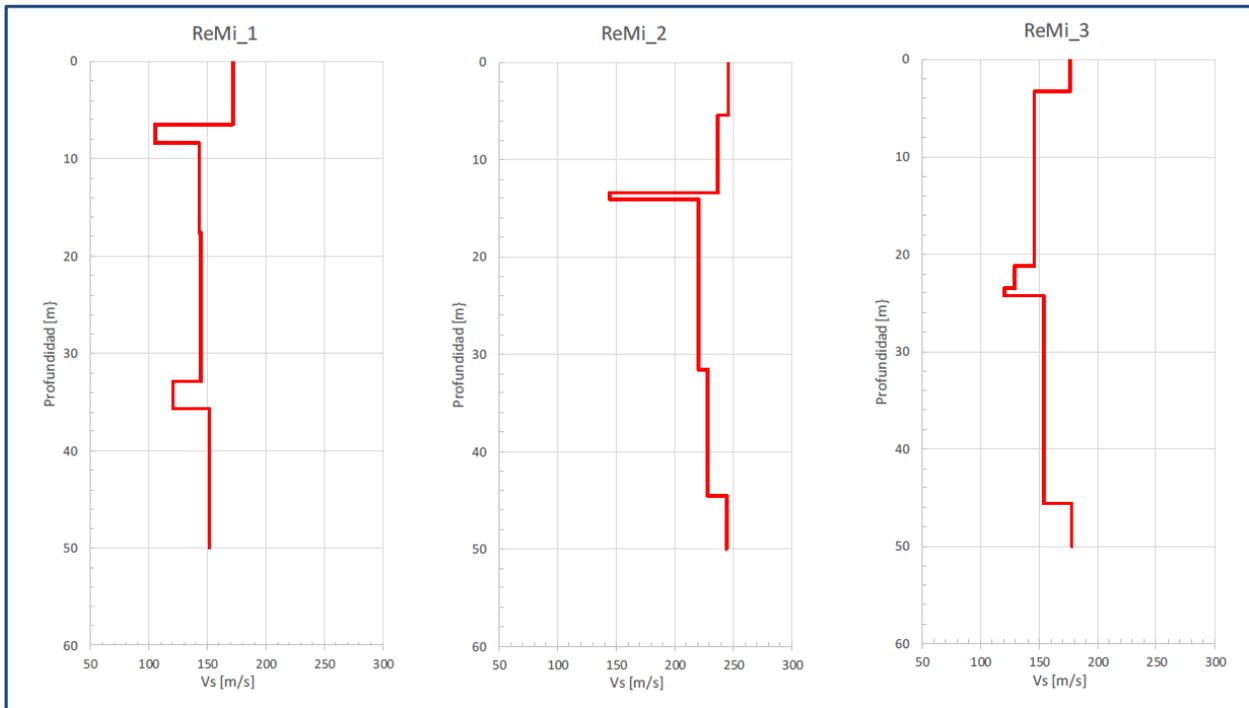


Figura 27. Resultados de los ensayos ReMi realizados por el SGC (parte I)

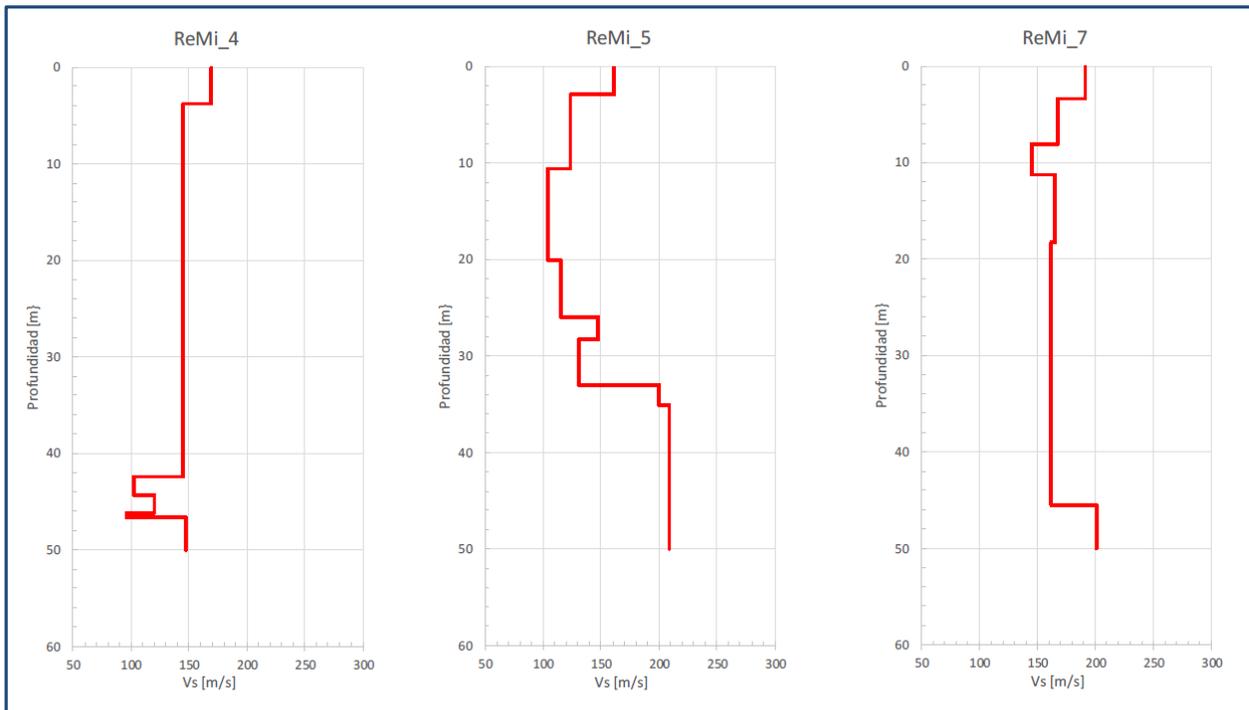


Figura 28. Resultados de los ensayos ReMi realizados por el SGC (parte II)

Los resultados en términos de la velocidad de onda promedio se resumen en la tabla 5.

Punto	Vs30 [m/s]	Perfil Suelo (NSR-10)	Fa (NSR-10) Aa=0.15	Fv (NSR-10) Av=0.20	Microzonificación Bogotá (MZB) Vs30	Fa (MZB)	Fv (MZB)	A0 (MZB)
ReMi_1	147.57 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_2	131.66 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_3	152.05 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_4	142.48 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_5	140.51 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_7	166.19 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18

Tabla 5. Resumen de resultados ReMi realizado por el SGC.

Se puede constatar que los perfiles de velocidad de onda cortante son relativamente constantes en el lote, siendo diferentes únicamente en el ReMi 5 que se encuentra fuera de la zona de influencia directa del proyecto. Esto permite plantear que existe homogeneidad general en las capas de suelo dentro del lote, no obstante, los perfiles de velocidad de onda son relativamente constantes alrededor de 150 m/s lo cual no es completamente coherente con la estratificación encontrada en las perforaciones.

5.4.2. Mediciones de Microtremores.

Se realizaron 12 ensayos de medición con arreglos triangulares para la verificación del periodo fundamental del depósito de suelo y para establecer el perfil de velocidades de onda de corte en el terreno. Los sitios de medición se muestran en la Figura 29.



Figura 29. Ubicación de la medición de microtremores ejecutada por el SGC.

Los arreglos de medición son triangulares como los que se muestran en la Figura 30.

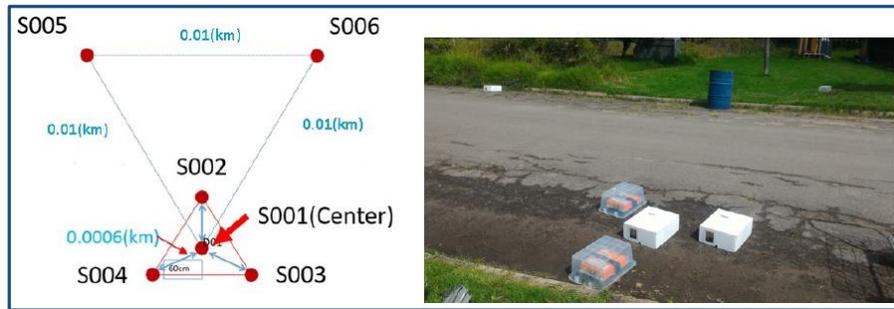


Figura 30. Arreglos empleados para la medición realizada por el SGC.

Los periodos de oscilación del depósito medidos se encontraron entre 2 y 2,3 segundos y se resumen en la Tabla 6.

Resultados H/V			
Código	Lat(°)	Long(°)	Periodo (HZ)
CBOGP1	4.6416	-74.0808	0.45
CBOGP2	4.6414	-74.0805	0.45
CBOGP3	4.6414	-74.0797	0.50
CBOGP4	4.6409	-74.0805	0.45
CBOGP5	4.6410	-74.0808	0.45
CBOGP6	4.6410	-74.0797	0.44
CBOGP7	4.6408	-74.0798	0.49
CBOGP8	4.6414	-74.0800	0.44
CBOGP9	4.6402	-74.0808	0.45
CBOGP11	4.6413	-74.0800	0.45
CBOGP12	4.6408	-74.0799	0.45

Tabla 6. Resultados de la medición del periodo fundamental del depósito realizada por el SGC.

Las mediciones de perfiles de velocidad cortante se realizaron en nueve puntos diferentes y se resumen desde la Figura 31 a la Figura 33.

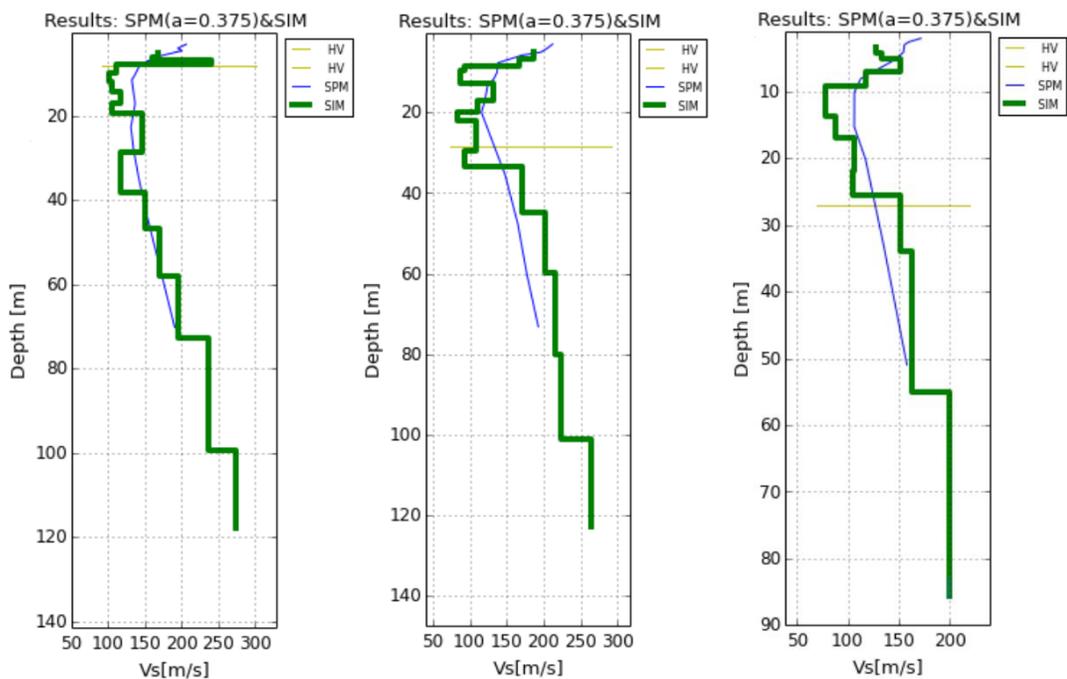


Figura 31. Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 1, 2 y 3.

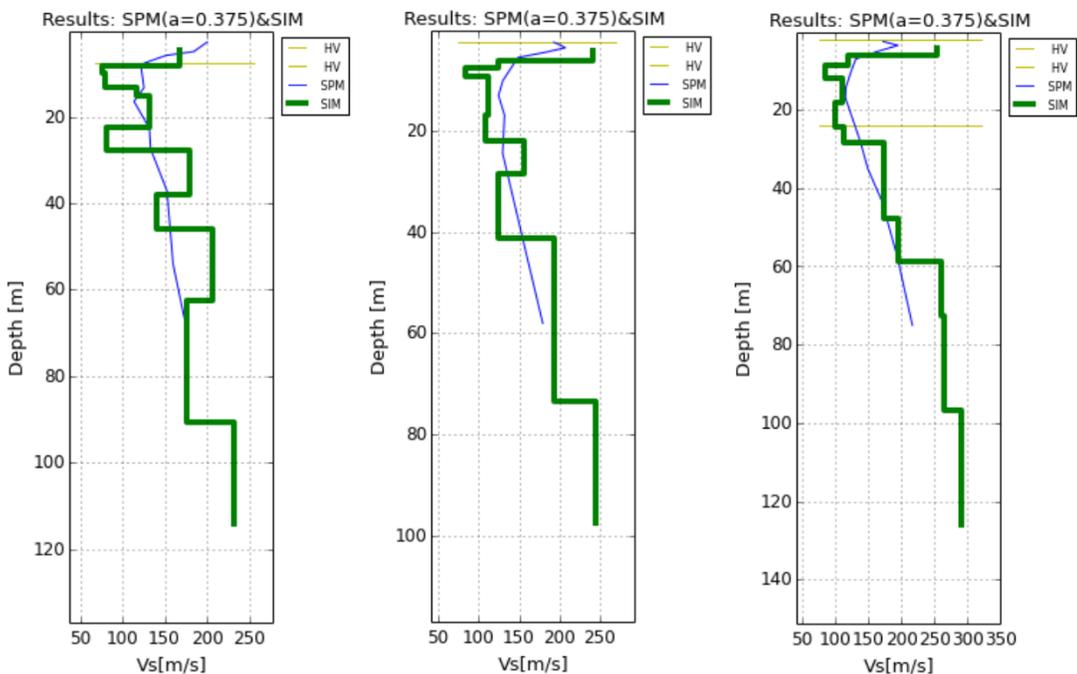


Figura 32. Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 4, 5 y 9.

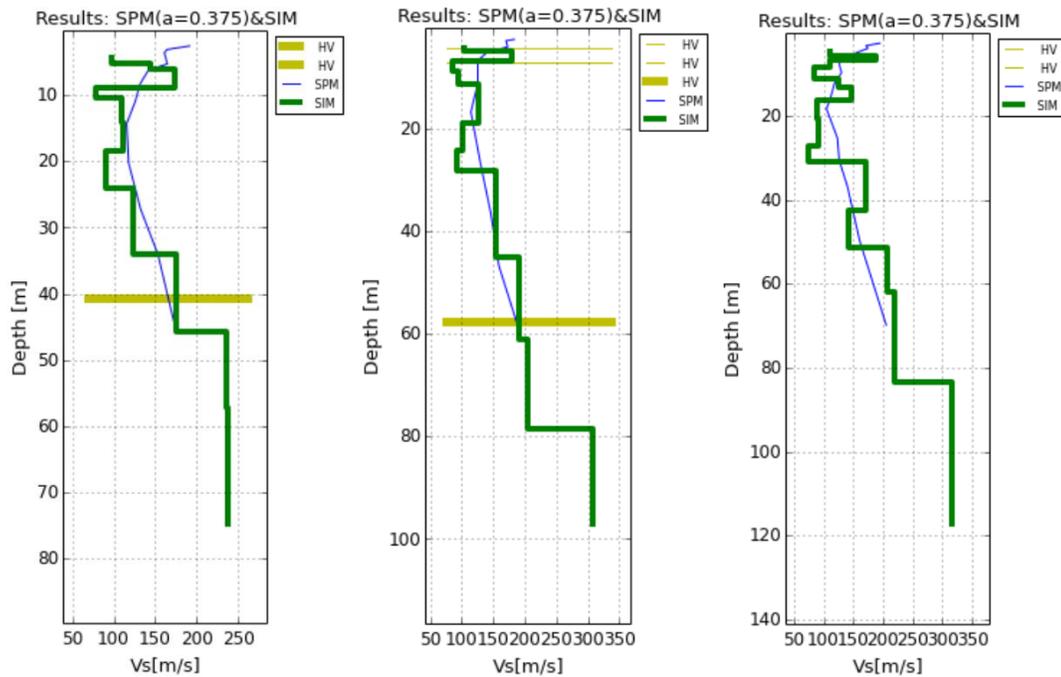


Figura 33. Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 10, 11 y 12.

En términos generales se observa que los primeros metros del perfil presentan velocidades bajas incluso por debajo de los 100 m/s, seguido de un aumento generalizado alrededor de los 30 metros de profundidad. Esto es coherente con la capa de arena encontrada en las perforaciones y el aumento en la consistencia de los materiales allí descritos. La tendencia general es coherente con el modelo geotécnico, en particular para los ensayos cercanos a los puntos de exploración.

5.5. Seguimiento al nivel freático

En la perforación P-1, se instaló un piezómetro abierto para inspeccionar la variación del nivel freático. Se cuentan con medidas tomadas desde octubre de 2016 hasta junio de 2017. Desde enero 2017, teniendo en cuenta las variaciones en la precipitación que se presentan a diario, se realiza lectura de nivel freático 4 veces a la semana.

Adicionalmente, se cuenta con un piezómetro abierto en el Instituto de Ciencias Naturales (ICN) de la Universidad Nacional de Colombia, que se encuentra a una distancia aproximada de 270 m del piezómetro instalado en el SGC. En la Figura 34 se presenta la variación del nivel freático en la zona de estudio y al interior del Campus de la Universidad Nacional de Colombia, en las inmediaciones del edificio 425 (Instituto de Ciencias Naturales, ICN).

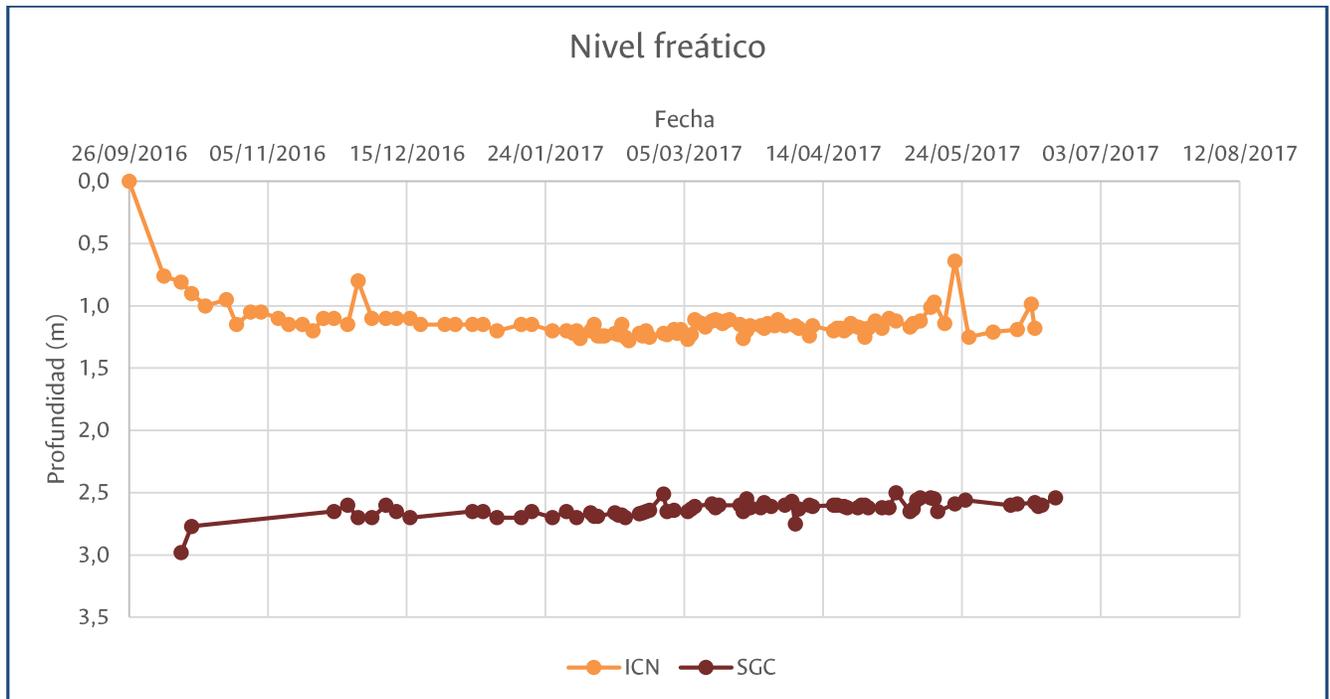


Figura 34. Variación del Nivel Freático en el SGC y en el ICN.

6. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA Y EFECTOS LOCALES.

Siguiendo los lineamientos del Título A del Reglamento Colombiano de Normas Sismo resistentes – NSR-10 sobre la prevalencia de los estudios de microzonificación sísmica del municipio sobre el propio reglamento, se hace uso del Decreto 523 de 2010 donde se especifican los resultados del estudio de zonificación sísmica de la ciudad de Bogotá.

En la Figura 35 se muestra que la zona de respuesta sísmica para el área de estudio corresponde al grupo **Lacustre 200**. Para esta zona los coeficientes de diseños que deberían emplearse en el diseño de la respuesta sísmica del edificio son los presentados en la Tabla 8 y la curva de diseño correspondiente es la presentada en la Figura 36.

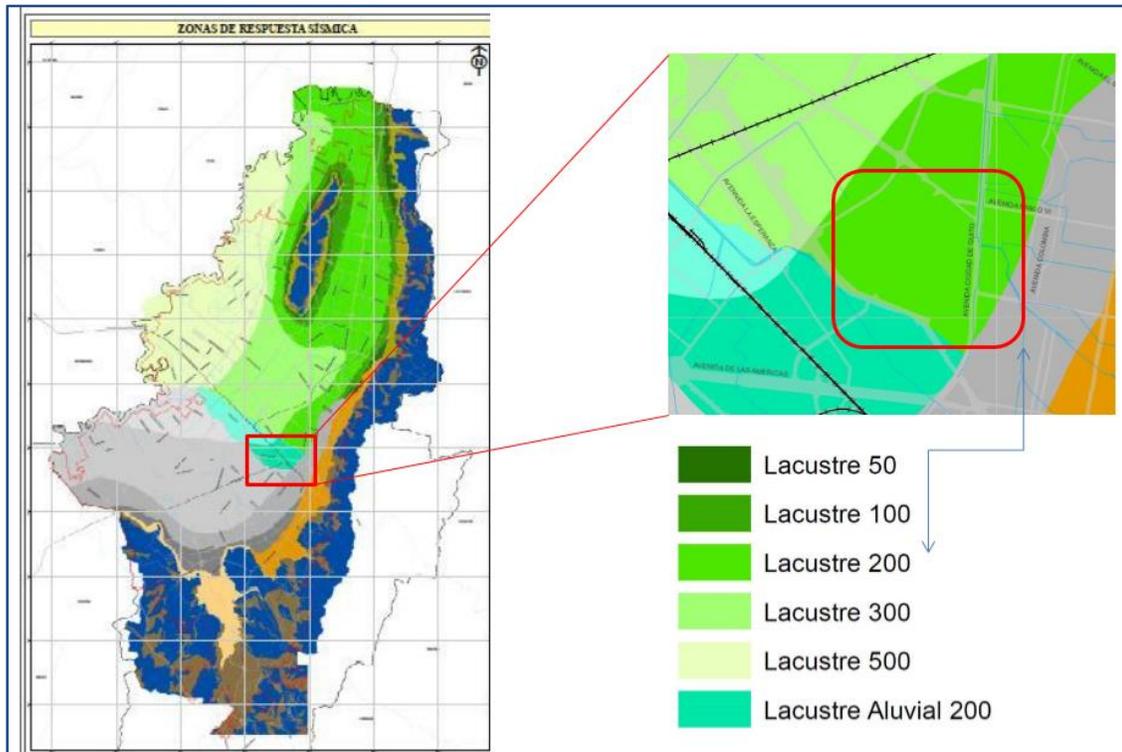


Figura 35. Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sísmico resistente de edificaciones. Tomado de: (FOPAE, 2010)

Zona	Espesor del depósito (m)	Periodo fundamental del suelo (s)	Descripción Geotécnica General	Velocidad onda promedio 50 m Vs (m/s)	Humedad Promedio 50 m Hn (%)	Efectos de sitio relacionados
Lacustre-50	< 50	1.0-1.5	Suelo lacustre blando: Arcillas limosas o limos arcillosos, en algunos sectores con intercalaciones de lentes de turba	< 175	> 80	Amplificación
Lacustre-100	50-100	1.5-2.5				Amplificación
Lacustre-200	100-200	2.5-3.5				Amplificación
Lacustre-300	200-300	3.5-4.5				Amplificación
Lacustre-500	300-500	4.5-6.5				Amplificación

Tabla 7. Descripción geotécnica del grupo Lacustre de la ciudad de Bogotá. Tomado de: (FOPAE, 2010)

Zona	F_a (475)	F_v (475)	T_C (s)	T_L (s)	A_0 (475) (g)
CERROS	1.35	1.30	0.62	3.0	0.18
PIEDEMONTÉ A	1.65	2.00	0.78	3.0	0.22
PIEDEMONTÉ B	1.95	1.70	0.56	3.0	0.26
PIEDEMONTÉ C	1.80	1.70	0.60	3.0	0.24
LACUSTRE-50	1.40	2.90	1.33	4.0	0.21
LACUSTRE-100	1.30	3.20	1.58	4.0	0.20
LACUSTRE-200	1.20	3.50	1.87	4.0	0.18

Tabla 8. Coeficientes de diseño. Tomado de: (FOPAE, 2010)

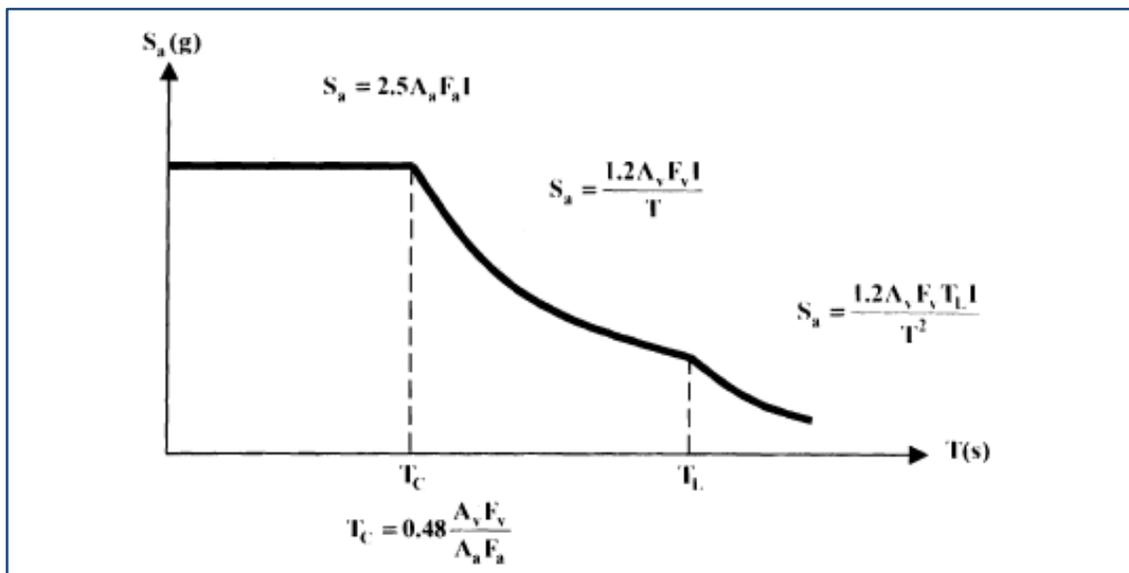


Figura 36. Curva diseño para un coeficiente de amortiguamiento de 5% del crítico. Tomado de: (FOPAE, 2010).

6.1. Validación de los espectros de la MZSB.

Con la información del perfil del terreno y los ensayos geofísicos realizados tanto por la Universidad como por el Servicio Geológico Colombiano, se cuenta con valiosa información sobre la respuesta dinámica de los depósitos en el lote. Con ella y contando con la información secundaria del FOPAE en 2008 y de la microzonificación sísmica de Bogotá, se pudo establecer un modelo dinámico unidimensional para el chequeo de los espectros normativos.

La construcción mecánica del modelo se basó en los resultados de la campaña geotécnica hasta los 60 metros de profundidad y en el perfil del FOPAE para estratos inferiores. Las formas de las curvas dinámicas de cada uno de los materiales se eligieron teniendo en cuenta su tipología, propiedades índice y siguiendo recomendaciones de la literatura (principalmente las curvas de (Vucetic & Dobry, 1991) para arcillas y las de (Idriss & Idriss, 1970) y (Darendeli, 2001) para arenas). En el caso de las turbas, se emplearon las curvas definidas en la microzonificación sísmica de Bogotá para estos materiales que pueden consultarse en (Moreno & Rodriguez, 2004).

Para definir las velocidades de la onda de corte en el terreno se agrupó la información disponible de todos los ensayos realizados, así como la presentada en el perfil del FOPAE. En los primeros metros se tomaron los valores de velocidad de onda cortante obtenidos por la Universidad Nacional en el área de la torre debido a su alta relación con la estratigrafía encontrada en las perforaciones. Desde los 60 metros de profundidad se emplearon las velocidades obtenidas en el ensayo

de micro tremores numero 12 elaborado por el SGC, y después de los 120 metros se completó la información con las velocidades sugeridas por el perfil del FOPAE 2008.

Este modelo dinámico con 21 capas se ensayó en el programa DEEPSOIL V6.1 desarrollado de la Universidad de Illinois. Los sismos de diseño empleados son los sismos de fuente cercana, intermedia y lejana definidos por el IDIGER en cada caso se analizaron 3 movimientos. Los espectros de respuesta en superficie obtenidos por el software se muestran comparados con el espectro del proyecto en la Figura 37.

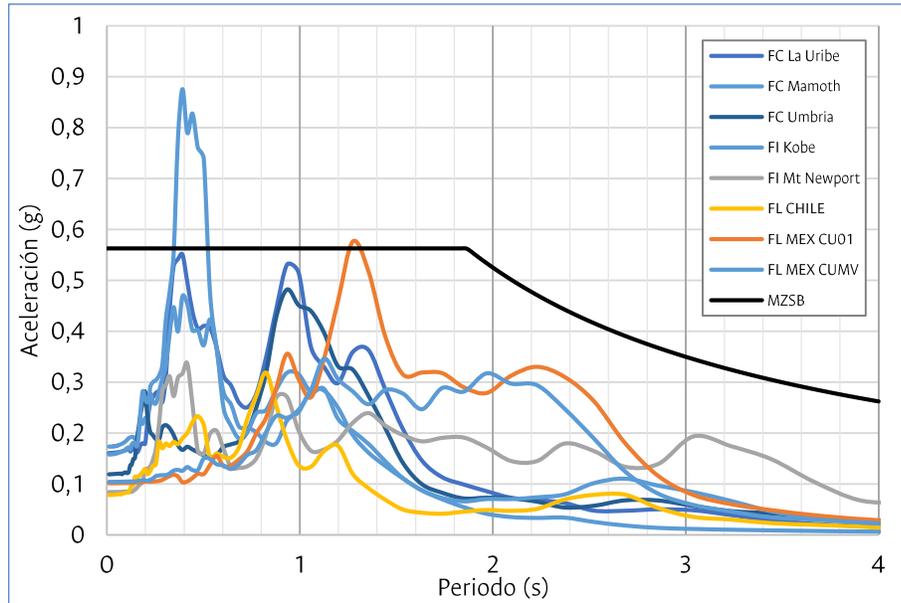


Figura 37. Espectros obtenidos en la modelación 1D.

Se puede constatar que el espectro de la MZSB es adecuado como envolvente de los espectros calculados. Éste cruza por debajo del espectro para el sismo de Mamoth Lake, pero esto se debe a resonancias propias del modelo y de la naturaleza particular de este movimiento. El modelo empleado es preliminar pues se espera discretizar con mayor precisión el perfil del suelo y realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros. No obstante, el supuesto de que la microzonificación sísmica de Bogotá es adecuada, puede validarse a partir de estos resultados.

6.2. Resonancia entre el suelo y las estructuras.

De acuerdo con las mediciones realizadas por el SGC, el periodo de vibración del depósito esta entre 2 y 2,3 segundos. Todos los periodos de las estructuras a contempladas en el proyecto se encuentran por debajo de los 1,5 segundos por lo que se considera que no existirá resonancia doble entre el depósito y los edificios.

7. MODELO GEOTÉCNICO.

A partir de los resultados de la recopilación de información secundaria y la exploración directa e indirecta realizada, se discriminó el terreno en 12 materiales de acuerdo con sus propiedades físicas y mecánicas. Una composición general del área de estudio se presenta en la Tabla 9, donde las profundidades están referenciadas con el nivel actual del terreno.

Material	Descripción	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor (m)
M1	Relleno antrópico	0,0	0,5	0,5
M2	Arcilla gris parduzco de consistencia muy dura	0,5	5,0	4,5
M3	Arcilla gris parduzco de consistencia dura	5,0	9,0	4,0
M4	Arcilla gris de consistencia blanda a muy blanda	9,0	21,6	12,6
M5	TURBA	21,6	24,8	3,2
M6	Arcilla gris de consistencia media a blanda	24,8	29,3	4,5
M7	TURBA	29,3	31,0	1,7
M8	Arcilla arenosa/arena arcillosa	31,0	35,0	4,0
M9	Arcilla gris de consistencia media	35,0	45,0	10,0
M10	Arcilla café de consistencia media	45,0	52,3	7,3
M11	TURBA	52,3	53,4	1,1
M12	Arcilla gris de consistencia dura	53,4	60,0	6,6

Tabla 9. Perfil geológico-Geotécnico de la zona de estudio

7.1. Propiedades físicas y parámetros mecánicos

En la Tabla 10 se resumen las propiedades físicas (peso unitario total - γ_t , peso unitario seco - γ_d , contenido de agua - w , peso específico - G_s , relación de vacíos - e_0) de cada uno de los materiales definidos para el modelo geotécnico presentado en la Tabla 9. Los valores dobles corresponden a una variación lineal entre el techo y la base del estrato.

ESTRATO	Propiedades Físicas				
	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	G_s	e_0
M2	(18,10-16,00)	(12,93-11,43)	40%	2,540	(0,93-1,18)
M3	(16,00-13,30)	(9,41-6,19)	(70%-115%)	2,500	(1,61-2,96)
M4	13,50	(5,40-7,94)	(150%-70%)	2,587	(3,70-2,20)
M5	12,44	3,34	272%	1,675	3,91
M6	14,40	7,58	90%	(2,670-2,520)	(2,46-2,26)
M7	11,35	3,47	227%	1,750	3,95
M8	19,30	15,08	28%	2,650	0,72
M9	(18,50-15,80)	(14,45-8,78)	(28%-80%)	2,630	(0,79-1,94)
M10	(14,00-16,00)	(7,22-9,70)	(94%-65%)	(2,520-2,715)	(2,43-1,75)
M11	12,50	5,56	125%	2,695	3,76
M12	(16,70-18,00)	(10,77-12,41)	(55%-45%)	(2,700-2,773)	(1,46-1,19)

Tabla 10. Propiedades físicas del perfil geológico-geotécnico

En la Tabla 11, se presentan algunas propiedades mecánicas de las capas del suelo. El modelo geotécnico detallado y la variación de parámetros mecánicos y físicos pueden consultarse en el Anexo.

ESTRATO	Propiedades Mecánicas					
	Φ (°)	C' (kPa)	Su (kPa)	Cc	Cc/(1+e)	E* (kPa)
M2	20,00	12,00	(42,00-22,00)	0,375	(0,195-0,172)	1482
M3	16,50	2,80	(22,00-17,00)	1,000	(0,384-0,384)	512
M4	(15,00-25,00)	18,00	17,00	(1,550-0,850)	(0,330-0,266)	678
M5	25,00	29,00	(17,00-21,00)	1,900	0,387	716
M6	21,00	17,00	(21,00-25,00)	(1,100-0,800)	(0,318-0,245)	1074
M7	21,50	9,50	25,00	1,700	0,344	1031
M8	35,00	15,00	44,00	(0,135-0,130)	(0,078-0,075)	5239
M9	20,50	(5,00-16,00)	18,00	(0,130-0,100)	(0,073-0,340)	2555
M10	21,00	36,00	(18,00-40,00)	(1,600-1,250)	(0,467-0,455)	1386
M11	20,00	0,00	40,00	2,500	0,525	1378
M12	21,30	10,00	85,00	(1,200-0,300)	(0,488-0,137)	2841

(* El módulo de elasticidad presentado corresponde al módulo equivalente derivado de los ensayos de consolidación en los niveles de esfuerzos esperados en el proyecto)

Tabla 11. Propiedades mecánicas del perfil geológico-geotécnico.

7.1.1. Perfil de propiedades físicas

En la Figura 38 y Figura 39 se puede consultar la variación de las propiedades físicas con la profundidad. Se presenta la totalidad de los ensayos realizados en el Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia, los resultados de los ensayos recopilados de la Microzonificación Sísmica de 2010 (Información secundaria), y los valores seleccionados para la el modelo geológico geotécnico empleado en el diseño de la totalidad del proyecto.

7.1.2. Perfil de parámetros mecánicos

En la Figura 40 y Figura 41 se puede consultar la variación de los parámetros mecánicos con la profundidad. Se presenta la totalidad de los ensayos realizados en el Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia, los resultados de los ensayos recopilados de la Microzonificación Sísmica de 2010 (Información secundaria), y los valores seleccionados para la el modelo geológico geotécnico empleado en el diseño de la totalidad del proyecto

7.1.3. Módulos de reacción

Para la obtención de los módulos de reacción horizontales y verticales, se modeló el perfil estratigráfico con las propiedades presentadas en la Tabla 10 y Tabla 11, realizando cargas horizontales y verticales en el rango de trabajo esperado. Los módulos obtenidos son válidos únicamente para el perfil presentado; cualquier modificación en espesores o propiedades del mismo traerá consigo variación en los valores de módulo encontrado. Los módulos de reacción se presentan en la Tabla 12.

Material	Desde (m)	Hasta (m)	Prof. Media (m)	Espesor (m)	Horizontal (kN/m)	Vertical (kN/m)
M1	0,0	0,5		0,5		
M2	0,5	5,0	2,8	4,5	17723	11492
M3	5,0	9,0	7,0	4,0	21507	12320
M4	9,0	21,6	15,3	12,6	70971	13974
M5	21,6	24,8	23,2	3,2	57922	28840
M6	24,8	29,3	27,1	4,5	77118	33569
M7	29,3	31,0	30,2	1,7	106034	56050
M8	31,0	35,0	33,0	4,0	211471	85315
M9	35,0	45,0	40,0	10,0	431486	247436
M10	45,0	52,3	48,7	7,3	190418	185325
M11	52,3	53,4	52,9	1,1	86735	75714
M12	53,4	60,0	56,7	6,6	347567	87919

Tabla 12. Módulos de reacción vertical y horizontal

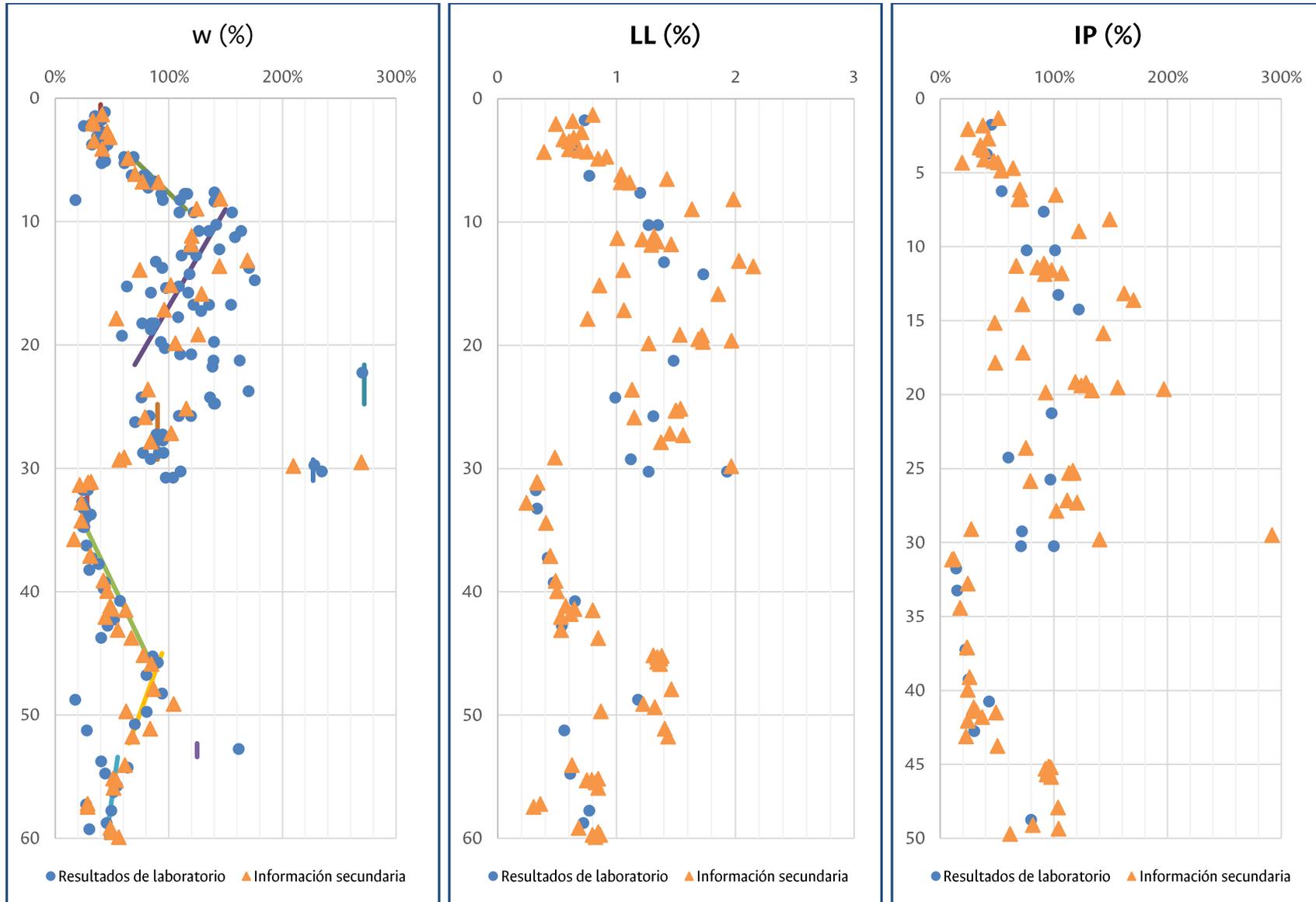


Figura 38. Variación de contenido de agua (izq.), límite líquido (centro) e índice de plasticidad (der.) con la profundidad

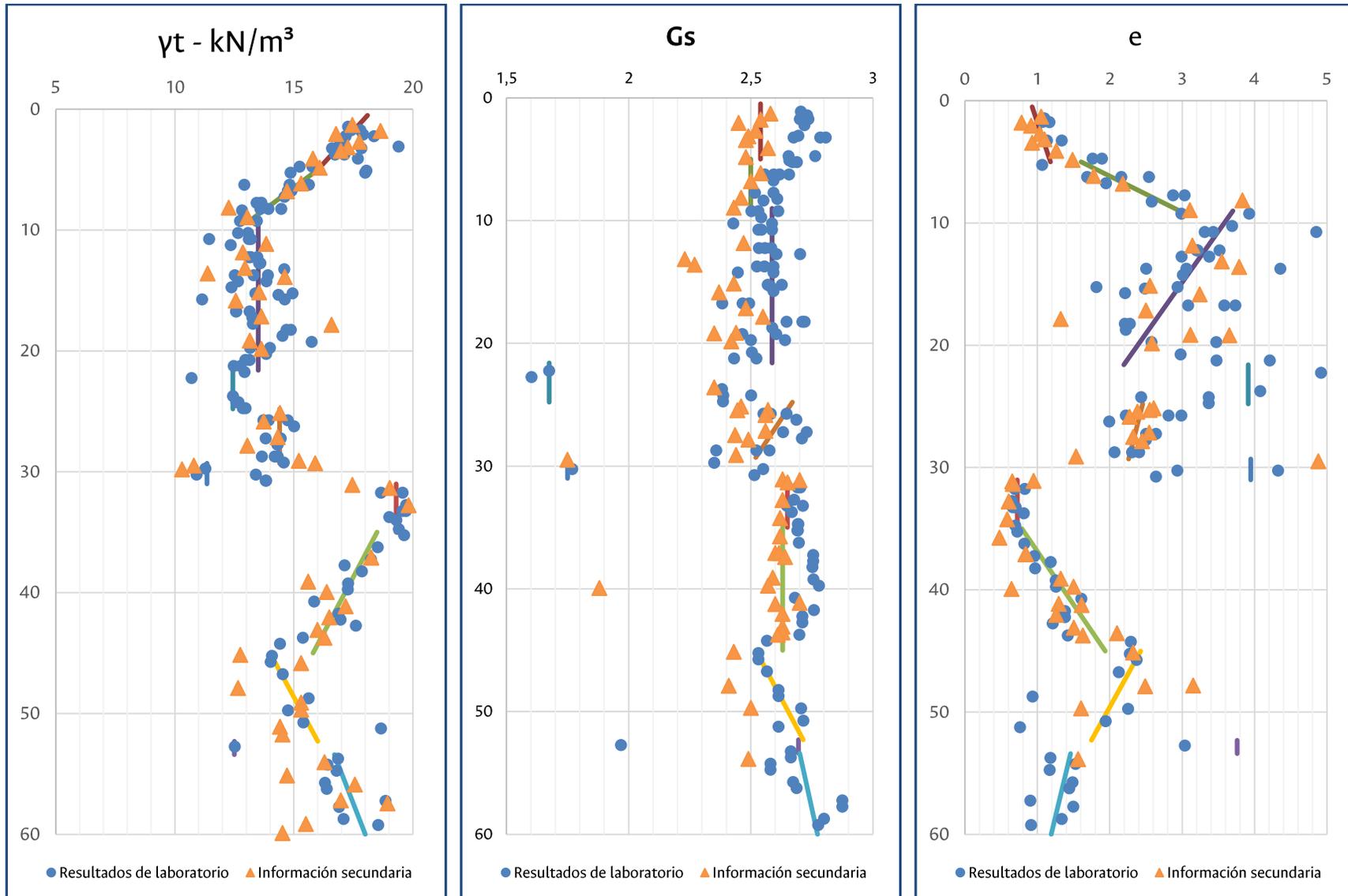


Figura 39. Variación de peso unitario total (izq.), peso específico (centro) y relación de vacíos (der.) con la profundidad.

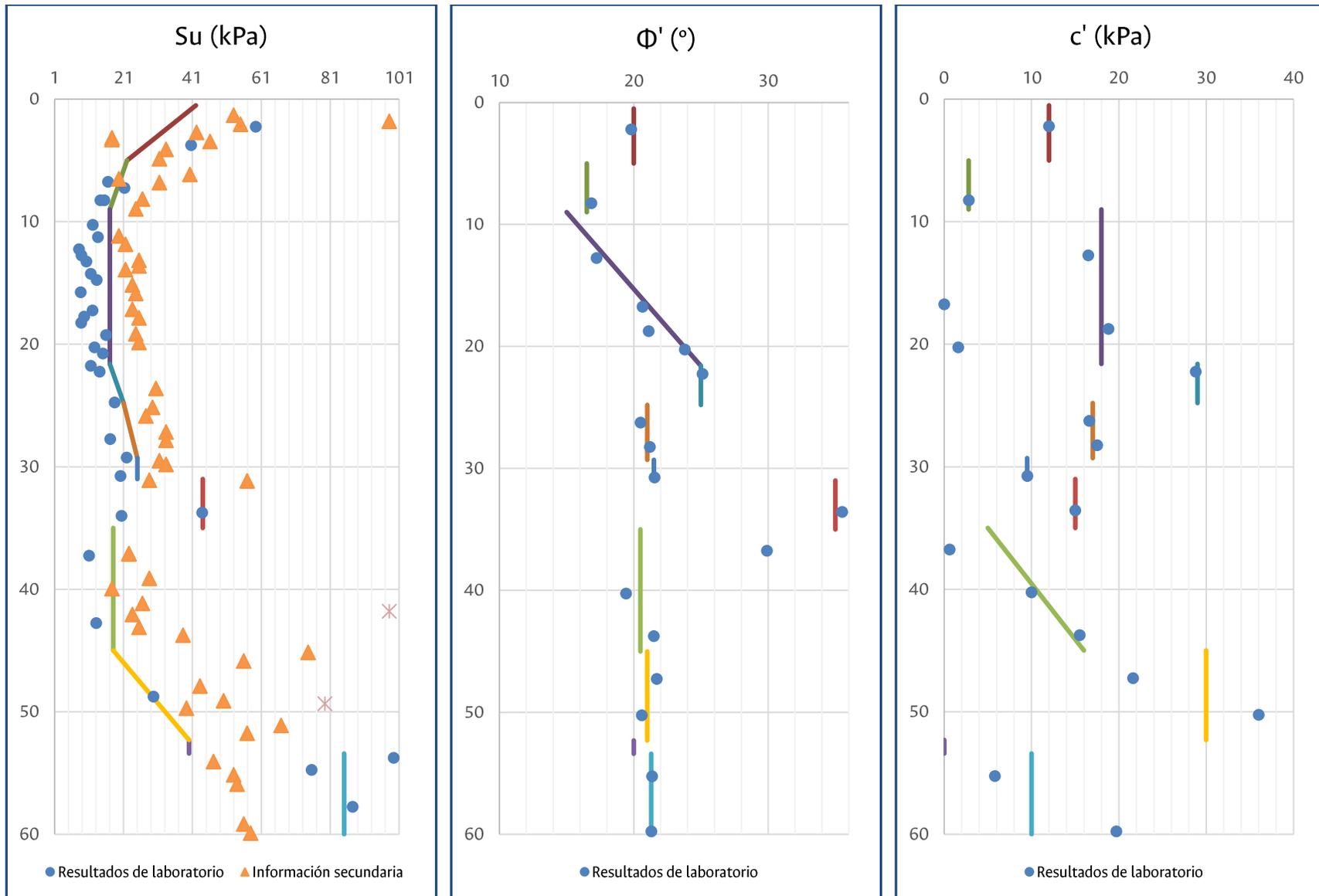


Figura 40. Variación de la resistencia al corte no drenado (izq.), ángulo de resistencia interna (centro) y cohesión (der.) con la profundidad.

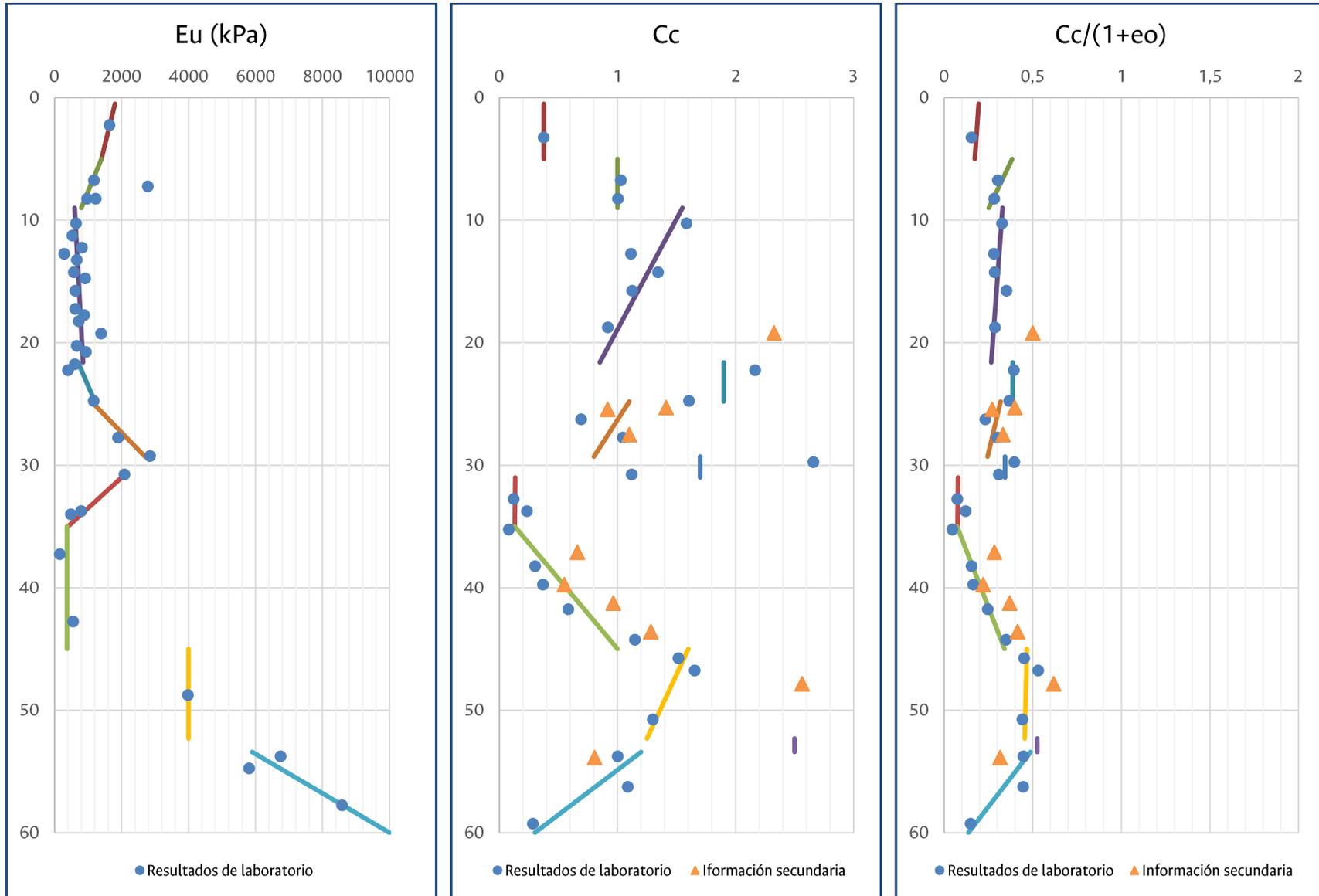


Figura 41. Variación del módulo no drenado (izq.), índice de consolidación virgen (centro) e índice de consolidación normalizado con la relación de vacíos (der.) con la profundidad.

8. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

Con la interpretación de los resultados de caracterización y comportamiento mecánico de los materiales encontrados y el modelo geológico - geotécnico definido, se verificó la posibilidad de recomendar una cimentación de tipo superficial mediante zapatas para las estructuras menores del Museo, y una cimentación de tipo profundo mediante pilotes para el cuerpo central del museo, teniendo en cuenta magnitud de las cargas en cada una de las estructuras.

Se presentan ábacos de diseño para la distribución de la cimentación, la cual será verificada por el grupo de geotecnia.

8.1. Cimentación profunda mediante pilotes individuales.

Se evaluó el comportamiento mecánico de pilotes individuales a compresión, tracción y ante cargas laterales para el dimensionamiento de la cimentación. El análisis se realizó para pilotes a partir de 31 m de diámetros variables entre 0,40 y 1,40 metros.

8.1.1. Capacidad de pilotes a compresión

El desempeño de cimentaciones profundas tipo pilotes a compresión se evaluó a partir de su capacidad de carga por falla del terreno (criterio de seguridad) y mediante sus asentamientos esperados (limitante funcional). Las metodologías empleadas en cada uno de los análisis se presentan en los numerales siguientes y detalles de cada uno de los cálculos pueden consultarse en los anexos al informe.

8.1.1.1. *Cálculo de la capacidad de carga por falla de pilotes individuales*

Se realizó la evaluación de capacidad mediante dos métodos a) Método α basado en el análisis de esfuerzos totales conocido en inglés como (TSA, Total Stress Analysis) y b) el método β que utiliza el análisis de esfuerzos efectivos y conocido con su sigla en inglés (ESA, Effective Stress Analysis); ambos métodos son de amplio reconocimiento en la literatura técnica de cimentaciones con pilotes. Para el cálculo se utilizó un factor de seguridad indirecto de 3 para la resistencia por punta y de 1,8 para la resistencia por fuste.

Se obtienen valores de capacidad de carga admisible para diferentes profundidades las cuales pueden consultarse en el Anexo.

8.1.1.2. *Cálculo de asentamientos esperados de pilotes individuales*

Para el cálculo de asentamientos de pilotes individuales se empleó el método de Poulos y Davis (Poulos & Davis, Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, 1974). El método determina el asentamiento del cabezal de un pilote individual basado en el concepto de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones en el contacto suelo-pilote, lo que se conoce como interacción suelo-estructura. El modelo trabaja con tres hipótesis en la modelación: la deformación lateral del pilote puede ignorarse, el suelo y el pilote tiene comportamiento elástico y el suelo es homogéneo y elasto-plástico perfecto. Los módulos empleados para la modelación corresponden a los módulos presentados en la Tabla 11, siendo los módulos equivalentes derivados de los ensayos de consolidación en los niveles de esfuerzos esperados en el proyecto.

Los valores calculados corresponden a asentamientos por consolidación equivalentes por el método de Poulos y Davis.

8.1.2. Nomogramas de diseño a compresión

Fijando niveles de asentamiento admisibles para la estructura puede determinarse la capacidad de carga última tanto por capacidad portante como por asentamientos. Los resultados se grafican para diferentes niveles de asentamiento crítico en un ábaco mixto de diseño. Éstos se presentan para pilotes de distintas profundidades. En la Figura 42 se presentan ábacos de diseño para pilotes de 0,80 metros de diámetro y longitudes variables y en la Figura 43 se presentan los ábacos para pilotes de 35 metros de longitud y diferentes secciones. Otras geometrías de los cimientos pueden consultarse en el Anexo.

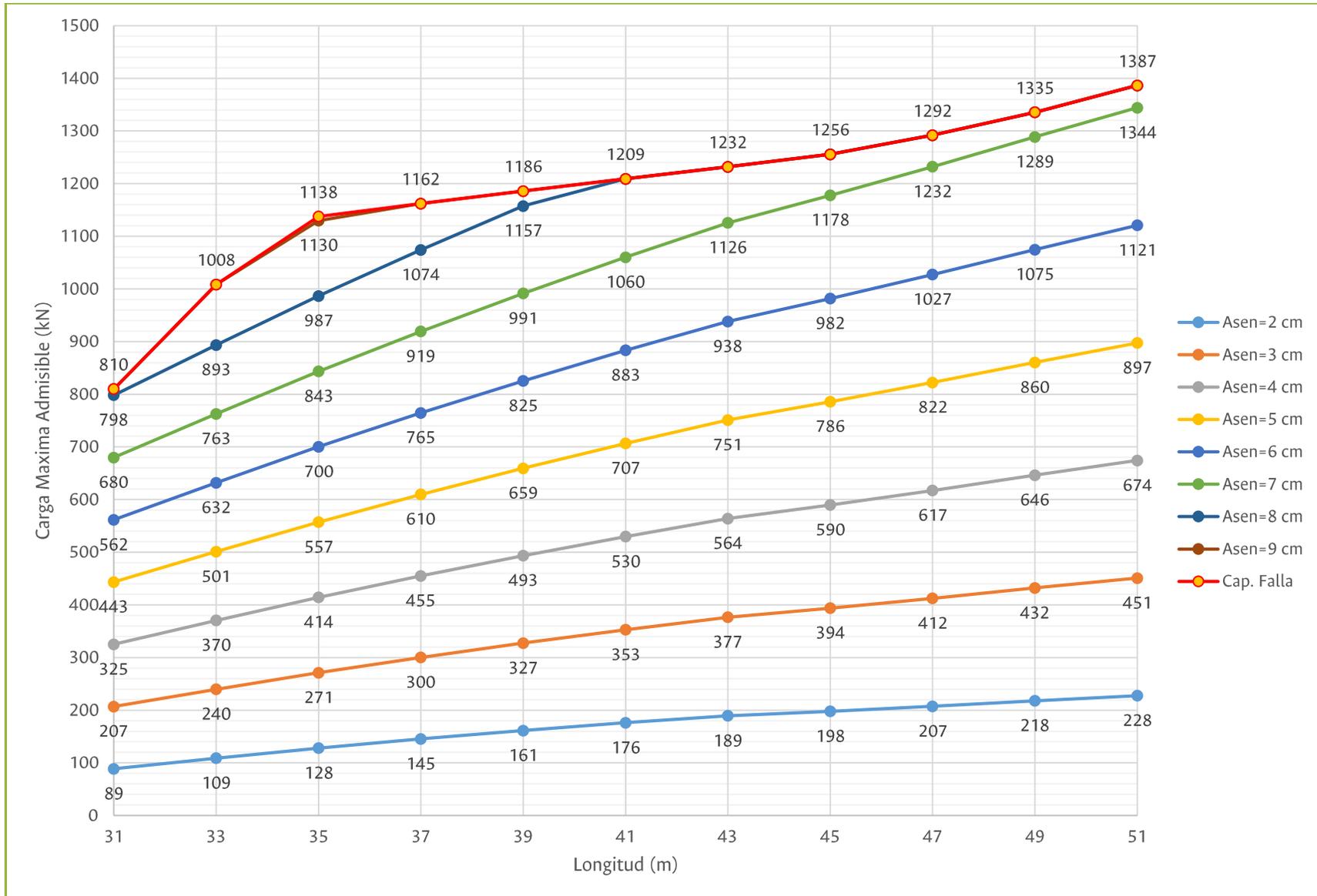


Figura 42. Abaco de diseño para pilotes cilíndricos de 0,80 metros de diámetro.

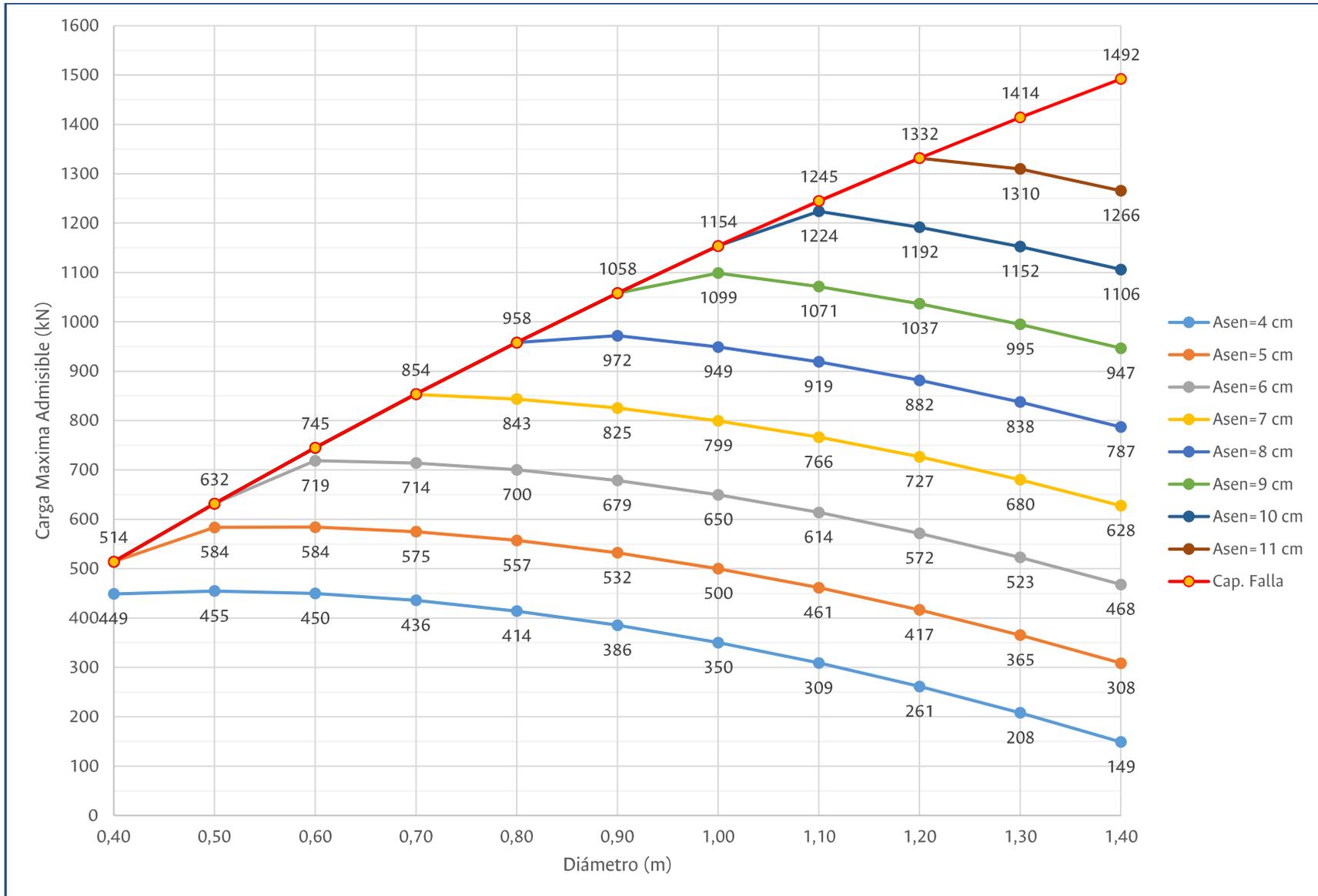


Figura 43. Abaco de diseño para pilotes cilíndricos de 35 metros de longitud

8.1.3. Capacidad de pilotes a tracción

En condiciones en las que actúan fuerzas sísmicas, los pilotes podrán estar sometidos a fuerzas de tracción por arrancamiento o levantamiento. La resistencia última total de un pilote sometido a este tipo de sollicitación se calcula con la condición de que se encuentra construido en arcilla y en los estratos de turba no aporta capacidad o resistencia al arrancamiento, siguiendo la metodología propuesta por Dass y Seeley (Das & Seeley, 1982).

Los resultados de cálculo de capacidad se resumen en la Figura 44.

8.1.4. Capacidad de pilotes ante carga lateral

Para estimar la capacidad de carga lateral de los pilotes, a ser empleados en el proyecto, se utilizó la metodología conocida como teoría de Broms (Broms, 1964). En ella se presenta la metodología de cálculo para la longitud mínima de un pilote sometido a una carga horizontal y un momento en el cabezal. La relación entre el momento y la carga horizontal, se conoce como excentricidad (e). La Tabla 13 y la Figura 45 muestran la resistencia ante carga lateral para los pilotes a 35 m de profundidad con diferentes excentricidades.

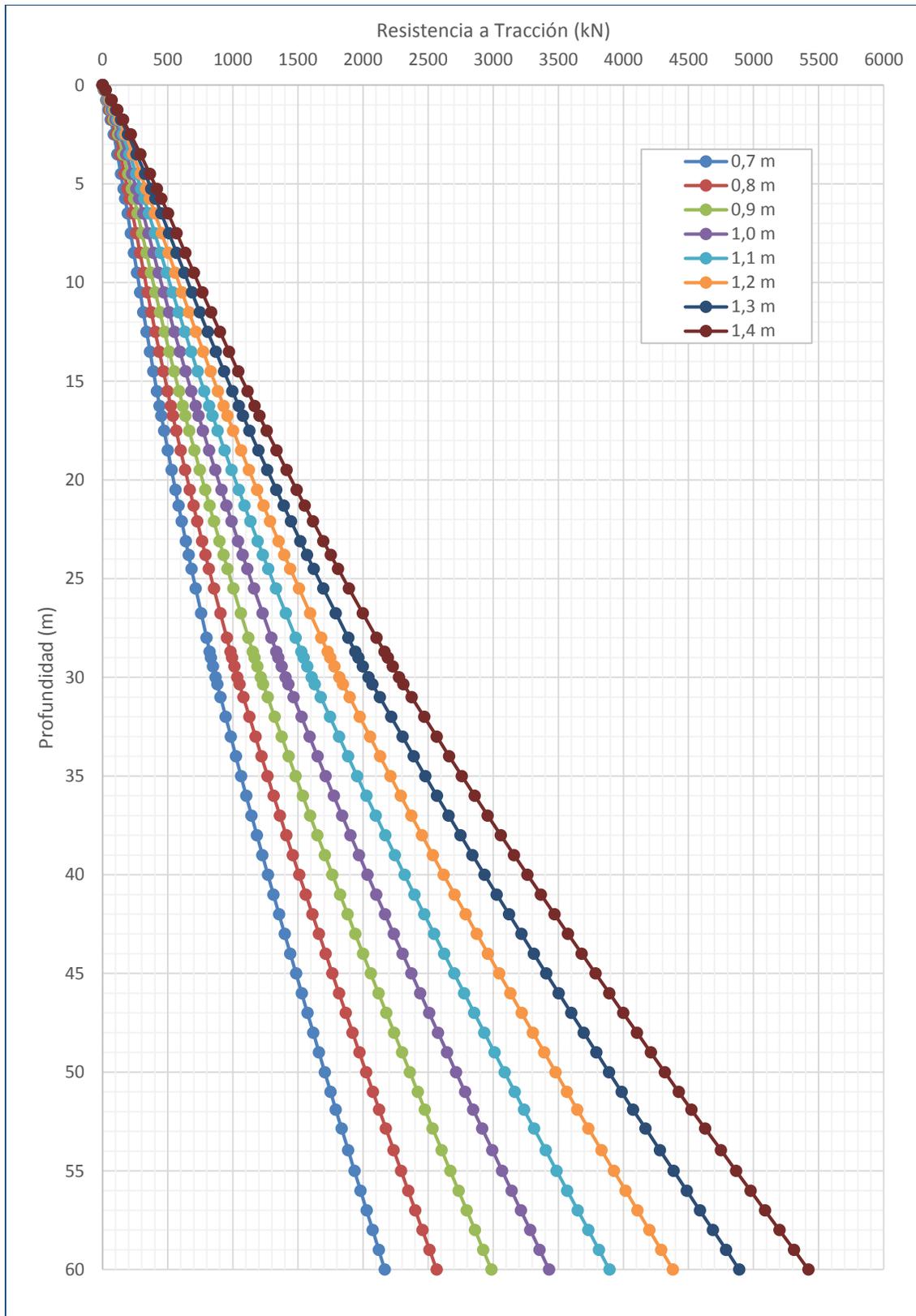


Figura 44. Capacidad a tracción de pilotes individuales.

	e=0,00	e=0,50	e=1,00	e=1,50	e=2,00	e=2,50	e=3,00	e=3,50
d= 0,60	568	558	548	539	530	521	512	504
d= 0,70	652	641	630	619	609	599	589	579
d= 0,80	735	722	709	697	685	674	663	652
d= 0,90	814	800	786	773	760	747	735	723
d= 1,00	891	875	860	845	831	818	804	791
d= 1,10	965	948	932	916	900	886	871	857
d= 1,20	1036	1018	1001	984	967	951	936	921
d= 1,30	1105	1086	1067	1049	1032	1015	998	982
d= 1,40	1172	1151	1131	1112	1093	1075	1058	1041

Tabla 13. Capacidad lateral de pilotes individuales de 55 m de longitud. Valores en kN.

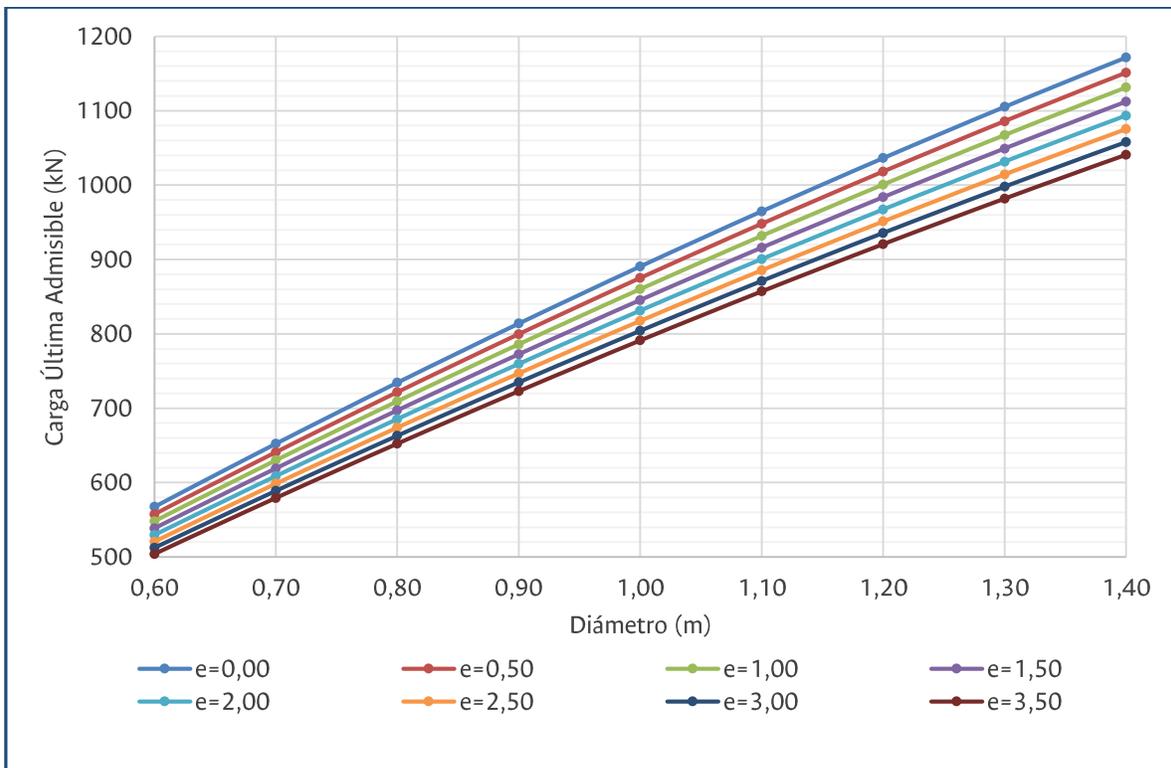


Figura 45. Capacidad lateral de pilotes individuales.

8.2. Cimentación superficial mediante zapatas.

De acuerdo con el nivel de cargas esperadas y el número de pisos de las estructuras anexas al cuerpo del museo, se selecciona esta alternativa de cimentación en estos puntos. Para su dimensionamiento se presentan cálculos de capacidad portante y niveles de asentamiento a compresión de cimientos rectangulares.

8.2.1. Capacidad de zapatas a compresión

Para el cálculo de la capacidad portante del terreno se tienen en cuenta limitantes mecánicas y funcionales para las edificaciones. Las limitantes mecánicas están dadas por la capacidad última de carga que presenta el terreno ante los incrementos de carga, la cual depende intrínsecamente de su capacidad de resistencia al corte. Por otro lado, las limitantes funcionales dependen de la estructura a ser construida y se traducen en los asentamientos máximos admisibles para el correcto funcionamiento de la edificación.

8.2.1.1. Cálculo de la capacidad portante de zapatas.

La capacidad última de la zapata por falla del terreno ante esfuerzos de corte se calcula mediante la ecuación de capacidad de carga última propuesta por Meyerhof (Meyerhof, 1963), aplicando factores de corrección por forma, profundidad e inclinación según propuestas de diferentes autores (De Berr (De Beer, 1970), Hansen (Hansen, 1970), Hanna y Meyerhof (Hanna & Meyerhof, 1978), entre otros). Adicionalmente, se corrige el valor de la capacidad de carga teniendo en cuenta la deformabilidad del terreno ante incrementos de esfuerzo. Para ello, se emplea la teoría de Vesic (Vesic, 1973), que permite calcular factores de corrección para cada factor de la ecuación de carga.

Teniendo en cuenta que los materiales en superficie no son materiales granulares altamente erosionables, y que la cimentación se encontrará protegida por la superestructura frente a estos procesos, los resultados presentados fueron realizados teniendo en cuenta el nivel actual del terreno dado que no se espera una erosión significativa en el perfil encontrado.

La capacidad de carga se incrementa con el tamaño de la zapata y en consecuencia su influencia controla el diseño cuando las mismas son menores.

8.2.1.2. Cálculo de asentamientos esperados de zapatas.

El cálculo de asentamientos bajo las diferentes zapatas se realizó haciendo uso de la teoría elástica de deformación. Para su desarrollo, se discretizó el terreno en bandas sucesivas de 1 metro de espesor para las cuales se calcularon esfuerzos iniciales geoestáticos e incrementos elásticos de esfuerzos según las ecuaciones presentadas por Poulos & Davis (Poulos & Davis, Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, 1974).

Con los incrementos de esfuerzo calculados y la teoría de generación de presiones de poros de Skempton (Skempton, 1954), se calculan los esfuerzos efectivos y totales. Con ellos se aplica la teoría de deformación elástica del medio continuo y se deduce la deformación vertical para cada una de las capas. Finalmente, con las deformaciones y la teoría de la consolidación de Terzaghi (Terzaghi, 1925), se calculan los asentamientos inmediatos y finales. Los valores calculados son la capacidad admisible por funcionalidad para las diferentes dimensiones de zapatas.

A diferencia de la capacidad de carga por resistencia del terreno, la capacidad de carga por asentamiento se reduce con el aumento de las dimensiones de la zapata, por lo que su influencia es mayor en zapatas más grandes.

8.2.2. Nomogramas de diseño

Los nomogramas de diseño presentados de la Figura 46 a la Figura 47 se calcularon para las propiedades del terreno establecidas en el modelo geotécnico para diferentes asentamientos admisibles entre 2 y 8 cm. Los nomogramas son válidos para una profundidad de cimentación de 1,90 m. En los anexos se presentan los ábacos para zapatas rectangulares para cada nivel de asentamiento.

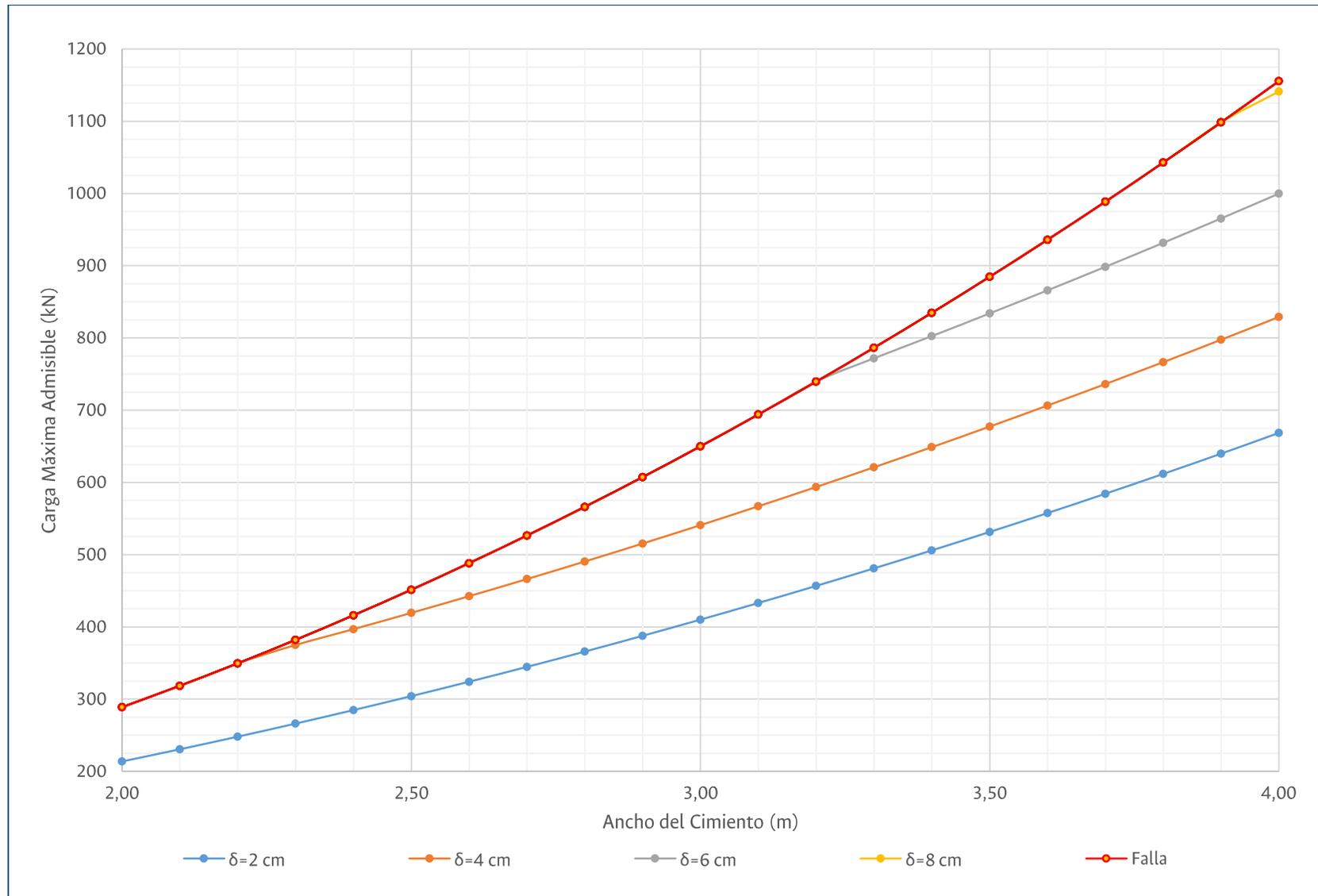


Figura 46. Nomograma de diseño por carga para cimientos superficiales cuadrados

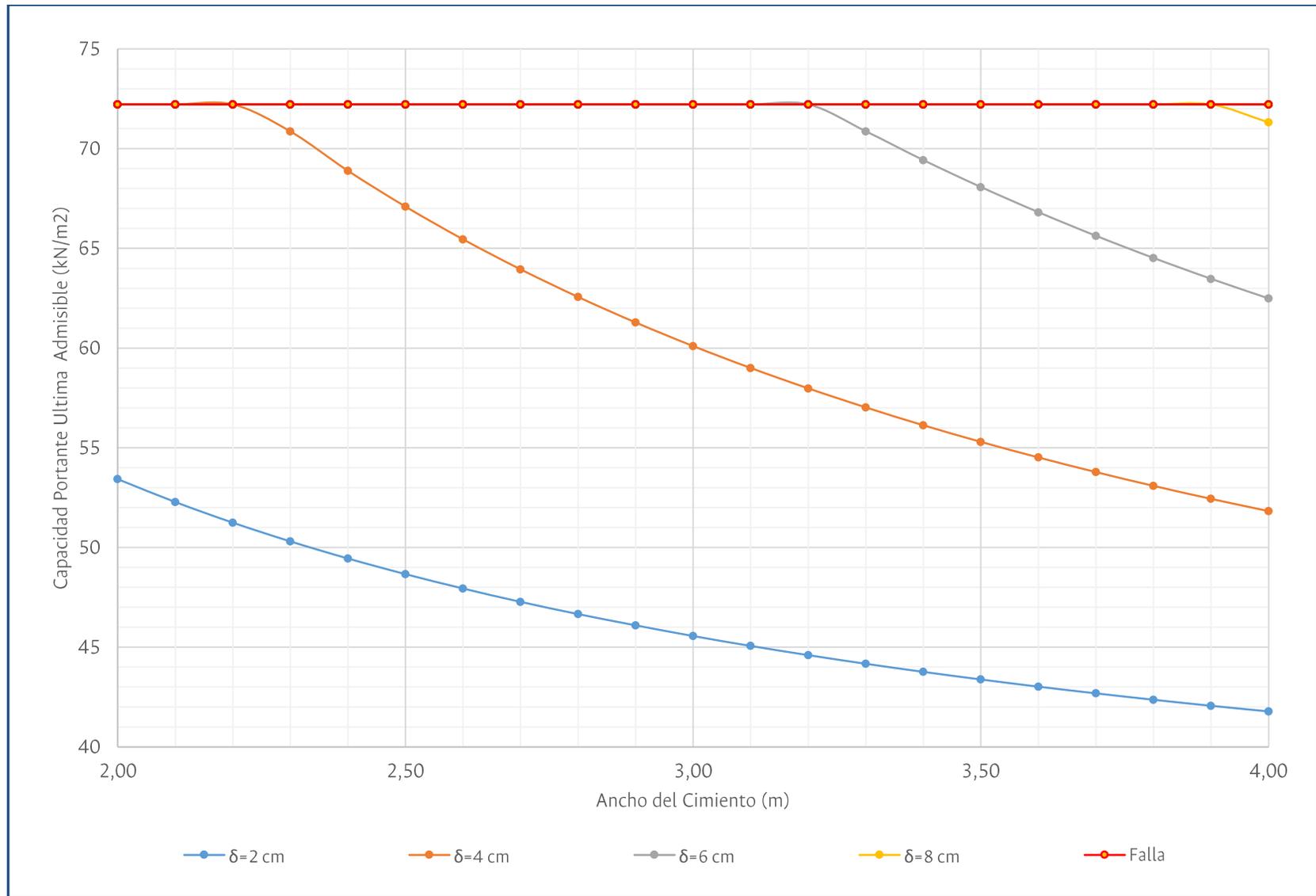


Figura 47. Nomograma de diseño por capacidad portante para cimientos superficiales cuadrados.

8.3. Sistema placa-pilote

Se descarta este tipo de cimentación teniendo en cuenta que las excentricidades geométricas de la estructura generarán una distribución no uniforme de las cargas, lo que conllevará a una distribución no uniforme de pilotes bajo la placa y unos posibles asentamientos diferenciales.

8.4. Muro de contención perimetral

Teniendo en cuenta los muros de contención a realizar para los taludes paisajísticos, se calcula un diagrama de presiones que tiene en cuenta los esfuerzos inducidos por el equipo de compactación (Figura 48)

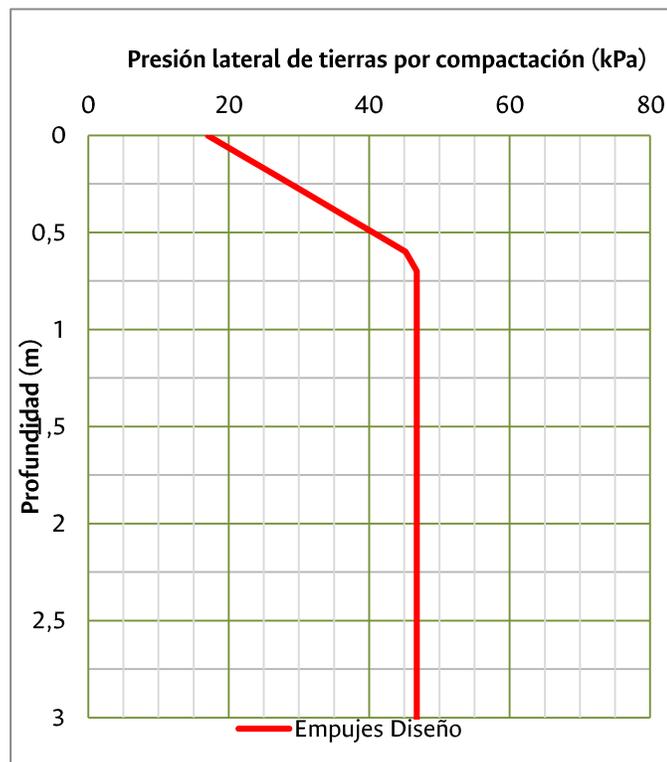


Figura 48. Diagrama de presiones por compactación.

9. DISEÑO DE ZONAS DURAS.

9.1. Estimaciones de carga

Las estimaciones de carga se hicieron para las diferentes zonas y su estimación de carga se relaciona a continuación.

9.1.1. Parqueaderos

Para las recomendaciones del parqueadero, se estimó un número de vehículos pesados 10 y 15 por día, considerando la intervención y el mayor número de solicitudes en términos de vehículos pesados por el ingreso de material, maquinaria, y demás. Así mismo se espera, que cuando esta fase acabe, y entre en funcionamiento el parqueadero, el número de vehículos livianos aumente sin embargo las consideraciones de diseño están en función de los vehículos pesados. También se tuvo en cuenta posibles eventos que incluyan grandes logísticas que hace necesaria la entrada de vehículos con cargas considerables. La proyección se realizará a 20 años con una tasa de crecimiento de 4,5%.

Se diseña para un eje equivalente de 8,2 Ton. La proyección a 20 años estima un valor de $1,75 \times 10^5$ ejes equivalentes para las recomendaciones de los parqueaderos. Los ejes equivalentes mencionados anteriormente corresponden a un tráfico NT1 según lo establecido en el Artículo 100 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013.

El número de vehículos, la tasa de crecimiento y los años de servicios del parqueadero, fueron estimados basados en consultas y estimaciones previas, sin embargo, estos datos deben obedecer a un estudio de tránsito minucioso que no está considerado y no es competencia del presente informe. Basado en lo anterior, como un estudio minucioso de tránsito estas consideraciones pueden variar dando como resultado estimaciones más certeras.

9.1.2. Andenes y senderos

Para el dimensionamiento para los andenes y senderos peatonales se estimó una carga de funcionamiento equivalente a 1,0 ton/m².

9.2. Características de la subrasante

La profundidad del estrato explorado va desde -0,5 m a -5,0 m. En las estructuras a diseñar, la profundidad oscila entre -1,2 m y -1,40, del nivel actual de terreno. La muestra corresponde a una arcilla color gris parduzco de consistencia muy dura.

De acuerdo a los ensayos reportados, el suelo de subrasante presenta las características físicas descritas en la

N° de Apique	Parámetros			Clasificación	
	Contenido de agua (%)	Índice de Plasticidad	G _s	USCS	AASHTO
Muestra 2	40	50	2,540	CH	A-7-5

Tabla 14.

N° de Apique	Parámetros			Clasificación	
	Contenido de agua (%)	Índice de Plasticidad	G _s	USCS	AASHTO
Muestra 2	40	50	2,540	CH	A-7-5

Tabla 14. Resumen resultados caracterización subrasante.

Mediante la carta de plasticidad de Casagrande se identifica una familia geotécnica descrita como arcillas de alta compresibilidad (CH) en la muestra caracterizada, la cual por su naturaleza tienden a retener humedad y presentar bajos valores de resistencia, situación que será considerada durante el proceso de modelación de las estructuras.

Por las características de expansividad asociadas al material y a su comportamiento en presencia del agua, se propone un mejoramiento del suelo de subrasante mediante la incorporación de una capa de rajón. La adición de este material proporciona a la estructura una plataforma homogénea de trabajo para la construcción de la siguiente capa.

Adicionalmente ayuda a disipar las deformaciones produciendo resistencia y estabilidad en forma permanente. Para el presente proyecto, se busca un aporte estructural de la capa mejorada con rajón y se busca una capa funcional de soporte con el fin de evitar deformaciones producto del contacto del suelo y el agua presente en la zona del proyecto.

Adicional a lo anterior, para el correcto funcionamiento y durabilidad de la estructura es necesaria la realización de obras de drenaje superficial y sub-superficial.

Teniendo en cuenta el mejoramiento de la subrasante con una capa de 30 cm de rajón, obtiene un CBR de diseño equivalente de 4% determinado con base en el método Ivanov (Ivanov, 1973).

9.3. Metodologías de Diseño

El comportamiento de los pavimentos en concreto hidráulico se ha estudiado se ha investigado desde la 1920. Inicialmente, Westergaard (1926) propuso una teoría para el análisis de este tipo de estructuras, luego Hogg en 1938, Burmister (1943) y por último los trabajos experimentales de Jeuffroy y Bachelez en 1957. En todas estas teorías, se plantean el problema de la determinación de los esfuerzos en una losa de concreto de superficie infinita, apoyada sobre un suelo homogéneo y que soporta cargas verticales repartidas sobre un área circular de radio r, o un área elíptica (Díaz, 2009).

Para cada una de las metodologías existentes para el diseño de pavimentos rígidos, flexibles y articulados, intervienen un gran número de variables que deben ser tenidas en cuenta para obtener estructuras eficientes, acordes con los requerimientos propios de cada proyecto. Las características fundamentales que deben tenerse en cuenta para el diseño de estas estructuras son: las cargas, las características de la subrasante y la calidad de cada uno de los materiales en las capas subyacentes del pavimento (Díaz, 2009).

Para el diseño de las estructuras para los andenes y el parqueadero, se utilizó la metodología de Westergaard y la metodología AASHTO. La metodología de Westergaard, se utilizó para el dimensionamiento de los andenes, y para el dimensionamiento de la estructura de pavimento del parqueadero, se utilizaron las metodologías AASHTO y de Diseño Racional de pavimentos.

9.3.1. Método de Westergaard

Para la aplicación del método planteado, se consideraron las siguientes hipótesis:

- ❖ Se supone que la losa es de espesor uniforme y que se comporta como un medio elástico lineal, homogéneo, isotrópico y continuo, caracterizado mecánicamente por su módulo de elasticidad y su coeficiente de Poisson.
- ❖ La losa está en equilibrio bajo la acción de las cargas, su peso propio, las reacciones de las losas continuas y la del apoyo.
- ❖ La reacción del apoyo se considera en cada punto proporcional al hundimiento del mismo (macizo de Winkler) con una constante de proporcionalidad denominada módulo de reacción o de balasto.

Las ecuaciones utilizadas a las planteadas por Westergaard y actualizadas por Winter y Nilson, 1997, que fueron utilizadas en el modelo son las siguientes:

- ❖ Esfuerzo en la esquina de la losa

$$\sigma_e = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{L} \right)^{0,6} \right]$$

- ❖ Esfuerzo en el centro de la losa

$$\sigma_c = 0,316 \frac{P}{h^2} \left[\log(h^3) - 4 \log \left(\sqrt{1,6a^2 + h^2} - 0,675 \right) - \log(k) + 6,48 \right]$$

- ❖ Esfuerzo en el centro de la losa

$$\sigma_b = 0,572 \frac{P}{h^2} \left[\log(h^3) - 4 \log \left(\sqrt{1,6a^2 + h^2} - 0,675 \right) - \log(k) + 5,77 \right]$$

- ❖ Radio de rigidez relativa (L)

$$L = \sqrt[4]{\frac{Eh^2}{12(1-\nu^2)k}}$$

Donde,

a = Radio de contacto equivalente

k = Módulo de reacción del terreno

E = Módulo de elasticidad del concreto hidráulico

h = Espesor de la losa

ν = relación de Poisson

Como se expresó anteriormente, las losas fueron evaluadas en tres puntos críticos basado en el modelo planteado con el fin de simular las condiciones más críticas.

9.3.2. Metodología AASHTO

La metodología planteada por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO, por sus siglas en inglés), está basada en los resultados del ensayo vial AASHTO desarrollado en Illinois a fines de los años 50 (AASHTO, 1993). La versión más reciente de esta metodología fue publicada en 1993 (Jugo, 2010). Esta metodología contempla las siguientes variables de diseño:

- ❖ Características de la subrasante o fundación.
- ❖ Repeticiones de cargas.
- ❖ Nivel de falla o comportamiento del pavimento.
- ❖ Confiabilidad estadística.
- ❖ Estructura de pavimento y materiales disponibles.

Para el diseño se tuvo en cuenta las características de los materiales y las indicaciones de la AASHTO. Para escoger los coeficientes de drenaje se tuvo en cuenta las características climatológicas de la zona. Esta metodología ha sido modificada para ser utilizada en pavimentos rígidos y articulados.

Liley en 1994, propuso una equivalencia entre la rigidez de una capa de rodadura de un pavimento articulado (adoquín - arena de soporte - arena de sello) y una capa de concreto asfáltico (Liley, 1994). Para caso de los pavimentos articulados, los parámetros aproximados de equivalencia de la rodadura (adoquín - arena de soporte - arena de sello) para diseño estructural:

- ❖ Coeficiente de aporte estructural (AASHTO), $a_1 = 0,40$ a $0,44$
- ❖ “Módulo dinámico” equivalente, $M_d = 2760$ a 3100 MPa

9.3.3. Método de diseño racional de pavimentos

La metodología racional para el diseño de pavimentos, se basada en el cálculo de esfuerzos y deformaciones en las interfaces de las capas del pavimento. El método hace uso de la teoría de la elasticidad y aplicación de las leyes de fatiga de las capas, integrando modelos matemáticos y rutinas de cálculo en software especializado (Reyes, 2013).

Para la aplicación de del método racional de diseño de pavimentos, son necesarias las siguientes variables:

- ❖ Tráfico.
- ❖ Parámetros de cálculo básico: Vida útil y probabilidad de falla.
- ❖ Datos climáticos y del ambiente.

9.4. Estructuras Propuestas

Basados en las condiciones evaluadas, a continuación, se presentan las estructuras propuestas para las zonas de andenes y zona de parqueo.

9.4.1. Estructura Andenes

La estructura propuesta para los andenes o senderos peatonales es una losa en concreto. La estructura recomendada se presenta en la Tabla 15.

Esquema	Espesor (cm)	Tipo de material
	10	Concreto hidráulico. INV 500-13
	25	Subbase Granular Clase C. INV 320-13
	---	Geotextil no tejido
	---	Subrasante

Tabla 15. Estructura andenes

La estructura diseñada tiene 0,35 m.

Para la retracción del fraguado y temperatura del concreto hidráulico en la losa del piso se deberá reforzar con mallas electro soldadas, utilizando como mínimo malla del tipo M-188 o similar (varillas de 6,0 mm de diámetro cada 15 cm en ambas direcciones).

Para separar el suelo de subrasante con la capa siguiente, es conveniente instalar un geotextil no tejido de separación, con una resistencia a la tensión (ASTM D4632) mínima de 830 N, resistencia la punzonamiento (ASTM D4833) de 440 N, debe ser colocado de sentido transversal y debe presentar un traslapo mínimo de 0,30 m.

En las zonas que por requerimiento de diseño la cota deba ser levantada, se deberá rellenar con un material compactado que cumpla con los requerimientos de calidad indicados en la Tabla 311-1 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013.

9.4.1.1. Características geométricas de las losas de concreto hidráulico

Relación largo - espesor

Para garantizar el adecuado comportamiento de las losas de concreto, la máxima relación largo/espesor será:

$$\frac{L}{e} \leq 24$$

Donde:

L : Longitud de la losa.

e : Espesor de la losa.

Se recomienda que la relación largo/ancho de la losa presente valores entre 1 y 1,4. Si el valor de la relación es cercano a 1 (uno), mejor será el comportamiento de las losas.

$$1 \leq \frac{L}{a} \leq 1,4$$

Respecto a losas irregulares o que coincidan con pozos de inspección, se hace necesario el refuerzo de la losa con una parrilla con varillas de diámetro 3/8" espaciadas cada 0,25 m.

Juntas

- ❖ Juntas longitudinales: Las juntas longitudinales se construyen cuando: se busca controlar el agrietamiento producido por la construcción de dos o más secuencias de losas simultáneamente y cuando se construyen segmentos del piso con edades diferentes, además permite la división de segmentos de la losa (Londoño, 2014).
- ❖ Juntas transversales: Las juntas transversales permiten el movimiento de las losas y disminuyen su longitud. Estas juntas se hacen coincidir con las juntas constructivas transversales.
- ❖ Sello de juntas: El sello de juntas se hará de acuerdo con lo consignado en el capítulo 5, de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS (2013).

9.4.2. Estructura Parqueadero

Basados en las condiciones evaluadas, a continuación, se presenta la estructura articulada propuesta para el parqueadero. La estructura recomendada se presenta en la Tabla 16.

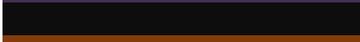
Esquema	Espesor (cm)	Tipo de material
	8	Gramoquin (NTC 3766)
	4	Arena de soporte. INV 510-13
	15	Base Granular Clase C. INV 330-13
	20	Subbase Granular Clase C. INV 320-13
	30	Piedra rajón-IDU 321-11.
	---	Geotextil no tejido
	---	Subrasante

Tabla 16. Estructura articulada para el parqueadero.

La estructura diseñada tiene un espesor total de 77 cm.

La estructura articula deberá estar confinada de tal manera que no se permitan desplazamiento lateral producto de las cargas impuestas. La estructura de confinamiento deberá rodear completamente el área adoquinada y deberá ser construida por lo menos 15 cm sobre la capa granular y su nivel superior deberá estar por lo menos en la mitad del espesor del adoquín después de compactado.

Luego de compactación inicial se deberá aplicar la arena de sello en las juntas. Posteriormente se deberá barrer en varias direcciones con un cepillo de cuerdas duras y largas. El relleno del gramoquin puede realizarse con una vez instalados los elementos y los sellos de arena, según lo que determine la especialidad arquitectónica.

En las zonas que por requerimiento de diseño la cota deba ser levantada, se deberá rellenar con un material compactado que cumpla con los requerimientos de calidad indicados en la Tabla 311-1 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013.

9.4.3. Bordillos y sardineles

Los bordillos y sardineles prefabricados según lo estipulado en la especificación general de construcción de carretas del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, capítulo 6, artículo 672-13 y la Norma Técnica Colombia NTC-4109. De manera complementaria, en la Cartilla Decreto 561-15 del Instituto de Desarrollo Urbano-IDU y en el manual de especificaciones

técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C., se presenta información acerca de la colocación de sardineles y bordillos.

En la Figura 49, se presentan el esquema del bordillo A-81 prefabricado.

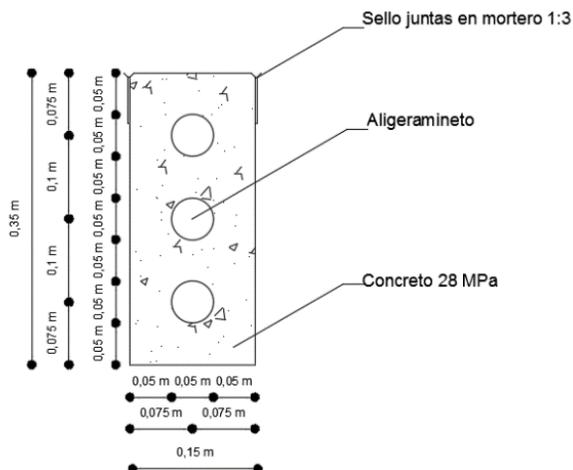


Figura 49. Bordillo prefabricado A-81. Fuente: Manual de especificaciones técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C.

En la Figura 50, se presenta el esquema de un sardinel prefabricado.

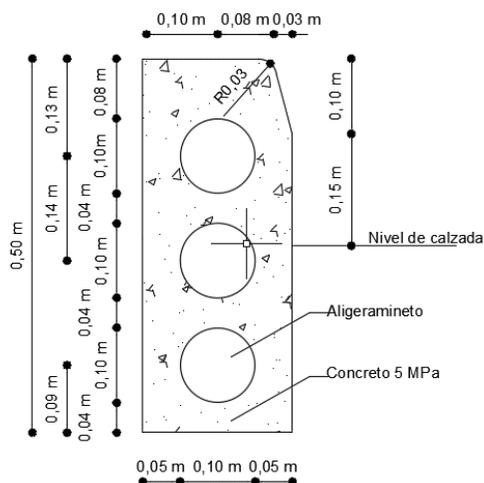


Figura 50. Sardinel prefabricado A-10. Fuente: Manual de especificaciones técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C.

10. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.

10.1. Tipo y nivel de cimentación

Se recomienda adoptar un sistema de cimentación profunda para el núcleo central del museo, que transmita las cargas estructurales en forma combinada entre punta y fricción, y un sistema de cimentación superficial para las estructuras anexas

Se recomienda cimentar los pilotes a una profundidad MÍNIMA de 33 metros con respecto al terreno natural, respetando las capacidades admisibles presentadas en los cálculos.

Los ábacos de zapatas se presentan para una profundidad de 1,9 m con respecto al nivel actual del terreno.

En la parte superior de todos los pilotes, se construirá un refuerzo de empate que sobresalga por lo menos 1,0 m del concreto y penetre en el pilote la longitud que establece los planos estructurales.

10.2. Construcción de zapatas.

Para la construcción de los cimientos superficiales no se anticipan condiciones particularmente difíciles fuera de lo regular en estas actividades. Dado que el nivel de fundación es relativamente somero, la excavación puede adelantarse manualmente monitoreando la estabilidad de los taludes. Una vez alcanzado el nivel de fundación de los cimientos, se debe procurar general la menor alteración posible sobre el material. Para ello se sugiere colocar una capa de concreto de baja especificación que proteja al material de alteraciones y garantice una superficie adecuada para el armado de la estructura.

El concreto de la estructura debe estar acorde a las especificaciones estructurales y dada la presencia de materia orgánica del subsuelo es recomendable utilizar un concreto resistente a los sulfatos. De igual manera el refuerzo de la estructura debe estar adecuadamente protegido de agentes químicos según lo dispuesto en la normativa nacional. (NSR-10, 2010)

En caso de no encontrarse el estrato de fundación a la profundidad mencionada, se deberá continuar con la excavación hasta encontrar un material admisible. El tramo de excavación adicional deberá rellenarse con material granular compactado tipo IDU SBG-C o superior.

10.3. Construcción de pilotes

Teniendo en cuenta la condición del nivel freático relativamente superficial, la dificultad en mantener seca la perforación y de garantizar la estabilidad de la misma, se recomienda utilizar una sustancia de alta densidad (tipo lodos de Bentonita ó polimeros) para estabilizar la perforación durante la excavación y fundido de la cimentación.

El concreto utilizado en la construcción de la cimentación, será especificado por el diseñador estructural cumpliendo siempre las especificaciones del capítulo C (durabilidad y puesta en obra) de la Norma NSR 10. El concreto para la construcción de la cimentación en estas condiciones requiere de la garantía de una alta manejabilidad, por este motivo, se recomienda utilizar la técnica de colocación con concreto bajo el agua (Tremie), aumentando el tiempo de manejabilidad con la inclusión de aditivos retardantes de fraguado. Al utilizar la técnica Tremie en el vaciado de la cimentación, se debe garantizar una longitud MÍNIMA de 1 m de corte o descabezado por encima del nivel de diseño y amarre de la cimentación.

Una vez concluidos los trabajos de construcción de la cimentación se deben planear, programar y realizar pruebas de integridad la cimentación.

A continuación, se proporcionan algunas recomendaciones de carácter constructivo para la cimentación:

- Se debe utilizar un fluido de perforación cuando se esté excavando en suelos blandos o sueltos para evitar que las paredes colapsen. La densidad necesaria para el fluido debe ser estudiada por los constructores.
- Hacer un seguimiento de identificación de suelos de los materiales excavados a medida que se avanza en la perforación de la cimentación, con el fin de garantizar que esta se cimenten en los materiales previstos en el estudio de suelos. Cualquier cambio en las propiedades se debe comunicar a los Ingenieros Geotecnistas del proyecto.

- Inspeccionar la profundidad del pilote después de terminada la excavación y antes de iniciar la colocación del concreto con el fin de detectar posibles fallas de fondo y garantizar la longitud de empotramiento necesaria para soportar las cargas laterales.
- Las perforaciones para la cimentación deben ser aplomadas antes de instalar el acero de refuerzo.
- El intervalo de tiempo entre la terminación de la perforación y la colocación del concreto debe ser lo más corto posible, y en ningún caso mayor a 6 horas.
- El desplome máximo de la cimentación será del 10% del diámetro de los elementos.
- El contratista deberá presentar un informe detallado al terminar de fundir cada pilote, donde se presente el perfil del suelo encontrado, volumen de concreto utilizado, tiempo de excavación, tiempo de carga e imprevistos.
- No se deben construir elementos de cimentación contiguos en un radio menor de 3m (eje a eje), en un lapso de tiempo menor a 24 horas; a partir de la hora de finalización del vaciado del último pilote.
- Se recomienda realizar una prueba de carga de pilotes después de construido el primer elemento de cimentación con miras a verificar los supuestos de diseño.
- Se recomienda realizar pruebas de integridad debido a posibles abultamientos o estrangulamientos que se presenten en estos por los cambios de consistencia del suelo en las zonas que tiende a comportarse como un líquido. Estas pruebas se deben realizar sobre diferentes pilotes, de tal forma que la cantidad de elementos evaluados sea representativa de la totalidad de los mismos.

Se recomienda cimentar a 35 metros de profundidad bajo el nivel natural del terreno con el fin de alcanzar estratos de arena competente. No obstante, de no encontrarse la arena o de excederse la longitud de recomendación, se recomienda sobre excavar la base del pilote de manera que se genere una campana que aporte rigidez a la punta. Los factores de sobre excavación del diámetro dependerán de la capacidad del equipo de perforación y deberán ser conciliadas con el grupo de geotecnia.

10.4. Conformación de pisos

Los pisos del primer nivel se deben diseñar y construir como un pavimento entre vigas descolgadas en concreto reforzado que transmitan las cargas a los elementos de cimentación excavando el material orgánico previamente. Las vigas se deben construir sobre una capa de material de mejoramiento de 20 cm de espesor, con el fin de garantizar una superficie limpia de trabajo. El material recomendado a una Subbase granular tipo C, que cumpla los requerimientos de la norma INVIAS 2013 (Artículo 320 – 13).

El material granular se debe compactar con equipos vibratorios manuales, en capas sueltas de 10 cm de espesor, hasta alcanzar un peso unitario de por lo menos el 95% del máximo en el ensayo Proctor Modificado. El contenido de agua de compactación debe estar dentro del rango de contenido de agua óptimo $\pm 1\%$.

El diseño del pavimento a ser utilizado deberá corresponder al diseño de pavimentos emitido por el respectivo especialista, alcance que no está contenido en este documento.

La secuencia de todas las operaciones de excavación debe ser tal, que asegure la utilización de todos los materiales aptos y necesarios para la construcción de las obras señaladas en los planos del proyecto o indicadas por el Interventor.

Cualquier daño no previsto a una estructura o construcción existente causado por la ejecución de los trabajos de excavación deberá ser asumido por el Constructor, quién deberá reponer el bien a entera satisfacción del responsable del proyecto.

Durante la ejecución de los trabajos, se deberá efectuar los siguientes controles principales:

- a) Verificar el estado y funcionamiento de todo el equipo utilizado por el Constructor.
- b) Supervisar la correcta aplicación de los métodos de trabajo aceptados.
- c) Vigilar el cumplimiento de los programas de trabajo.
- d) Comprobar que los materiales a emplear cumplan los requisitos de calidad exigidos.
- e) Verificar la compactación de todas las capas de suelo que forman parte de la actividad especificada.

10.5. Manejo de aguas.

Para el manejo de las aguas de escorrentía e infiltración que puedan ocurrir hacia el interior del edificio en las zonas donde el proyecto se ubica directamente contra el terreno, se recomienda ubicar un filtro francés perimetral alrededor del edificio que permita recoger y evacuar estas aguas eficientemente. El filtro deberá ubicarse contiguo a los muros de cerramiento de la estructura y acompañarse de un filtro en espina de pescado bajo las placas de contrapiso.

Este sistema de drenajes se debe diseñar de forma tal que permita evacuar las aguas a los sistemas de alcantarillado cercanos.

10.6. Aseguramiento de la calidad del proceso Constructivo de la cimentación

Debido a que el proceso constructivo debe ser riguroso en su ejecución y el control debe estar a cargo de personal idóneo tanto por parte del constructor como de la Interventoría, se recomienda que en este proyecto se recojan los soportes que permitan demostrar la correcta ejecución del proceso constructivo. Para facilitar la tarea de gestión de la información dentro de las diligencias de control y aseguramiento de la calidad, se describen a continuación los elementos necesarios en cada una de las etapas o actividades del proceso constructivo y sus actividades conexas:

Planes de trabajo

Como parte de sus obligaciones, el Contratista debe diseñar y poner a consideración del especialista en Geotecnia, que represente a la Interventoría de Obra, los planes de trabajo o documentos que sirvan para describir entre otros:

- La programación y control del proyecto
- Lista de equipo propuesto con sus fichas técnicas y de registro de mantenimiento.
- Secuencia de construcción
- Método de perforación
- Método propuesto para mezclar, recircular y limpiar el fluido usado para garantizar la estabilidad de las excavaciones, en caso de que se requiera.
- Métodos de limpieza
- Colocación del refuerzo
- Vaciado, curado y protección del concreto.

Estos planes deben mostrar en detalle cada una de las etapas de la construcción y contener listas de chequeo que permitan verificar la correcta aplicación del plan de trabajo.

Plan de Calidad

El Contratista debe generar un plan que permita garantizar el aseguramiento de la calidad de las actividades de construcción de las cimentaciones del nuevo edificio. Este documento debe ser de conocimiento del Interventor y debe contener por lo menos:

- Nombre de los responsables de la gestión de calidad en la obra.
- Descripción del sistema de calidad que se implementa en la obra.
- Listado de actividades sometidas a control.
- Procedimientos que permitan realizar el control de calidad de la obra en las diferentes etapas desde la planificación inicial, la ejecución y el cierre.
- Registros de identificación y trazabilidad de materiales.
- Registros de No conformidades (Causas, tratamiento, responsables del tratamiento, plazos estimados para el tratamiento).
- Registros de acciones preventivas y correctivas.
- Listas de chequeo para control de calidad de las actividades o subprocesos que componen la obra.

Los dos documentos mencionados anteriormente se deben implementar en obra y se podrán modificar de común acuerdo entre las partes, con el fin de ajustar y mejorar el proceso constructivo, teniendo en cuenta aspectos de eficiencia y eficacia del proyecto.

Dentro de los aspectos a tener en cuenta, en el proceso de construcción de las estructuras de cimentación del proyecto, se describen los siguientes subprocesos, los cuales deben tener formatos o registros de seguimiento debidamente firmados por los responsables del proceso (p.e.: ingeniero director e ingeniero residente), ingeniero responsable del aseguramiento de calidad e interventor.

Localización, Trazado y Replanteo

Esta actividad debe evidenciarse por medio de registros de replanteo de los ejes de los distintos elementos de la cimentación, nivel del terreno natural, dimensiones efectivas del elemento, coordenadas de los puntos de amarre, coordenadas de localización de ejes y la nomenclatura de correspondencia con los planos estructurales y arquitectónicos de cada ala del edificio. Debe verificarse la tolerancia permitida en las especificaciones.

Perforación

Para esta actividad se debe generar la documentación necesaria que permita evidenciar los siguientes aspectos:

- Características, especificaciones y Hoja de datos técnicos de los equipos o el conjunto de los dispositivos mecánicos empleados.
- Comprobar las condiciones mecánicas y el estado de funcionamiento del equipo, asegurando que el proceso no se verá afectado por fallas mecánicas o pérdida en la continuidad de funcionamiento del mismo (esto se debe evidenciar mediante los registros pre-operacionales del equipo).
- Técnica de perforación empleada (evidenciar el paso a paso del proceso, con un control de parámetros como velocidad de perforación, velocidad de rotación y velocidad de avance, evidenciar si la perforación se detiene o suspende y el motivo que lo causa).
- Ficha de registro continuo de cada pilote. Esta debe contener como mínimo información como el diámetro del pilote, longitud, profundidad del estrato portante, fecha de inicio, fecha de terminación, hora de inicio, hora de terminación, duración del proceso de perforación, estratigrafía del terreno y los rendimientos obtenidos durante el proceso en suelo y roca. Registrar la causa de cualquier tipo de demora o interrupción del proceso. Se debe registrar cualquier anomalía durante el proceso (colapso de la excavación, pérdida del fluido de perforación, cavidades o zonas de hundimientos).
- Verificar que las características del estrato portante o de apoyo son satisfactorias y que el material suelto que se encuentre en el fondo de la excavación sea removido de manera completa.
- El Contratista deberá extraer muestras de suelo o roca si la Interventoría así lo determina y sobre estas muestras se podrán realizar pruebas o ensayos que permitan verificar y determinar si el material es apto como estrato de fundación.
- Características del fluido estabilizante: Los lodos o suspensión mineral empleados para el proceso de perforación deberán cumplir con los requerimientos mínimos de viscosidad, densidad, pH y contenido de arena exigidos en el artículo 621 de la norma colombiana del INVIAS. Las pruebas de pH y Viscosidad deben realizarse durante la excavación para establecer un patrón de trabajo consistente con el método constructivo empleado. Además, deberá controlarse el tiempo de hidratación, circulación y ajuste de las propiedades de la suspensión mineral, con el fin de evitar el fragüe de esta dentro de la perforación. Antes de colocar el concreto del pilote, se deben tomar muestras de la suspensión desde el fondo y a intervalos que no superen tres metros (3.0 m) en toda la altura de la suspensión. Cualquier suspensión altamente contaminada que se haya acumulado en el fondo del pozo, debe ser eliminada.

Instalación del Acero de refuerzo

El acero empleado en la fabricación de las canastas de refuerzo debe cumplir con los requerimientos mencionados en el título C de la Norma NSR 10, uno de los documentos que evidencia la calidad del material de insumo de estos elementos es el certificado de calidad emitido por el fabricante de los mismos.

Debido a que la totalidad de la cimentación en el proyecto supera los diez (10) metros de longitud, las armaduras transversales deberán estar sujetadas a las armaduras longitudinales por medio de soldadura al menos en uno de cada dos puntos de contacto. Estos elementos deberán tener hojas o fichas de registro donde se plasmen las características más relevantes de los elementos (dimensiones, detalles, uso de espaciadores, centralizadores, cumplimiento de tolerancias permitidas, condiciones de izaje, nivelación, verticalidad, uso de anclajes temporales o permanentes).

Vaciado del Concreto

- La calidad de la mezcla debe verificarse en la cantidad y con la frecuencia que determine el interventor, en este proceso se tiene en cuenta las variables de dosificación (relación A/C, tamaño máximo del agregado, etc.), consistencia, manejabilidad y la resistencia especificada por el especialista estructural. Se debe verificar y anexar el certificado de calidad del proveedor de la mezcla.
- Ficha de registro de cada pilote (Diámetro, fecha de inicio del vaciado, fecha de terminación del vaciado, hora de inicio, hora de terminación, duración del proceso de vaciado, volumen real de concreto vaciado, nivel del concreto al terminar cada mezcladora).
- Durante el proceso de vaciado mediante tubería Tremie, se debe verificar que la punta de la tubería Tremie se encuentre embebida por lo menos dos metros bajo el concreto fresco.
- El vaciado del concreto se debe realizar bajo procedimiento que evite la segregación y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación.
- El vaciado del concreto en ningún momento puede sufrir interrupciones, este tipo de eventos debe evidenciarse en la ficha de registro del pilote (anotar todo tipo de obstrucciones, demoras o cualquier tipo de interrupción), con la consecuencia de que el interventor está facultado para rechazar el pilote.
- No se deben ejecutar actividades de construcción próximas al pilote por lo menos dentro de las 48 horas de terminado el vaciado.
- Durante el vaciado se deben realizar pruebas de asentamientos y cilindros para pruebas de resistencia a compresión.
- Para los elementos deberán verificarse las tolerancias permitidas, las cuales se encuentran en las especificaciones.

Descabece de Pilotes

- El contratista debe informar a la interventoría y recibir su aceptación sobre el método a usar en la demolición de la parte superior del pilote para integrarlo a la estructura o al resto de la cimentación. Se debe Incluir dentro de esta información el equipo y herramienta a emplear.

Aseguramiento de la Calidad Mediante Pruebas

El primer elemento importante para lograr el aseguramiento de la Calidad de la cimentación es tener o poseer la Información completa del proceso constructivo de la cimentación (Evidencia aportada mediante los registros de construcción).

El Contratista mediante su ingeniero responsable del aseguramiento de la calidad en la obra deberá planear los procedimientos y ensayos para que se CERTIFIQUE la calidad e integridad de los elementos que conforman la cimentación ya sea mediante métodos destructivos o No destructivos como las pruebas de integridad (LST) u otras pruebas como la de medición con pozos cruzados (CSL). Lo anterior teniendo en cuenta las variables que afectan la ejecución de los mismos (disponibilidad de equipo en el área de trabajo, experiencia del personal en obra, confiabilidad de las mediciones y economía del proyecto).

El uso de métodos destructivos implica las pruebas de carga estática (de acuerdo con la normatividad existente), en las cuales las características del ensayo no permiten que los elementos que se han probado o ensayado sean usados como cimentación definitiva dentro del esquema de cimentación.

Las anteriores recomendaciones no cobijan los procesos y procedimientos que tienen como objeto salvaguardar la integridad física de los trabajadores y la protección del medio ambiente. Es responsabilidad del constructor e interventor gestionar e implementar de manera adecuada todos los controles y planes de manejo en materia de seguridad industrial y protección ambiental.

11. INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación se realiza para tener un seguimiento al comportamiento de las distintas estructuras, tanto desde el punto de vista geotécnico como estructural. El plan de monitoreo busca tener una mayor certidumbre del comportamiento de las estructuras diseñadas, validando los supuestos de diseño y las predicciones realizadas. La correcta implementación de la instrumentación diseñada, permitirá involucrar la variabilidad espacial y temporal de las propiedades geotécnicas en la respuesta del sistema de cimentación propuesto.

Se incluye un plan de monitoreo que se deberá implementar durante la construcción y un plan que se tendrá durante la vida útil de la estructura.

11.1. Instrumentación durante construcción

Se deberá monitorear los posibles movimientos que se puedan llegar a presentar a lo largo del proceso constructivo, especialmente aquellos que generen una afectación en cercanía al Bloque 2 (Edificio 631). Esta instrumentación genera un sistema de alertas con el cual se pueden tomar medidas correctivas a implementar en la estructura en medio del proceso constructivo mediante implementación del método observacional (Peck, 1969).

11.1.1. Piezómetros

Se instalará una serie de piezómetros que permitan identificar el cambio en el nivel freático para inspección de su variación en la zona donde se implanta el proyecto y la validación de los supuestos inicialmente planteados. Se ubicará 1 piezómetro abierto en cercanías al Bloque 2 (Edificio 631), ubicados hacia la zona occidental del Bloque 3.

Se deberán realizar mediciones diarias.

11.1.2. Extensómetros

Para el seguimiento del comportamiento del Bloque 2 (Edificio 631), se ubicarán 2 extensómetros verticales bajo la estructura del Bloque 2, con el fin de verificar los asentamientos generales que se presentan como consecuencia de la construcción del Bloque 3. Estas mediciones se realizarán semanalmente durante la construcción del Bloque 3.

11.1.3. Control topográfico

Se realizará un control topográfico al Bloque 2 (Edificio 631), con una frecuencia de 1 vez al día durante el proceso de construcción del Bloque 3, hasta completar la placa del segundo nivel.

Se tendrán puntos de control en el Bloque 2 en cada uno de los pisos del bloque, coincidiendo con los centros de los ejes estructurales.

11.2. Instrumentación durante la vida útil

11.2.1. Piezómetro

Se instalará un piezómetro de cuerda vibrátil de forma permanente en el piezómetro mencionado en la sección 11.1.1, de forma tal que se pueda hacer un seguimiento a la presión de agua cada 3 m hasta una profundidad de 15 m. Se deberán realizar mediciones diarias durante los primeros 5 meses, y semanales durante la totalidad de vida útil del proyecto.

11.2.2. Extensómetros

Se ubicarán 2 extensómetros verticales bajo la estructura del Bloque 3, con el fin de verificar los asentamientos generales que se presentan a corto y mediano plazo y se continuará con el monitoreo de los 2 extensómetros ubicados en el Bloque 2 (Edificio 631). Estas mediciones se realizarán cada mes durante el primer año, y cada 3 meses durante los primeros 5 años.

11.2.3. Control topográfico

Se realizará un control topográfico del Bloque 2 y del Bloque 3 una vez se termine la remodelación y construcción, respectivamente, de las estructuras, de forma tal que se determinen los asentamientos diferenciales en cada uno de los apoyos, calculando las derivas asociadas a estos. Dicho control deberá realizarse mensualmente durante el primer año una vez terminada la construcción, y semestralmente durante la vida útil del proyecto.

12. LIMITACIONES.

Las observaciones finales de este informe están basadas en los resultados obtenidos a partir de la información recopilada, investigación del subsuelo, pruebas de campo y ensayos de laboratorio ejecutados.

La información de exploración y laboratorio corresponde a sitios puntuales, por lo tanto, el perfil geotécnico obtenido es aproximado y establecido de acuerdo a los perfiles de cada sondeo, y a los resultados de las pruebas de campo.

En caso de encontrarse alguna situación particular que no se haya tenido en cuenta en este documento, se debe informar inmediatamente al grupo de geotecnia que participó en el estudio, con el objeto de realizar las aclaraciones o modificaciones oportunas para el buen desarrollo del proyecto.

13. BIBLIOGRAFÍA

- Icontec. (26 de Agosto de 2003). *Norma tecnica Colombiana 5183. Ventilación en espacios interiores*. Obtenido de <http://tienda.icontec.org/brief/NTC5183.pdf>.
- Aranguren, A. (2016). *Modelación en el programa REVIT el proyecto de construcción del nuevo edificio de aulas de la Facultad de Ciencias de la Universidad Nacional de Colombia - Sede Bogotá*. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia.
- Caro Peña, P., & García Núñez, J. R. (1988). Zonificación Geotécnica en el Distrito Especial de Bogotá. INGEOMINAS, informe inédito preparado para el Departamento Administrativo de Planeación. En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Darendeli, M. B. (2001). *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*. Austin, Texas: The University of Texas.
- Das, B. M., & Seeley, G. R. (1975). Breakout resistance of horizontal anchors. *Journal of Geotechnical ASCE*, Vol. 101(No. 9), 999-1003.
- Das, B., & Seeley, G. R. (1982). Uplift capacity of pipe piles in saturated clay. *Soils and Foundation*, 22: 91-94.
- De Beer, E. E. (1970). Experimental determination of the shape factors and bearing capacity factors of sand. *Geotechnique*, Vol. 20(No. 4), 387-411.
- FOPAE. (2010). ZONIFICACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE BOGOTÁ PARA EL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES. Bogotá D.C.: FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIA.
- García Fera, W. M. (2008). Análisis geoestadístico y probabilístico de la compresibilidad de un depósito lacustre. Bogotá D.C.
- Guevara Alvares Ingenieros LTDA. (2017). *Informe de cargas a cimentación*. Bogotá.
- Hanna, A. M., & Meyerhof, G. G. (1978). Experimental evaluation of bearing capacity of footings subjected to inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18(No. 4), 599-603.
- Hansen, J. B. (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity*. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute.
- Hubach, E. (1957). Estratigrafía de la Sabana de Bogotá y sus alrededores. En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (pág. 20). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Idriss, H., & Idriss, I. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Berkeley: University of California.
- INGEOMINAS. (1997). *Microzonificación sísmica de Santafe de Bogotá*. Bogotá, Colombia.
- Julivert, M. (1963). Los rasgos tectónicos de la región de la Sabana de Bogotá y los mecanismos de formación de las estructuras. Boletín de Geología. En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Lobo-Guerrero, A. (1992). *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1(No. 1), 16-26.
- Moreno, A., & Rodriguez, E. (2004). DYNAMIC BEHAVIOR OF BOGOTA'S SUBSOIL PEAT AND IT'S EFFECT IN SEISMIC WAVE PROPAGATION. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Moya Barrios, J. (2006). *Estudio de suelos, cimentaciones y efectos locales en la respuesta sísmica Edificio Biblioteca de Ciencia y Tecnología - Facultad de Ingeniería*. Bogotá D.C.
- Murillo, C., Thorel, L., & Caicedo, B. (2009). Ground vibration isolation with geofom barriers: Centrifuge modeling. *Geotextiles and Geomembranes*, 423-434.
- NSR-10. (Marzo de 2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá D.C.
- NSR-10. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*. (C. A. SISMO, Ed.) Bogotá D.C.: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Sydney: John Wiley & Sons, Inc.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Sydney: John Wiley & Sons, Inc.

- Skempton, A. W. (1954). The pore water Coefficients A and B. *Geotechnique*, Vol. 4, 143-147.
- TAHAL. (1973). En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Tapia Muñoz, G. D. (2011). *Estudio de Suelos Facultad de Enfermería Universidad Nacional*. Bogotá D.C.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Vienna: Deuticke.
- Valencia, H. (1988). En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 99(No. 1), 45-73.
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 87-107.