

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE UN TERRAPLÉN VIAL PARA LA CONTINUACIÓN
DE LA AVENIDA BOYACÁ ENTRE LAS CALLES 170 Y 183**

JUAN CAMILO RODRÍGUEZ

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ**

2021

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE UN TERRAPLÉN VIAL PARA LA CONTINUACIÓN
DE LA AVENIDA BOYACÁ ENTRE LAS CALLES 170 Y 183**

JUAN CAMILO RODRÍGUEZ

Documento final presentado como opción de grado para optar al título profesional
de Ingeniero Civil

ASESOR

Ing. CARLOS EDUARDO TORRES ROMERO, IC, MSc.

UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

BOGOTÁ

2021

Nota de aceptación

Bogotá, septiembre de 2021

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a mi mamá y a mi abuela, quienes con gran esfuerzo y cariño me acompañaron y me apoyaron a lo largo de mi carrera universitaria, así como lo han hecho a lo largo de mi vida. Gracias a su sabiduría, consejos y experiencia todo esto ha sido posible.

A mis profesores, quienes con gran carisma compartieron sus conocimientos y enseñanzas conmigo durante los semestres y cada una de las asignaturas cursadas, para que creciera tanto profesional como personalmente.

Agradezco a mi director de tesis, quien con gran voluntad y esmero apoyó y dirigió el presente proyecto de grado, quien dedicó parte de su tiempo para guiarme y aclararme todo lo relacionado con mi tema de estudio.

RESUMEN

El presente proyecto tuvo por objetivo realizar el análisis geotécnico para la construcción de un terraplén en el norte de Bogotá sobre suelos muy blandos.

Inicialmente se recopiló y analizó la información existente en cuanto a los estudios geotécnicos del sector objeto de estudio, realizando la caracterización del suelo allí presente y sus estratos. Seguidamente, se determinó la capacidad portante y los asentamientos que se pueden llegar a presentar por medio de cálculos numéricos y mediante el uso de programas especializados; para dos alternativas planteadas, la cuales fueron la implementación de relleno convencional y un relleno aligerado; en este caso el Poliestireno Expandido o EPS.

Finalmente, analizando los resultados obtenidos por medio de los diferentes métodos, se determinó que la alternativa más viable para la elaboración del terraplén, es el uso del Poliestireno Expandido ya que este cuenta con un peso unitario considerablemente bajo y disipa mejor las cargas aplicadas sobre el terraplén, por lo cual presenta un grado de asentamientos mucho menor contrastado con el relleno convencional.

Palabras Clave: Análisis geotécnico, Terraplén, Suelos blandos, capacidad portante, asentamientos, EPS.

ABSTRACT

The objective of this project was to carry out the geotechnical analysis for the construction of an embankment in the north of Bogotá on very soft soils.

Initially, the existing information regarding the geotechnical studies of the sector under study was collected and analyzed, carrying out the characterization of the soil present there and its strata. Next, the bearing capacity and the settlements that may occur were determined through numerical calculations and through the use of specialized programs; for two proposed alternatives, which were the implementation of conventional fill and a lightened fill; in this case Expanded Polystyrene or EPS.

Finally, analyzing the results obtained through the different methods, it was determined that the most viable alternative for the elaboration of the embankment is the use of Expanded Polystyrene since it has a considerably low unit weight and better dissipates the loads applied on the embankment, for which it presents a much lower degree of settlement compared to conventional fill.

Keywords: Geotechnical analysis, Embankment, Soft soils, bearing capacity, settlements, EPS.

CONTENIDO

	pág.
1. INTRODUCCIÓN	11
2. OBJETIVOS.....	13
2.1. Objetivo General	13
2.2. Objetivos Específicos	14
3. MARCO DE REFERENCIA	14
3.1. MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL.....	14
3.2. METODOLOGÍA	28
3.3. NORMATIVIDAD APLICABLE:	30
3.4. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE.....	30
3.5. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	41
4. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	42
5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO	47
5.1. GEOLOGÍA REGIONAL.....	47
5.2. GEOLOGÍA LOCAL.....	49
5.3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO	55
5.4. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO	57
5.5. RESULTADOS DE PRUEBAS DE CAMPO	68
5.6. RESULTADOS DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS SELECCIONADOS 70	70
6. DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS ESTUDIADAS.....	72
6.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	72
6.2. ALTERNATIVA 1: RELLENO CONVENCIONAL	73
6.3. ALTERNATIVA 2: RELLENO ALIGERADO (EPS).....	74
7. ANÁLISIS GEOTÉNICO	77
7.1. CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS.....	77
7.2. ANÁLISIS DE CUMPLIMIENTO DE REQUERIMIENTOS GEOTÉCNICOS 82	82
7.2.1. ALTERNATIVA 1: RELLENO CONVENCIONAL	82
7.2.2. ALTERNATIVA 2: RELLENO ALIGERADO (EPS)	84
7.3. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN.....	85

7.3.1. ALTERNATIVA 1: RELLENO CONVENCIONAL	85
7.3.2. ALTERNATIVA 2: RELLENO ALIGERADO (EPS)	87
7.4. ALTERNATIVA SELECCIONADA.....	89
8. DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA	91
9. ESTIMACIÓN PRELIMINAR DE LOS COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS ...	93
10. CONCLUSIONES.....	95
10. BIBLIOGRAFÍA.....	97

LISTA DE ILUSTRACIONES

	pág.
Ilustración 1. Proceso de consolidación.	15
Ilustración 2. Consolidación vertical.	17
Ilustración 3. Asentamiento uniforme.	19
Ilustración 4. Asentamiento diferencial.	20
Ilustración 5. Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos: (a) falla de cortante general; (b) falla de cortante local; (c) falla de cortante por punzonado.	22
Ilustración 6. Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel del agua.	25
Ilustración 7. Requisitos de los materiales para terraplenes.	27
Ilustración 8. Flujograma metodología de investigación.	29
Ilustración 9. Sección típica para la autopista Norte.	31
Ilustración 10. Sección típica para intervención en una sola calzada de la Autopista Norte.	31
Ilustración 11. Vista 3D geomorfología proyectos Autopista Norte y Carrera Séptima.	32
Ilustración 12. Mapa unidades geomorfológicas Carrera Séptima y Autonorte. ...	33
Ilustración 13. Sección transversal típica actual (línea verde) y proyectada (línea negra y figura inferior) de la zona particular de estudio.	35
Ilustración 14. Zonas de amenaza sísmica a lo largo de la Calle 183.	37
Ilustración 15. Sección Típica Avenida Boyacá.	38
Ilustración 16. Sección transversal típica Contrato IDU – 1555 – 2017.	40
Ilustración 17. Área de estudio.	41
Ilustración 18. Ubicación de sondeos.	44
Ilustración 19. Ubicación de sondeos.	44
Ilustración 20. Ubicación de sondeos.	45
Ilustración 21. Ubicación de sondeos.	46
Ilustración 22. Geología regional de la zona de proyecto.	48
Ilustración 23. Mapa de zonificación geotécnica de Bogotá.	51
Ilustración 24. Zonificación de amenaza por remoción en masa.	52
Ilustración 25. Zonificación de amenaza por inundación.	53
Ilustración 26. Mapa de microzonificación de Bogotá D.C.	54
Ilustración 27. Perfil geotécnico de la calzada Occidental.	56
Ilustración 28. Perfil geotécnico de la calzada Oriental.	57
Ilustración 29. Tipo de suelo según la profundidad.	59
Ilustración 30. Propiedades para caracterización de suelos finos.	60
Ilustración 31. Carta de plasticidad indicando la clasificación del perfil estudiado.	61
Ilustración 32. Propiedades índice del perfil estudiado.	62

Ilustración 33. Parámetros de resistencia drenada, c' y ϕ'	63
Ilustración 34. Parámetros de resistencia no drenada C_u , y Módulo de Young, E	64
Ilustración 35. Valores para e_0 , σ_p y OCR.	65
Ilustración 36. Parámetros de compresibilidad, C_c y C_s	66
Ilustración 37. Variación del coeficiente de consolidación con la profundidad. ...	67
Ilustración 38. Resultados de veleta de campo corregida según la profundidad en comparación a resultados de otros ensayos no drenados.	70
Ilustración 39. Sección típica de diseño.	72
Ilustración 40. Colocación de bloques de EPS en la construcción de terraplenes.	76
Ilustración 41. Tiempo vs asentamiento total. Alternativa 1.....	87
Ilustración 42. Tiempo vs asentamiento total. Alternativa 2.....	89
Ilustración 43. Detalle de la disposición de los bloques en capas durante la construcción.	91

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Coordenadas de los sondeos realizados.....	43
Tabla 2. Características geotécnicas de los depósitos de Bogotá.	50
Tabla 3. Parámetros de diseño sísmico.	54
Tabla 4. Clasificación de los perfiles de suelo.	55
Tabla 5. Resultados de las pruebas de Veleta de Campo.	69
Tabla 6. Parámetros geomecánicos seleccionados.	71
Tabla 7. Valores de altura y base para el análisis.	73
Tabla 8. Parámetros geomecánicos del EPS.	75
Tabla 9. Datos del cimiento.	77
Tabla 10. Parámetros elásticos.	78
Tabla 11. Parámetros drenados.	78
Tabla 12. Factores de capacidad drenados.	79
Tabla 13. Capacidad portante definitiva para condición drenada.	79
Tabla 14. Parámetros no drenados.	80
Tabla 15. Factores de capacidad no drenados.	81
Tabla 16. Capacidad portante definitiva para condición no drenada.	81
Tabla 17. Cumplimiento de capacidad portante drenada, no drenada y asentamiento elástico con Relleno Convencional.	83
Tabla 18. Cumplimiento de capacidad portante drenada, no drenada y asentamiento elástico con Relleno Aligerado (EPS).	84
Tabla 19. Valores de tiempo y asentamiento total.	86
Tabla 20. Valores de tiempo y asentamiento total.	88
Tabla 21. Precios unitarios para el análisis económico.	93
Tabla 22. Análisis económico de las dos alternativas.	93

1. INTRODUCCIÓN

Se busca estudiar y analizar la mejor alternativa para llevar a cabo la continuación del trazado de la avenida Boyacá en el norte de Bogotá, en el sector de San José de Bavaria, desde la calle 170 hasta empatar con la calle 183, donde a futuro también habrá una oreja, la cual conectará con la ALO (Avenida Longitudinal de Occidente). Igualmente fue necesario entender la formación del suelo allí presente, gracias a los informes de laboratorio, para obtener la capacidad portante del terreno en cuestión, y los posibles asentamientos que se pueden llegar a presentar con dos alternativas diferentes de elaboración del terraplén de la calzada; la primera es mediante el uso de relleno convencional y la segunda con Poliestireno Expandido (EPS). No se tendrá en cuenta estudios de CBR debido a que no se lleva a cabo el diseño de un pavimento, por lo cual se determina que no está dentro del alcance de los objetivos del presente proyecto. Además, porque el material deberá ser debidamente seleccionado, cumplir requisitos desde la cantera, lugar donde se obtiene o desde donde se compre, así como de garantizar características de normas INVIAS y NTC.

Para llevar a cabo el presente proyecto, inicialmente se recopilará toda la información que se encuentre disponible tanto en entidades públicas, como a privados quienes muy amablemente sedan una copia de los estudios, ensayos, informes y toda información que sea pertinente para el desarrollo del presente documento.

Posteriormente, a partir de toda la información recolectada se elaborará un perfil estratigráfico con todas sus propiedades, de la zona en cuestión. Una vez se tenga esto, se dará inicio al análisis de asentamientos por el método de Terzaghi y de la capacidad portante del suelo por el método de Meyerholf para cada una de las dos alternativas de terraplén planteadas: La primera es con un relleno convencional y la segunda es por medio de la utilización de Poliestireno Expandido (EPS).

Luego se modelará toda la información obtenida en un software especializado: Settle 3D; el programa no es de modelación o métodos numéricos, pero se utilizará

con el fin de apoyar. Ya que realiza un análisis matemático que calcula los asentamientos por medio del método de diferencias finitas.

Finalmente se analizarán y se compararán los resultados entre las dos alternativas planteadas para el desarrollo del presente proyecto y se determinará cuál de ellas es la más viable para realizar la construcción del nuevo tramo de la Av. Boyacá entre las calles 170 y 183 en el norte de Bogotá.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo General

Analizar el comportamiento geotécnico de un terraplén vial en el norte de Bogotá sobre suelos muy blandos.

2.2. Objetivos Específicos

- Recopilar y analizar la información existente en cuanto a los estudios geotécnicos del sector objeto de estudio.
- Determinar la capacidad portante y la magnitud de los asentamientos que se pueden llegar a presentar mediante las dos alternativas planteadas.
- Determinar la alternativa más viable para la elaboración del terraplén desde el punto de vista técnico, constructivo y económico.

3. MARCO DE REFERENCIA

3.1. MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

Con el fin de abordar el presente trabajo es necesario tener ciertos conocimientos base para de esta manera saber qué es lo que se está analizando, sus causas, los factores que influyen, y la manera como se puede llegar a corregir.

- **Consolidación unidimensional:**

Cualquier tipo de material que se encuentre en el suelo está sujeto a deformaciones que pueden depender del tiempo causados por cambios en sus características de esfuerzos. Sus aspectos ya sean las deformaciones, los esfuerzos y el tiempo varían según el material que se encuentre en determinado lugar.

El suelo está compuesto por tres fases: La parte sólida, la cual compone el esqueleto granular; y los vacíos que pueden estar llenos de aire o agua.

Las deformaciones en el suelo se deben a la aplicación de cierta carga externa, la cual causa una disminución en el volumen total de la masa del suelo de manera que se reduce el volumen de vacíos, (disminución en la relación de vacíos), ya que el volumen de la masa es constante (Poliotti & Sierra, 2007).

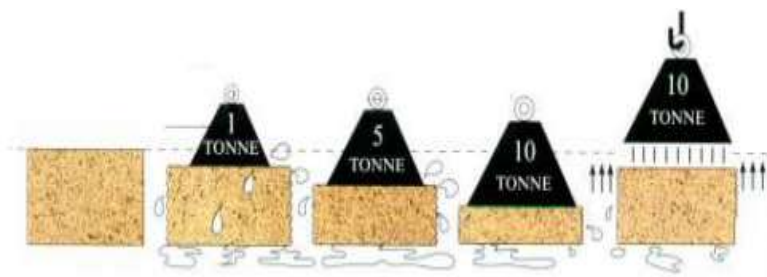


Ilustración 1. Proceso de consolidación.
Fuente: Angelone (2007).

En los casos en que la masa de suelo se encuentra saturada y es sometida a un incremento de esfuerzos por la aplicación de cargas externas, se produce un incremento en la presión de agua intersticial; y dado que esta es incompresible se produce un flujo de agua con una velocidad que depende de la permeabilidad del suelo, y finalmente esto se traduce en un asentamiento a nivel de superficie.

En un proceso de consolidación unidimensional se considera que las partículas de un mismo plano horizontal mantienen su posición relativa, ya que el movimiento de éstas solamente se puede producir de manera vertical (Poliotti & Sierra, 2007). Cuando se disipa el exceso de presión intersticial, la presión efectiva aumenta y como resultado se incrementa la resistencia del suelo.

En conclusión, cuando un suelo se consolida se produce una disminución en la relación de vacíos y un aumento de su esfuerzo efectivo.

- **Terzaghi:**

Terzaghi propuso un modelo mecánico con el fin de comprender el proceso de consolidación. Éste consiste en un cilindro de sección A con un pistón el cual no presenta fricción alguna y cuenta con un pequeño orificio; el pistón está unido a un resorte y el cilindro está lleno de un fluido incompresible en su interior (Poliotti & Sierra, 2007). El proceso es el siguiente:

Se aplica una carga P sobre el pistón (con el orificio cerrado) y el resorte no tiene lugar a deformarse, por lo cual no se ejerce ninguna fuerza. De tal manera que la fuerza P está siendo soportada en su totalidad por el fluido. Posteriormente se abre el orificio, lo cual genera un gradiente de presiones P/A entre el interior y el exterior del cilindro, lo cual hace que el líquido fluya hacia el exterior y a medida que el fluido va saliendo el resorte se va deformando y por lo tanto comenzará a tomar una parte de la carga P . La velocidad de transferencia de carga del fluido al resorte depende de la viscosidad del fluido y del tamaño del orificio. Finalmente, el momento de equilibrio se encuentra cuando la presión del fluido es igual a la presión exterior y el resorte toma la totalidad de la fuerza P . (Das, 1999, p.156).

En la práctica, la estructura de las partículas sólidas es el resorte, el agua intersticial es el fluido incompresible y las redes de capilares continuos o vacíos, son el orificio.

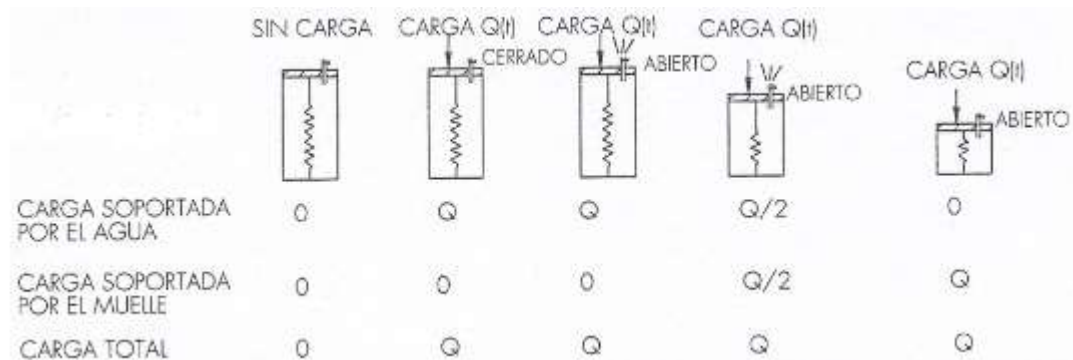


Ilustración 2. Consolidación vertical.

Fuente: Iglesias (1997).

- **Método de elementos finitos:**

Lo que hace dicho método es dividir el dominio de la solución en elementos sencillos. El resultado definitivo será el obtenido al unir o enlazar las diferentes soluciones individuales, con la precaución de garantizar la continuidad de las fronteras entre dichos elementos. Es decir que se resuelve por secciones.

Es evidente por este método, que, al usar elementos en vez de una plantilla rectangular, se llega a una mejor aproximación para sistemas que cuentan con una forma irregular. Otra ventaja de este método es que se pueden obtener continuamente valores para las incógnitas a través de todo el dominio de la solución en vez de diversos puntos aislados (Chapra & Canale, 2006).

Generalmente, el método del elemento finito tiene un procedimiento estándar Chapra & Canale (2006) en su libro “Métodos numéricos para ingenieros” los enumera de la siguiente manera:

- Discretización: Se debe dividir el dominio de la solución en elementos finitos, donde los lados continuos de los elementos se denominan nodos.
- Ecuaciones de los elementos: Se desarrollan ecuaciones para así aproximar la solución de cada elemento y se divide en dos etapas. En primer lugar, se elige

la función más apropiada con coeficientes desconocidos que será la que aproxime la solución. Y, en segundo lugar, se evalúan dichos coeficientes de manera que la función aproxime la solución de la manera óptima.

- Ensamble: Luego de que se obtienen las ecuaciones de los elementos finitos, se unen para caracterizar el comportamiento del sistema completo. En este punto, las soluciones de los elementos contiguos deben acoplarse de manera que los valores de los nodos comunes sean equivalentes.
- Condiciones de frontera: Se debe modificar la ecuación para considerar las condiciones de frontera de dicho sistema antes de resolverla.
- Solución: En la mayoría de los casos los elementos se pueden configurar de modo que las ecuaciones obtenidas sean visibles.
- Procesamiento posterior: Para finalizar, ya obtenida la solución, esta se plasma ya sea de manera gráfica o en una tabla.

- **Asentamiento:**

Los asentamientos son un descenso que experimenta determinada estructura a medida que se va consolidando el terreno que se encuentra bajo la misma. Que éstos se presenten es inevitable, sin embargo, lo que se busca prevenir son los asentamientos diferenciales ya que afectan de manera grave la estructura. Aquí es donde toma gran importancia el estudio geotécnico correspondiente al suelo donde se va a adelantar un proyecto, para lo cual se realizan diferentes sondeos a varias profundidades y en diferentes sectores con el fin de tener un detalle de las características del terreno y elaborar así un perfil estratigráfico (Berry & Reid, 1996) Existen tipos de asentamientos según el tiempo en el cual se evidencian:

- Asentamiento inmediato:

Este tipo de asentamiento se manifiesta al tiempo que la construcción se está llevando a cabo. Por lo cual es necesario preverlo con el fin de que no afecte las cimentaciones antes de finalizar la totalidad de la construcción.

- Asentamiento por consolidación:

Este caso de asentamiento se produce a causa de la reducción del volumen del suelo que se encuentra debajo de la estructura, soportando la misma. Es ocasionado por la extracción de gran parte de agua que anteriormente se encontraba al interior de los poros del suelo.

- Tipos de asentamiento:

Existen además dos tipos de asentamientos en estructuras.

Asentamiento uniforme:

Se da cuando en el suelo bajo la estructura las deformaciones se producen con la misma medida en cualquier punto de la superficie construida. Sucede en lugares donde se encuentra el mismo tipo de suelo bajo toda el área de construcción, así como el contenido de agua. Considerando de esta manera las cargas en sus cimentaciones iguales en cada una de ellas.

En estos casos, por lo general no se presentan fallas estructurales ya que la totalidad de la estructura es la que sufre el descenso de nivel. Lo peor que puede suceder es la interrupción o rotura de las conexiones externas a los servicios.

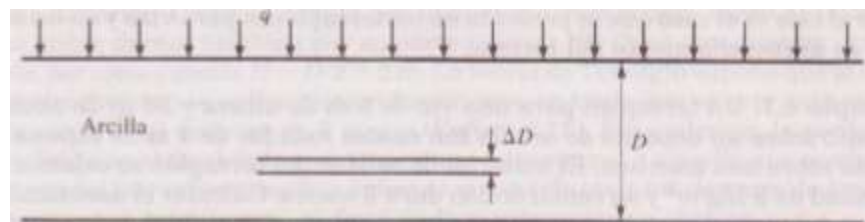


Ilustración 3. Asentamiento uniforme.

Fuente: Berry & Reid (1993).

Asentamiento diferencial:

Este es el caso que se presenta con mayor frecuencia, donde las estructuras sufren diferentes asentamientos de punto a punto, cambia la magnitud y distribución de los esfuerzos con los que se diseñó la estructura en cuestión. La principal causa es que se presente una variación en la composición del suelo.



Ilustración 4. Asentamiento diferencial.

Fuente: Knappett & Craig (2010).

Este tipo de asentamientos pueden llegar a provocar diferentes tipos de fallas. Por ejemplo, funcionales, las cuales se reflejan en el descuadre tanto de ventanas como puertas; en sus elementos estructurales causando giros que producen torsión o flexión (debido a diferentes asentamientos).

Otro tipo de asentamiento que se puede presentar es la licuación del suelo, se origina por temblores, ya que durante este se da una gran fuerza la que hace que el suelo pase de estado sólido a líquido o por otro lado adquiera la consistencia de un líquido pesado, el cual según se ha demostrado causa la pérdida de estabilidad del suelo fallando así la estructura, es posible que se presente en zonas costeras o en las laderas de ríos en donde se pueden encontrar aguas subterráneas por escorrentía.

Para elaborar un buen diseño de la cimentación y de su estructura como tal, es necesario en primera instancia contar con los diferentes resultados de los ensayos de laboratorio aplicados a las muestras del suelo en cuestión, éstos brindan las propiedades mecánicas del suelo tales como: peso unitario, humedad, la clasificación para cada uno de los estratos encontrados y así elaborar la estratigrafía correspondiente. Además, se pueden determinar propiedades de resistencia por

cada uno de los materiales allí encontrados por medio de ensayos de laboratorio que permiten reproducir en condiciones de laboratorio el proceso de falla que se lleva a cabo en el suelo. Algunos de los ensayos más usados son el de compresión simple (para condiciones de carga no drenadas en suelos finos), el ensayo de corte directo que permite determinar los parámetros de resistencia para un plano de falla inducido y el ensayo triaxial que permite reproducir el proceso de falla en cualquier trayectoria de esfuerzos en condición de confinamiento isotrópico.

- **Capacidad de carga:**

La capacidad de carga o capacidad portante del suelo equivale a la resistencia a la deformación, causada por la fuerza de cohesión y fricción de sus partículas. Dicho análisis es de gran importancia ya que la totalidad de las obras de ingeniería civil se apoyan en el suelo. Una falla por capacidad se produce en el momento en que el terreno presenta una capacidad de carga menor a las cargas que se la han impuesto; esto puede suceder sobre rellenos no compactados correctamente, cuando las fundaciones no se realizan hasta un estrato firme, entre otros posibles casos.

Se presentan tres tipos de fallas por capacidad; falla general por cortante, falla local por corte y falla por corte punzonado.

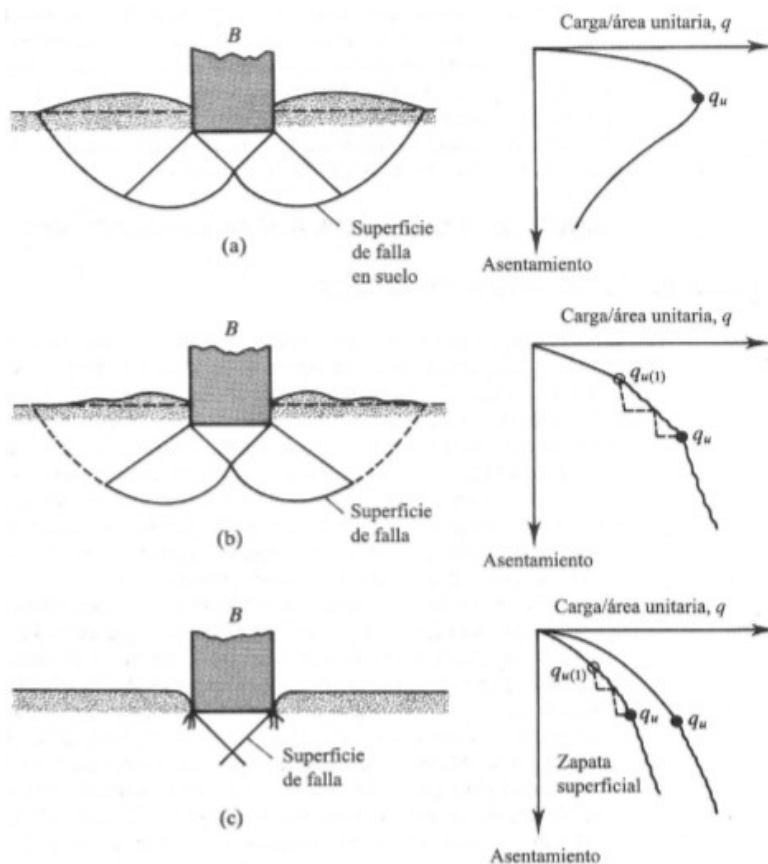


Ilustración 5. Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos: (a) falla de corte general; (b) falla de corte local; (c) falla de corte por punzonado.

Fuente: Das (2001).

La capacidad de carga última, para una cimentación en franja, fue expresada por Terzaghi de la siguiente manera:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funcionales del ángulo de fricción del suelo, ϕ .

Pero posteriormente N_c y N_q fueron modificados para una mayor exactitud, de la siguiente manera:

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

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

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

Dado que la ecuación formulada por Terzaghi era únicamente válida para cimentaciones continuas y no tenía en cuenta varios factores como la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de falla, si la cimentación es rectangular o si la carga ubicada sobre la cimentación se encuentra inclinada. Por lo cual Meyerhof (1963) formuló la siguiente ecuación para capacidad general de carga:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde:

c = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ = peso específico del suelo

B = ancho de la cimentación (=diámetro para una cimentación circular)

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Los factores recomendados para usarse:

- Forma:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

donde L = longitud de la cimentación (L>B)

- Profundidad:

Condición (a): $D_f/B \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

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

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

Condición (b): $D_f/B > 1$

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

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

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

- Inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$$

donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical

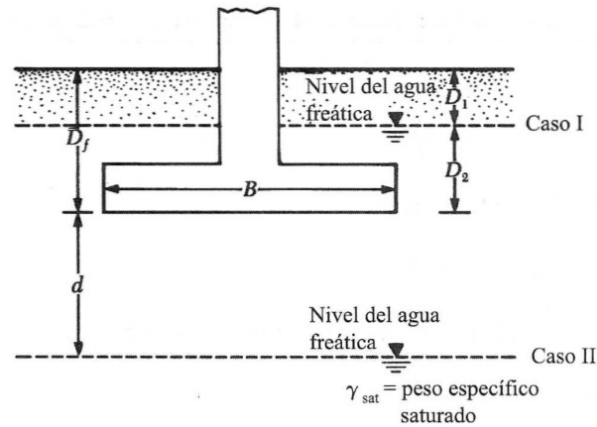


Ilustración 6. Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel del agua.

Fuente: Das (2001).

- Caso I: Cuando el nivel del agua se ubica de modo que $0 \leq D_1 \leq D_f$, en las ecuaciones de capacidad de carga el factor q queda de la siguiente manera:

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

donde γ_{sat} = peso específico saturado del suelo

γ_w = peso específico del agua

El valor de γ tiene que ser modificado en el último término de las ecuaciones por:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

- Caso II: Cuando el nivel del agua se encuentra de modo que $0 \leq d \leq B$

$$q = \gamma D_f$$

El valor de γ tiene que ser modificado en el último término de las ecuaciones por:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma')$$

- Caso III: Cuando el nivel del agua se encuentra de modo que $d \geq B$, el agua no presenta ningún tipo de efecto en la capacidad de carga última.

Finalmente, es necesario hacer uso de un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga total última para lograr determinar la capacidad de carga admisible total en cimentaciones superficiales:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Sin embargo en la práctica también se utiliza la ecuación:

$$q_{neta(adm)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

Dicho factor de seguridad mínimo debe ser igual a 3.

- **Terraplén:**

Un terraplén es una cantidad de tierra con la cual se rellena un terreno con el fin de elevar su nivel y de esta manera dar lugar a un plano de apoyo adecuado para determinada obra. Consiste en el descapote, retiro de material inadecuado o movimiento de tierra superficial, la nivelación y compactación del terreno o afirmado, según sea el caso, en donde se colocará un nuevo terraplén. Se deben tener en cuenta factores como posibles demoliciones, ubicación de drenajes, subdrenajes, es importante el uso de materiales adecuados según las especificaciones del proyecto, su colocación, humedecimiento o secamiento y compactación, las secciones transversales y planos.

Los terraplenes están conformados por tres partes:

1. Corona: Es la capa subrasante, la parte superior del terraplén sobre la cual irá la estructura del pavimento, con un espesor de 30cm.
2. Núcleo: Es la parte ubicada entre el cimientto y la corona.
3. Cimiento: Es la parte inferior, debajo de la superficie inicial del terreno, la cual ha sido modificada por su descapote.

Los materiales utilizados deberán cumplir con las especificaciones técnicas del proyecto, si allí no se encuentran se tomará como referencia la Imagen 7. Serán

aprobados por el Interventor. Provenir de fuentes aprobadas, de la ladera del terraplén o de las excavaciones de la explanación; y deberán estar necesariamente libres de todo tipo de materiales inapropiados, que no presenten características de expansión o que sean colapsables.

CARACTERÍSTICA	NORMA DE ENSAYO INV	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES
Partes del terraplén a las que se aplican		Todas	Todas	Cimiento y Núcleo
Tamaño máximo, mm	E-123	75	100	150
Porcentaje que pasa el tamiz de 2 mm (No. 10) en masa, máximo	E-123	80	80	-
Porcentaje que pasa el tamiz de 75 μ m (No. 200) en masa, máximo	E-123	25	35	35
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	E-121	0	1.0	1.0
Límite líquido, máximo (%)	E-125	30	40	40
Índice de plasticidad, máximo (%)	E-126	10	15	-
CBR de laboratorio, mínimo (%) (Nota 1)	E-148	10	5	3
Expansión en prueba CBR, máximo (%)	E-148	0.0	2.0	2.0
Índice de colapso, máximo (%) (Nota 2)	E-157	2.0	2.0	2.0
Contenido de sales Solubles, máximo (%)	E-158	0.2	0.2	-

Ilustración 7. Requisitos de los materiales para terraplenes.

Fuente: INVIAS (2013).

El equipo utilizado en su construcción, deberá ser aprobado por el Interventor y cumplir con los procedimientos de ejecución establecidos. Es necesario tener

presente su eficiencia y capacidad para cumplir con el cronograma de la obra y las especificaciones del Artículo 220 del INVIAS.

3.2. METODOLOGÍA

Se elaborará el presente documento a partir de los conocimientos previos adquiridos a lo largo de la carrera en la línea de suelos, complementando con la lectura de libros de teoría relacionada y con información de referencia de carácter público obtenida de fuentes oficiales, relacionada con los estudios de suelo del sector donde se planea realizar la continuación de la Av. Boyacá en el norte de Bogotá. Se estudiarán las propiedades del suelo y se realizará una caracterización del mismo para así determinar su capacidad portante por medio de la elaboración de una hoja de cálculo. Se calculará la magnitud de los asentamientos que se pueden llegar a presentar mediante varios anchos de base para el terraplén. Y se evaluará la alternativa óptima entre el relleno convencional y el uso del Poliestireno Expandido o EPS, según la menor magnitud de asentamientos, para la construcción del tramo que se ejecutará en un futuro próximo; basado en la modelación de los datos que se realizará en el programa Settle 3D.

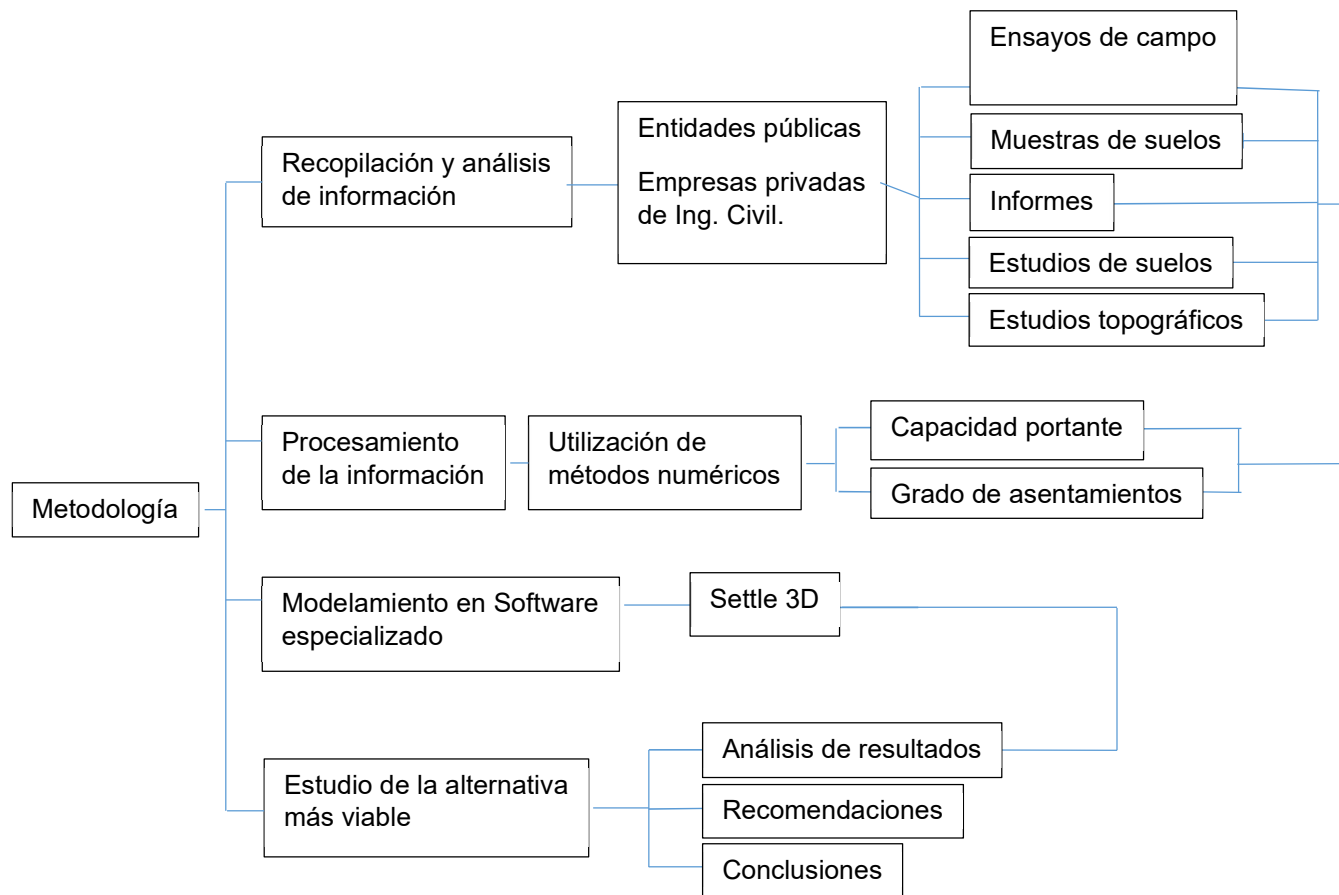


Ilustración 8. Flujograma metodología de investigación.
Fuente: Elaboración propia.

3.3. NORMATIVIDAD APLICABLE:

Se utilizó el Título H del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR 10) en cuanto a todo lo que corresponde a los estudios geotécnicos ya que allí se dictan los lineamientos, se explica y se especifica detalladamente la normativa Colombiana para llevarlos a cabo y todo lo referente al tema.

También se apoyó el presente proyecto en las Normas para Ensayos de Materiales del INVIAS para la estandarización de las pruebas y en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes en lo referente a cimentaciones donde también se habla de la nomenclatura utilizada, las propiedades de los suelos y rocas, los estados límites y los factores de resistencia.

3.4. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE.

Dentro de los principales estudios geotécnicos del sector objeto de estudio se encuentran los siguientes:

“APP ACCESOS NORTE DE BOGOTÁ” PROPONENTE PROMESA DE SOCIEDAD FUTURA APP ACCESOS NORTE DE BOGOTA S.A. DICIEMBRE DE 2015

Este proyecto busca la ampliación de la Autopista Norte, la intervención sobre la Autopista Norte se tiene proyectada entre la calle 245, conocido como el Buda, y el sector de La Caro; en una longitud aproximada total de 4,18 kilómetros tanto en la calzada oriental como en la occidental (ANI, 2015).

En la siguiente imagen se presenta el esquema que en términos generales tienen las intervenciones pensadas para la Autopista Norte en sus calzadas de entrada y salida a la ciudad de Bogotá.

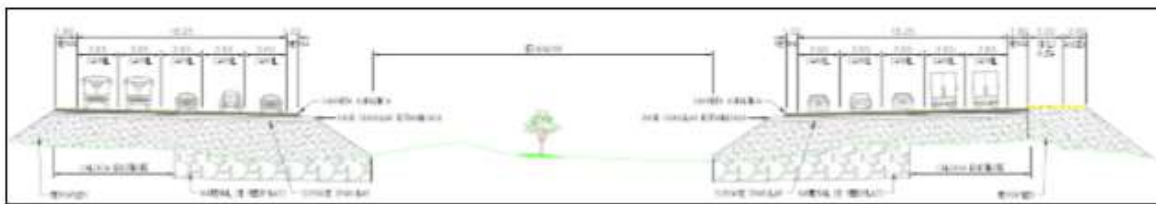


Ilustración 9. Sección típica para la autopista Norte.

Fuente: ANI.

Y en la siguiente imagen se muestra una sola calzada de la Autopista Norte luego de finalizada la etapa de construcción y una vez se inicie su fase operativa.

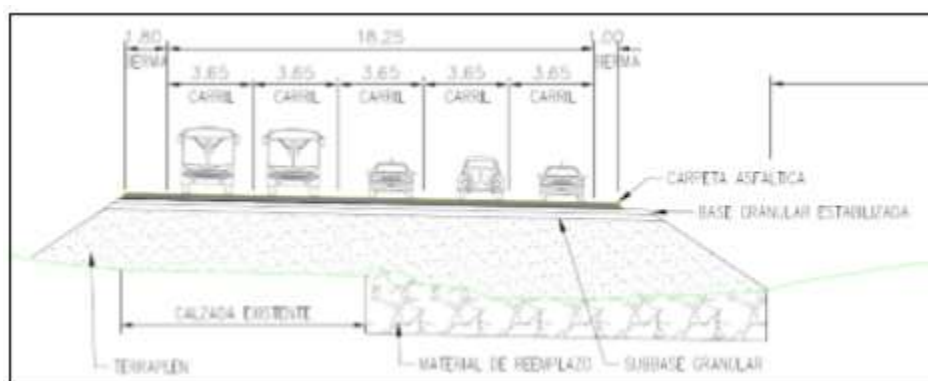


Ilustración 10. Sección típica para intervención en una sola calzada de la Autopista Norte.

Fuente: ANI.

Para el propósito del análisis geomorfológico en el diseño de la “APP Accesos Norte de Bogotá: Autopista Norte, Carrera Séptima y Hatogrande”, se utilizó la metodología del ITC de Holanda (Verstappen y Van Zuidam (1975), Verstappen, 1983 y Van Zuidam; con modificaciones y jerarquización geomorfológica adoptada por Ingeominas (2002) con base en la propuesta hecha por Velásquez, (1999), ajustada por Carvajal (2002), Carvajal (2003), Carvajal y otros (2003) y Carvajal (2005), la cual relaciona las escalas de trabajo con la génesis de las geoformas asociadas a los diferentes ambientes morfogenéticos y cuya aplicación es variada de acuerdo a los objetivos de trabajo (ANI, 2015).

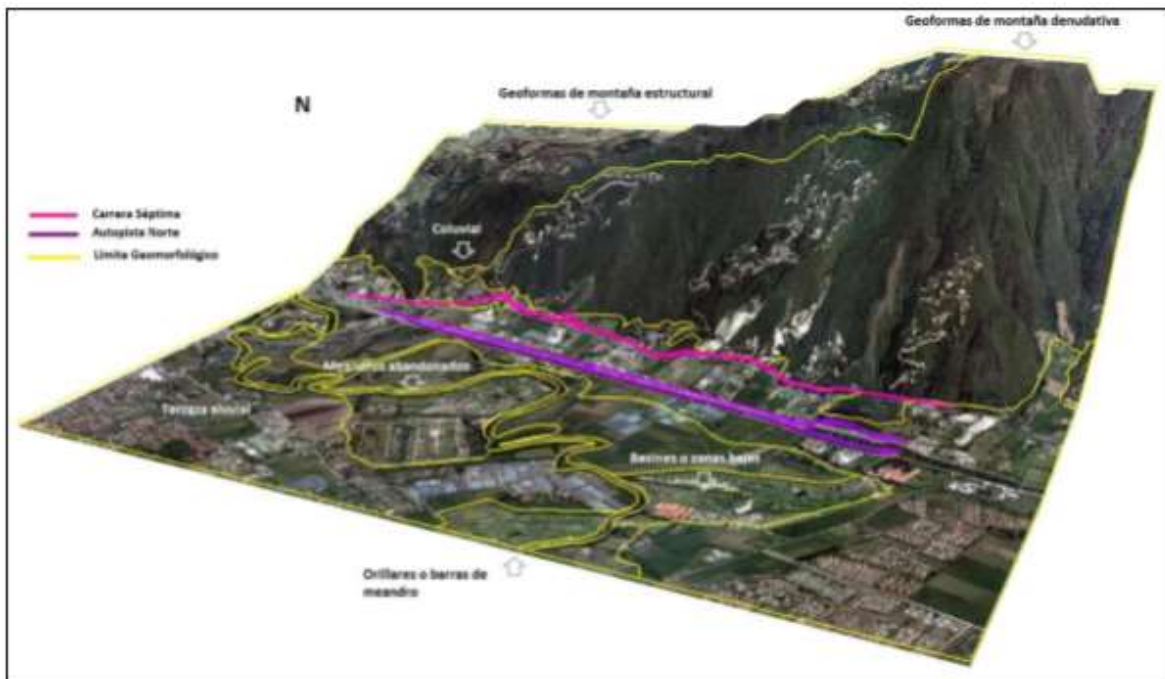


Ilustración 11. Vista 3D geomorfología proyectos Autopista Norte y Carrera Séptima.

Fuente: ANI.

La Geomorfología aplicada está enfocada hacia la clasificación de los terrenos para lograr la agrupación de los materiales naturales (rocas y suelos), dentro de una variedad de categorías con base en características tales como: composición mineralógica y litológica, disposición estructural, procesos activos, y la distribución geométrica de los cuerpos rocosos o de los depósitos de suelo. En ese sentido la información geomorfológica básica y temática, se constituye en el documento de integración de las variables mencionadas, además de la información particularmente morfométrica básica, que da la posibilidad de definir zonas con características geomecánicas homogéneas (ANI, 2015).

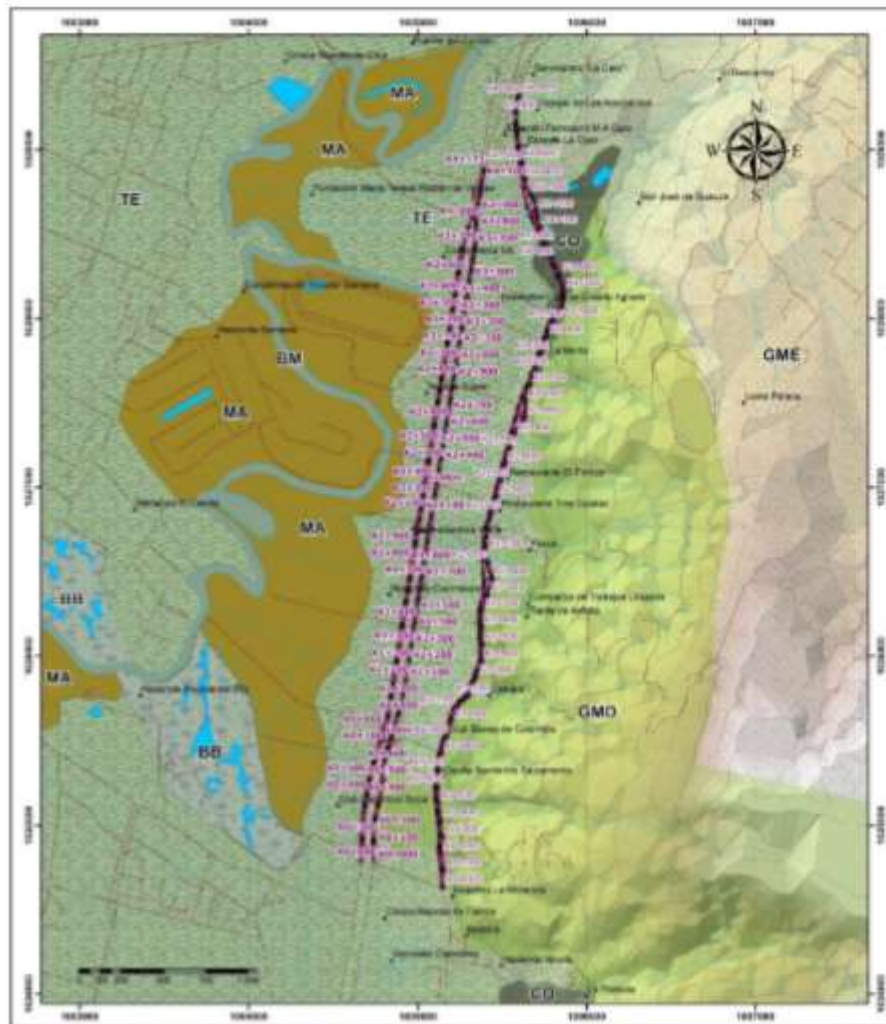


Ilustración 12. Mapa unidades geomorfológicas Carrera Séptima y Autonomía.
Fuente: ANI.

Dada la escala de trabajo del presente estudio 1: 25.000, se analiza al nivel de Unidades y Subunidades geomorfológicas, definidas éstas por la expresión morfológica y morfométrica del terreno y su relación con los cambios litológicos o sedimentológicos de los materiales. Por lo tanto para lograr una descripción y caracterización adecuada se representa en forma gráfica o de mapas, en la cual se incluyen aspectos como morfología y morfometría, morfogénesis y morfodinámica (ANI, 2015).

Para el análisis desde el punto de vista geológico y geomorfológico en general, se realizó a escalas regional y local, esto es, a nivel de la cuenca del Río Bogotá y no

solamente para el área de influencia directa de la “APP Accesos Norte de Bogotá: Autopista Norte, Carrera Séptima y Hatogrande”, puesto que las características de las formaciones geológicas se definen con ciertas particularidades a escalas más grandes (ANI, 2015).

“ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA AV. BOYACÁ (AV. CRA 72) DESDE LA AV. SAN JOSÉ (CALLE 170) HASTA LA AVENIDA SAN ANTONIO (CALLE 183) EN BOGOTÁ D.C.” CONSORCIO ESTUDIOS AVENIDA BOYACÁ. SEMPTIEMBRE DE 2016

El documento contiene todos los resultados de los estudios y diseños técnicos. Se puede encontrar el informe de exploración del subsuelo, y los parámetros de resistencia y compresibilidad, para llevar a cabo el diseño de la cimentación de las obras necesarias en función del diseño geométrico del trazado vial de la prolongación de la Av. Boyacá; mismo tramo del presente proyecto.

Entre las obras requeridas para el objetivo del proyecto están el diseño de fundaciones para estructuras de contención, análisis de estabilidad de taludes para la conformación de canales, cimentación de redes húmedas y dos obras hidráulicas que se implantarán, las cuales son un Pontón en la calle 175 y un Box Coulverts en la calle 183.

Dicho proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Bogotá D.C., en la Av. Boyacá entre la calle 170 y la calle 183.



Ilustración 13. Sección transversal típica actual (línea verde) y proyectada (línea negra y figura inferior) de la zona particular de estudio.

Fuente: Consorcio Estudios Av. Boyacá.

La finalidad del proyecto es conectar la localidad de Suba con la salida norte de Bogotá, descongestionando las vías que se utilizan actualmente como lo son la calle 170 y la Autopista Norte, así como también interconectar las redes de ciclo-rutas, andenes y alamedas con los corredores ecológicos de rondas de la ciudad. Aquí se definen todas las obras necesarias para mejorar las condiciones del tránsito del sector, de tal manera que se realiza el diseño geométrico del corredor vial incluyendo la intersección de la calle 183, las obras para manejo de aguas superficiales, las redes de alcantarillado, el diseño de la estructura de pavimento y el espacio público de acuerdo al pliego de condiciones.

Dentro de estas obras está la elaboración de un pontón de 24.00 m de ancho y 4.00 m de longitud, sobre la intersección de la calle 175, así como la implantación de dos Box Couverts, los cuales canalizarán las aguas que vengan del canal de agua lluvias diseñado a la altura de la calle 183 (Box Couvert No 1) para conectar con vallado existente sobre la misma calle, el que se encuentra en la actualidad

transversal a la vía proyectada (Box Coulvert No 2) (Consortio Estudios Avenida Boyacá, 2016)

Desde el punto de vista geológico del suelo de la zona del proyecto, según el documento de microzonificación sísmica de Bogotá D.C (2010) la clasificación es:

Una llanura fluvio lacustre (terrazza alta – Qta) la que consiste en un depósito de arcilla, con intercalaciones importantes de bancos de arena y grava, ocasionalmente delgadas de capas de ceniza volcánica y turbas.

“CONSTRUCCIÓN DE LA AVENIDA SAN ANTONIO (CALLE 183) DESDE LA AVENIDA BOYACÁ (AV. CRA 72) HASTA LA CRA. 54D, ACUERDO 523 DE 2013 DE VALORIZACIÓN EN LA CIUDAD DE BOGOTÁ D.C.” CONSORCIO SAN FELIPE. JUNIO DE 2018

En este informe se encuentra la revisión de los estudios y diseños, realizando la validación, análisis geotécnico y recomendaciones para la construcción de la Avenida San Antonio (calle 183) desde la Avenida Boyacá (Av. Carrera 72) hasta la Carrera 54D en Bogotá D.C., por medio de los resultados de exploraciones adicionales realizadas, pruebas de laboratorio e información adicional sacada de los estudios geotécnicos adelantados para los Estudios y Diseños de la Avenida San Antonio.

Se presenta la revisión, verificación y/o complementación para la apropiación de los Estudios y Diseños entregados por parte del IDU para el contrato 1543-2017, construcción de la Avenida San Antonio (Calle 183) desde la Avenida Boyacá (Av. Carrera 72) hasta la Carrera 54 D en Bogotá D.C, por medio de la caracterización geotécnica de los materiales presentes, análisis de asentamientos y capacidad portante, en base a los registros de las exploraciones realizadas y los resultados de ensayos de laboratorio de muestras recuperadas (Consortio San Felipe, 2018).

De acuerdo con el Decreto 523 de 2010, que adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá, la Calle 183 entre la Avenida Boyacá y la Carrera 54 D se desarrolla entre las zonas sísmicas Lacustre 100 y Lacustre 200, con lo que se establece que

el espesor máximo de sedimentos de suelo sobre el cual se encuentra el proyecto varía entre los 100 m y los 200 m por encima del basamento rocoso del sinclinal de Bogotá.

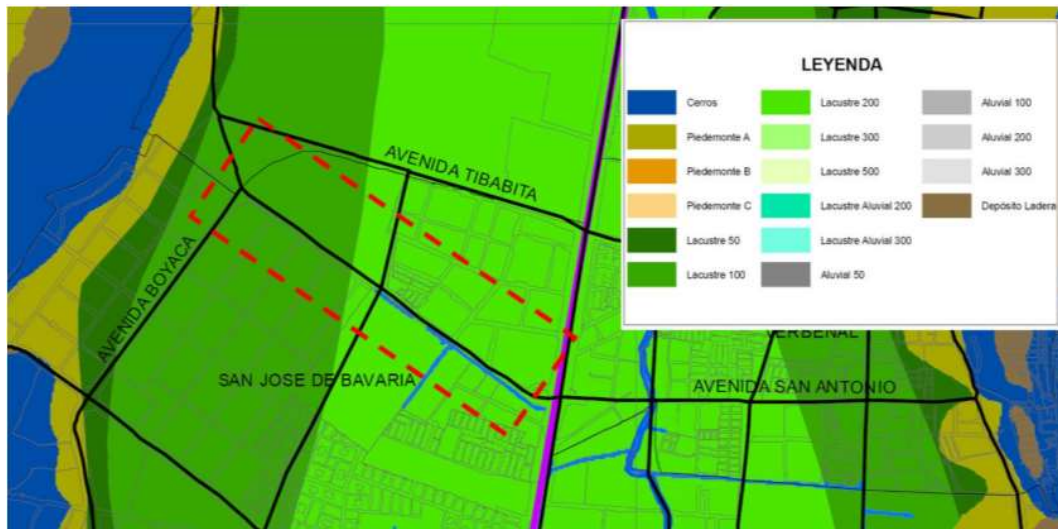


Ilustración 14. Zonas de amenaza sísmica a lo largo de la Calle 183.
Fuente: Consorcio San Felipe.

“COMPLEMENTACIÓN Y/ ACTUALIZACIÓN Y/O AJUSTES DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS AL SISTEMA TRANSMILENIO Y CONSTRUCCIÓN DE LA AVENIDA BOYACÁ (AK 72) DESDE LA AVENIDA SAN JOSÉ (AC 170) HASTA LA AVENIDA SAN ANTONIO (AC 183), EN BOGOTÁ D.C. FASE 1” CONSORCIO CAVSA 72. JULIO DE 2018

En este documento se describe la metodología, el proceso y los parámetros a implementar durante el desarrollo del diseño geométrico final proyectado, cuyo objetivo principal radica en elaborar y definir los estudios y diseño geométricos, conforme a las características definidas para el proyecto (Consortio CAVSA 72, 2018).

La zona de estudio se localiza al norte de la ciudad de Bogotá en la localidad de Suba. La vía en estudio comprende Av. Boyacá (Av. Carrera 72) desde la Av. San José (Calle 170) hasta la Av. San Antonio (Calle 183).

La normativa que se considera para el control del diseño es: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras – INV 2.008, Guía para el diseño de vías urbanas para Bogotá D. C. A policy on geometric design highways and streets - AASHTO 2.011. Se acude a lo recomendado por esta publicación en los aspectos que no cubre el manual de INV y el Anexo técnico para el diseño de esquinas para vías de la malla vial arterial de Bogotá.

La construcción del corredor se contempla de manera gradual en dos fases (Consortio CAVSA 72, 2018):

- Fase 1

Construcción de dos (2) calzadas de tráfico mixto, cada una de tres carriles, con el respectivo espacio público asociado, con un separador libre que contemple el espacio necesario para la futura implantación de la infraestructura asociada al Sistema Transmilenio.

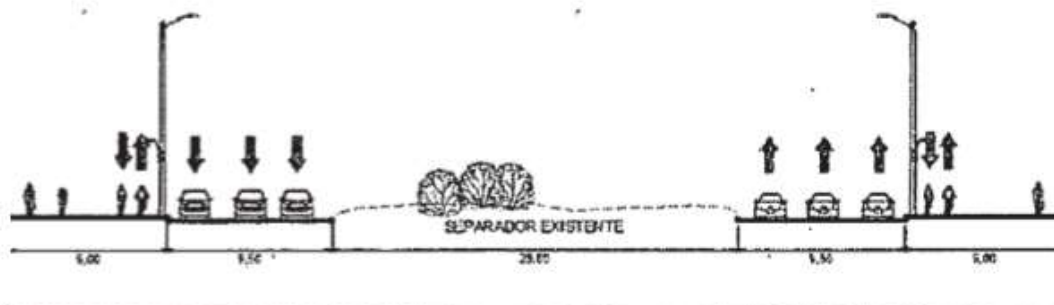


Ilustración 15. Sección Típica Avenida Boyacá.

Fuente: Consortio CAVSA 72.

- Fase 2

Las obras de esta fase corresponden a la ejecución de la infraestructura de Transmilenio en el corredor de la Avenida Boyacá entre calle 170 – 183, por lo tanto estas obras quedan supeditadas a la disponibilidad presupuestal de Transmilenio S. A. cuando se requiera desarrollar la troncal de la Av. Boyacá en el Norte de la ciudad.

Dentro de los criterios de diseño que tienen en cuenta se encuentran los siguientes (Consortio CAVSA 72, 2018):

- Vehículo de diseño: para la selección del vehículo de diseño se deben tener en cuenta: la jerarquía funcional de la vía, el uso del suelo, e patrón de composición vehicular, condiciones especiales (Vehículos de reparto, recolección de basuras, bombeos y entre otros).
- Velocidad del diseño: considerando que la topografía, el tráfico a servir y la velocidad de diseño son los aspectos relevantes que definen las características finales de la vía a construir y por ende sus condiciones de operación, merece especial consideración la selección de la velocidad de diseño puesto que es el aspecto que incide directamente en la definición de los demás parámetros de control del diseño. Conforme con el resultado del estudio de factibilidad adelantado por IDU, la velocidad de diseño para esta corredora vial, será de 60 Km/h
- Criterios de diseño planimétrico: En sectores urbanos los elementos básicos que integran el diseño Geométrico están ligados a: franja de Operación vehicular, compuesta por las calzadas y los separadores. Y franja de espacio público lateral, comprendida entre la línea de paramento y los bordes de vía exteriores de las calzadas.
- Criterios de diseño altimétrico: El diseño Geométrico vertical en zonas urbanas se debe acomodar a las condiciones topográficas como lo son accesibilidad a predios, los cuales se encuentran consolidados y que con el diseño se debe garantizar la accesibilidad de forma segura y cómoda al predio.
 - Pendiente longitudinal mínima: De acuerdo con la guía para el desarrollo de vías urbanas para Bogotá D.C la pendiente longitudinal mínima es 0.3%, acompañada de obras de drenaje que garanticen la evacuación del agua.
 - Pendiente longitudinal máxima: La pendiente longitudinal máxima, obedece a las condiciones topográficas (tipo de terreno), así como condiciones propias del entorno y el urbanismo de la zona. En Bogotá

existen zonas sectores que no cumplen con los criterios de diseño o no se han cumplido a cabalidad con la normativa.

- Curva vertical: La longitud de las curvas verticales está directamente relacionada con la distancia de visibilidad de parada considerando una altura del ojo del conductor, de 1.08 m, y una la altura del objeto de 0.6 m sobre la superficie de pavimento.
- Sección transversal: hace parte integral del diseño de un proyecto vial, pues en conjunto con la planta y el perfil, permiten la visualización tridimensional de la infraestructura, mediante la incorporación de elementos del diseño geométrico como la inclinación transversal para garantizar la seguridad en curva y el drenaje superficial.

Cabe anotar que la selección de las dimensiones de la sección transversal atiende los requerimientos dados en el anexo técnico separable «Requerimientos Técnicos», para el presente contrato «contrato IDU 1555 - 2017» así como también, los parámetros técnicos operacionales, para la troncal Av. Boyacá entre Yomasa y la Calle 183 para el sistema Transmilenio.

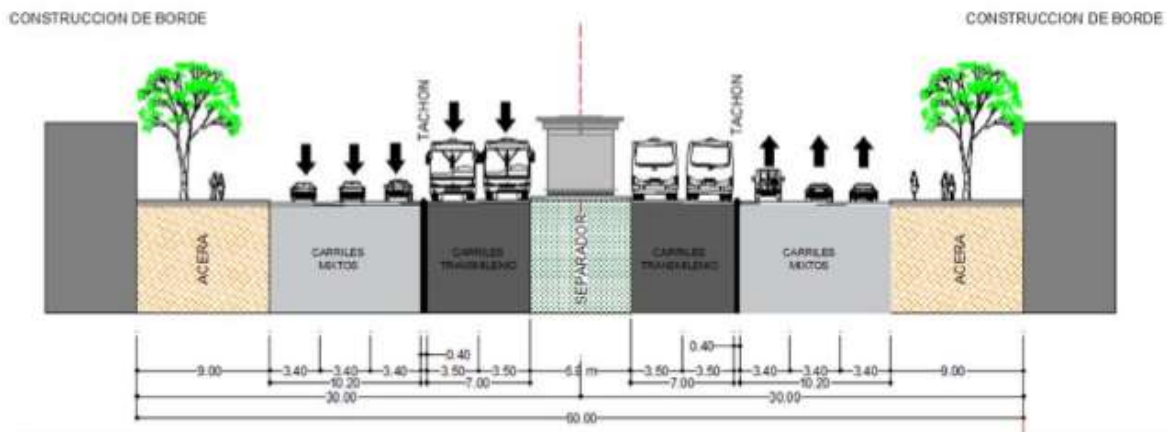


Ilustración 16. Sección transversal típica Contrato IDU – 1555 – 2017.

Fuente: Consorcio CAVSA 72.

3.5. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en el departamento de Cundinamarca, en la ciudad de Bogotá D.C., en el sector Nor – Occidental, en la localidad de Suba, sobre la Avenida Boyacá o también Avenida Carrera 72 y va desde la calle 170 hasta la calle 183.

Actualmente el sector no cuenta con sistema de alcantarillado. Ésta obra conectará a Suba con el Norte de Bogotá y ayudará a la descongestión de Avenidas principales de la ciudad como lo son la Avenida Calle 170 y la Autopista Norte.



Ilustración 17. Área de estudio.

Fuente: Google (2019).

4. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Con el fin de conocer la composición del suelo y sus características se recopiló la información de campo de los estudios de referencia, en un total de 26 sondeos a lo largo del tramo proyectado a construir. En la siguiente tabla se muestra la nomenclatura utilizada para cada uno de los sondeos y las coordenadas geográficas de su ubicación:

SONDEO	NORTE	ESTE
S1	118202.90	101337.51
S1N	118264.53	101359.12
S6	118304.89	101423.32
S2N	118307.00	101398.04
BM1	118388.21	101496.22
S3N	118414.65	101471.02
S2	118445.97	101512.56
S7	118569.30	101620.39
S4N	118601.01	101614.32
BM2	118688.95	101668.52
S3	118679.14	101702.36
S5N	118771.49	101730.75
S6N	118785.05	101778.32
S8	118888.10	101848.18
S4	118933.54	101855.78
S7N	118983.96	101928.53
S8N	118018.55	101918.54
BM3	119030.51	101983.01
S5	119083.59	101994.39
BM4	119115.96	102035.62

S9	119161.91	102026.75
BM5	119170.68	102048.19
S9N	119202.28	101996.81
BM6	119218.05	102065.68
BM7	119288.02	102040.18
S10N	119143.48	102080.92

Tabla 1. Coordenadas de los sondeos realizados.

Fuente: Consorcio CAVSA 72.

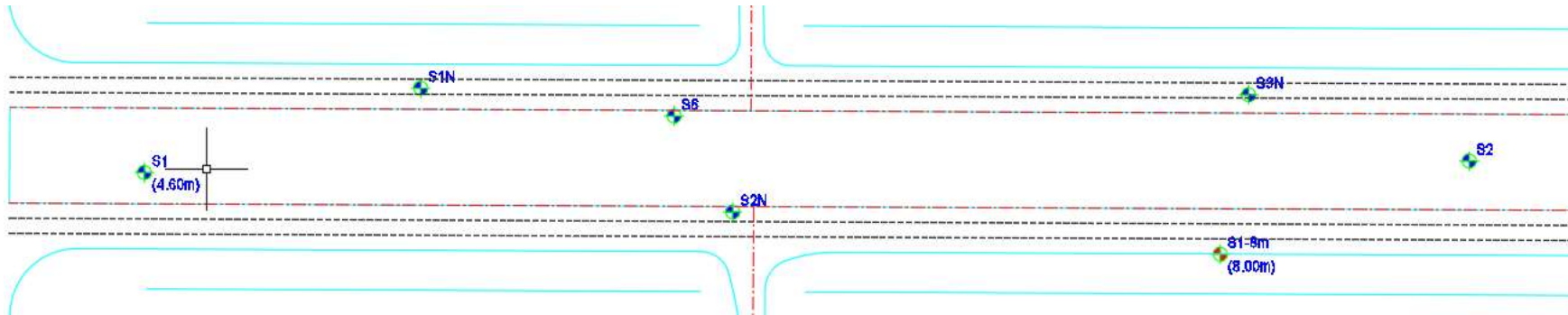


Ilustración 18. Ubicación de sondeos.

Nota: Los sondeos se encuentran ubicados en el orden de la Tabla 1. De izquierda a derecha.

Fuente: Propia.

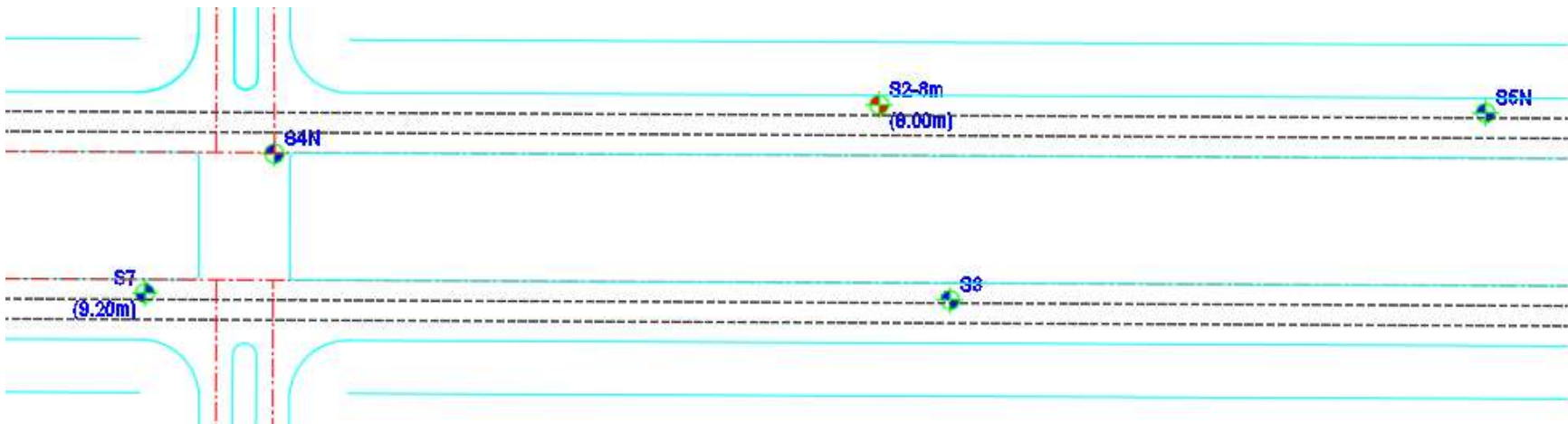


Ilustración 19. Ubicación de sondeos.

Nota: Los sondeos se encuentran ubicados en el orden de la Tabla 1. De izquierda a derecha.

Fuente: Propia.

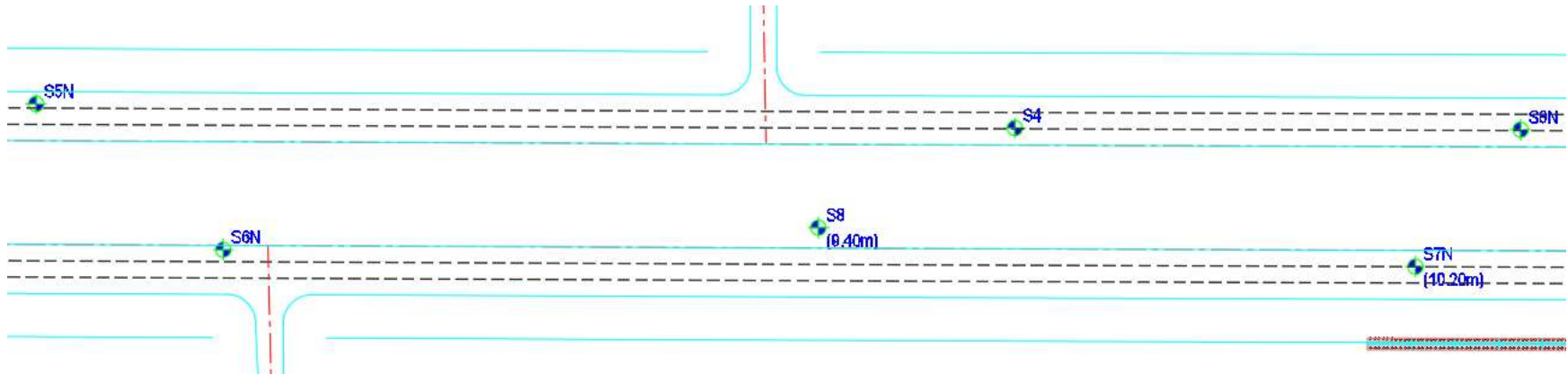


Ilustración 20. Ubicación de sondeos.

Nota: Los sondeos se encuentran ubicados en el orden de la Tabla 1. De izquierda a derecha.

Fuente: Propia.

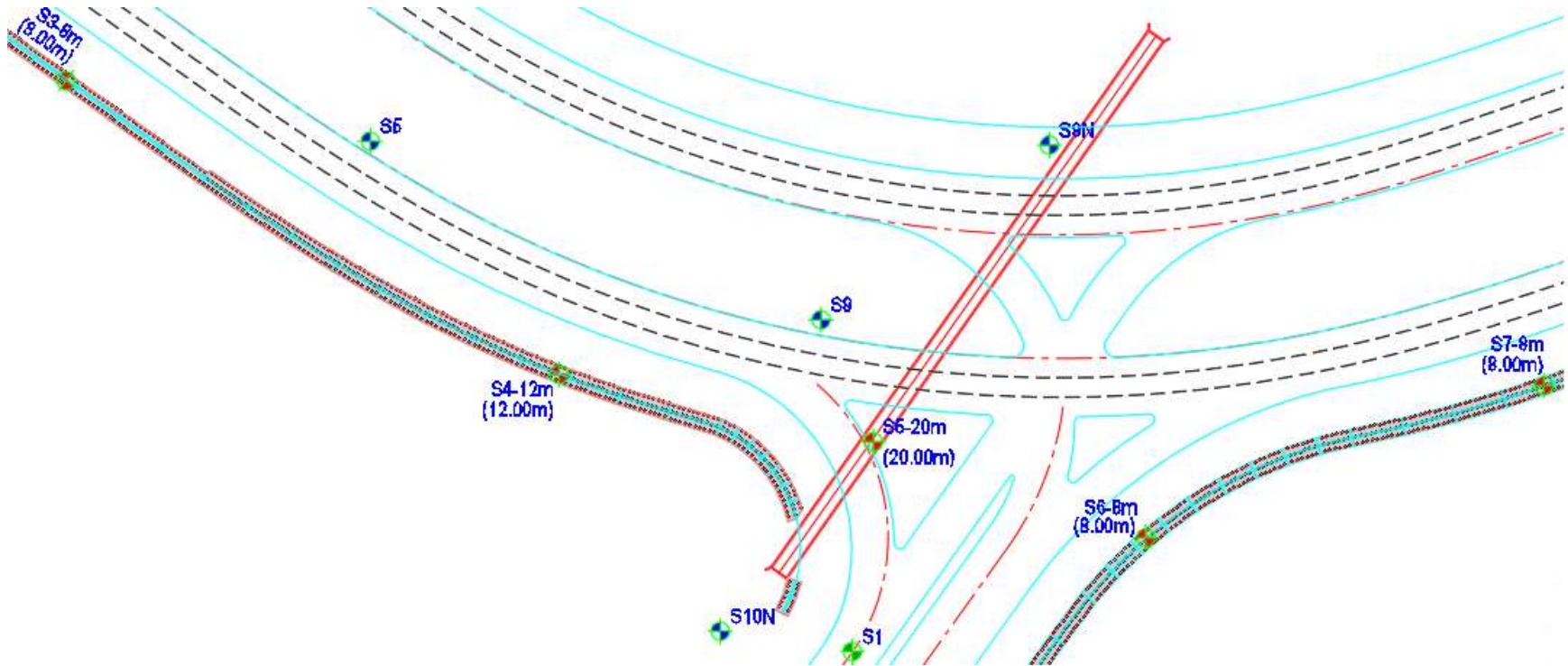


Ilustración 21. Ubicación de sondeos.

Nota: Los sondeos se encuentran ubicados en el orden de la Tabla 1. De izquierda a derecha.

Fuente: Propia.

5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Con base en los sondeos realizados en campo y su estudio realizado en laboratorio, se obtiene como resultado la caracterización de los materiales presentes en el tramo del proyecto. Se realizan dos perfiles estratigráficos, uno por cada calzada, con el fin de conocer claramente la presencia de materiales en cada sentido.

Con base en la información recopilada es importante establecer y poner en evidencia la gran similitud geotécnica entre las dos calzadas exploradas, dada la homogeneidad en el perfil de suelo y las características geotécnicas arrojadas por los ensayos de laboratorio.

Se puede evidenciar que inicialmente se encuentra lo que corresponde a la estructura del pavimento de la vía, como también rellenos antrópicos ubicados en el separador de la vía actual.

5.1. GEOLOGÍA REGIONAL

La Sabana de Bogotá está localizada en la parte central de la Cordillera Oriental y en ella afloran rocas desde el Cretácico Superior al Cuaternario, las cuales evidencian diferentes condiciones de sedimentación. Las rocas más antiguas están representadas en las formaciones Chipaque, La Frontera, Simijaca y Conejo (Turoniano-Santoniano); esta sedimentación se dio en ambientes marinos con la depositación de 1.200 m aproximados de secuencia. A partir del Campaniano las condiciones de sedimentación varían y se deposita en zonas distales la Formación Lidita Superior y la Formación Arenisca Dura en zonas proximales y continúa la sedimentación en el Campaniano Superior con la Formación Plaeners; la regresión se completa y deja como último registro marino la Formación Labor- Tierna y la parte inferior de la Formación Guaduas y empieza una sedimentación continental de tipo fluvial (Ingeominas, 2005).

En el Paleógeno y Neógeno la sedimentación de origen fluvial da origen a las formaciones Cacho, Bogotá, Regadera y parte de Tilatá. El Mioceno es una época de tectónica activa, plegamientos, fallamiento y levantamiento de la Cordillera Oriental y afecta las formaciones antes depositadas y posiblemente se forme la cuenca de la actual Sabana de Bogotá; de éste evento al parecer quedaron registros de algunos vestigios tales como la Formación Chorrera, Marichuela y luego se dio el relleno de esta cuenca con las formaciones Subachoque, río Tunjuelito y Sabana acompañados de eventos de glaciación que generaron los depósitos de la Formación Siecha y Chisacá (Ingeominas, 2005).

En la siguiente imagen se presenta el entorno geológico regional del proyecto.

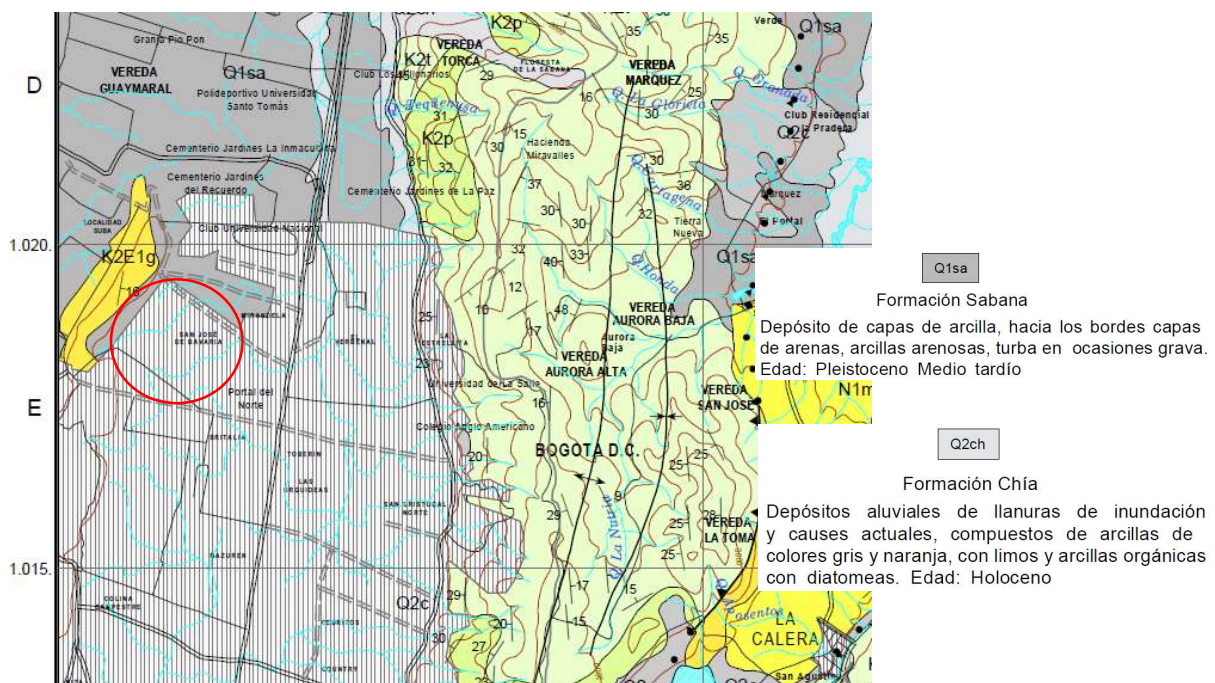


Ilustración 22. Geología regional de la zona de proyecto.

Fuente: Ingeominas.

5.2. GEOLOGÍA LOCAL

En el área de estudio se presentan depósitos no consolidados de origen aluvial pertenecientes a la formación sabana (Q1sa) y formación Chía (Q2ch) según el Ingeominas (1998), suprayaciendo rocas sedimentarias de las formaciones Guaduas (K2E1g) tal como se muestra en la Ilustración 22.

A continuación, se hace una breve descripción de las unidades litológicas consolidadas y no consolidadas que enmarcan la zona de estudio, en orden cronológico comenzando por las unidades recientes. La nomenclatura de las unidades geológicas se determinó por comparación y correlación con los mapas oficiales existentes en Ingeominas.

CUATERNARIO (Q)

Al Cuaternario pertenecen los depósitos recientes como los rellenos antrópicos y aluviales que cubren parcialmente la roca.

Formación chia (q2CH)

La unidad consiste principalmente de arcillas de inundación, localmente limos fluviales y en áreas pantanosas arcillas orgánicas lacustres (diatomitas); en la localidad tipo la litología predominante son las arcillas moteadas de color gris y naranja, e incluyen arcillas con materia orgánica suprayacidas por una capa delgada de limos y arcillas color marrón (SGC, 2015).

Formación sabana (Q1sa)

En la parte central de la Sabana de Bogotá, la Formación Sabana está constituida principalmente por arcillas, mientras que hacia el sector de Chía-Cota se encuentran (hacia el techo) intercalaciones de arcillas arenosas y arenas arcillosas relacionadas con sedimentos de los ríos Frío y Bogotá; en la parte más norte del valle de Sopó-

La Calera se encuentran intercalaciones de turba y arenas arcillosas al tope de la formación (SGC, 2015).

CRETÁCICO (K)

A este periodo corresponden las rocas de la formación Guaduas (K2E1g) conformada principalmente por arcillolita abigarrada, con capas de arenita de cuarzo de grano fino. Parte inferior: arcillolita, limolita y arenita de cuarzo con capas de carbón. Dado el espesor de los depósitos cuaternarios, no es posible identificar el nivel de roca, que en la zona de estudio puede localizarse incluso a 250m de profundidad.

MICROZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

De acuerdo con la microzonificación sísmica de Bogotá decreto 523 de 2010, el proyecto se encuentra en la Zona geotécnica denominada Lacustre A, la cual tiene la composición y características que se presentan en la Tabla 2. En la Ilustración 23 se presenta la localización del proyecto referida al mapa de zonificación geotécnica de Bogotá.

Lacustre A	Suelo lacustre muy blando	Terraza Alta - Lacustre	Planicie	Arcillas limosas muy blandas	Suelos de muy baja a media capacidad portante y muy compresibles	20 - 500 m
Lacustre B	Suelo lacustre blando			Arcillas limosas blandas		
Lacustre C	Suelo lacustre - aluvial			Arcillas arenosas firmes		

Tabla 2. Características geotécnicas de los depósitos de Bogotá.

Fuente: Decreto 523 de 2010.

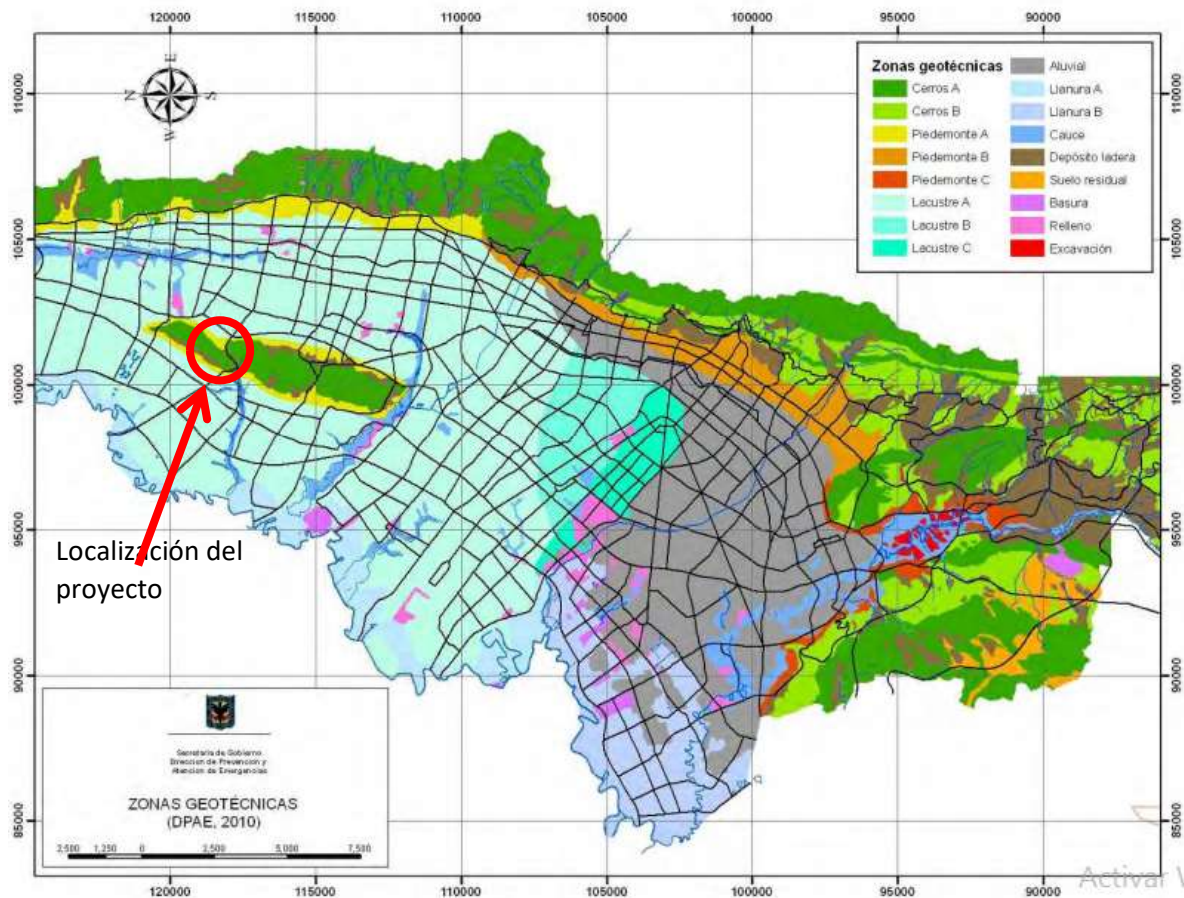


Ilustración 23. Mapa de zonificación geotécnica de Bogotá.

Fuente: Decreto 523 de 2010.

AMENAZA POR REMOCIÓN EN MASA E INUNDACIÓN

Según el geoportal del instituto distrital para la gestión del riesgo IDIGER, el proyecto no se encuentra en zona de con amenaza por procesos de remoción en masa, tal y como se observa en la Ilustración 24.

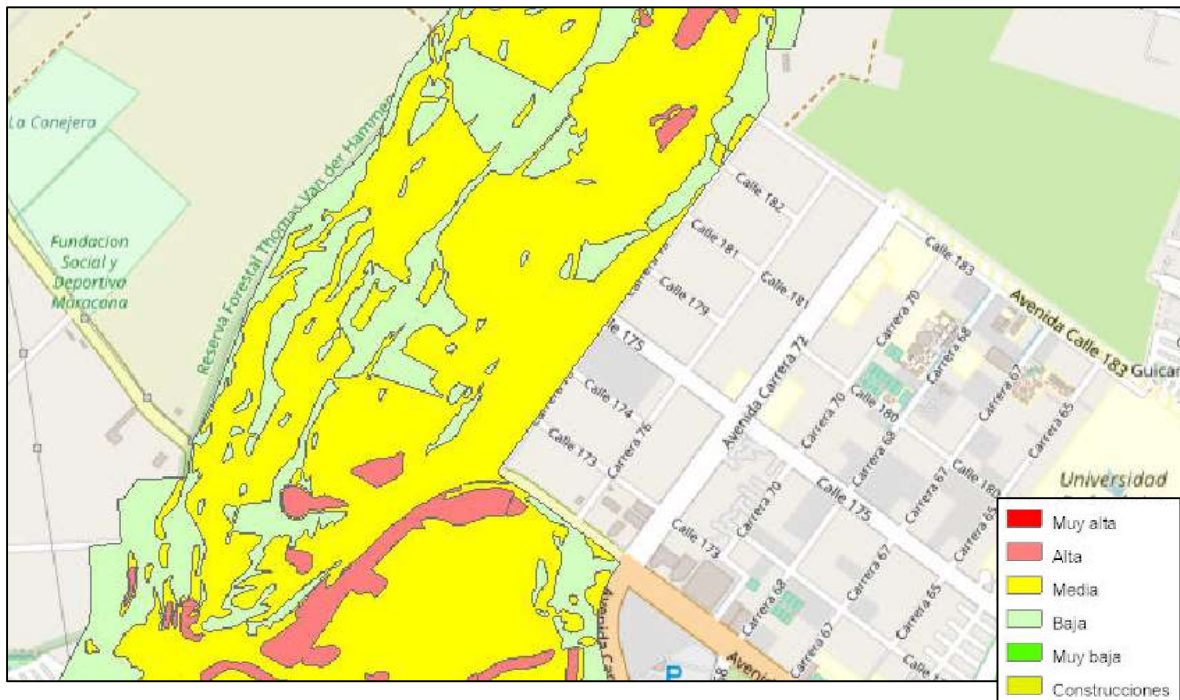


Ilustración 24. Zonificación de amenaza por remoción en masa.

Fuente: Geoportal IDIGER.

Con respecto a la amenaza por inundación, de igual manera el IDIGER reporta que el proyecto no se encuentra en una zona de amenaza por inundación, tal y como se observa en la Ilustración 25.

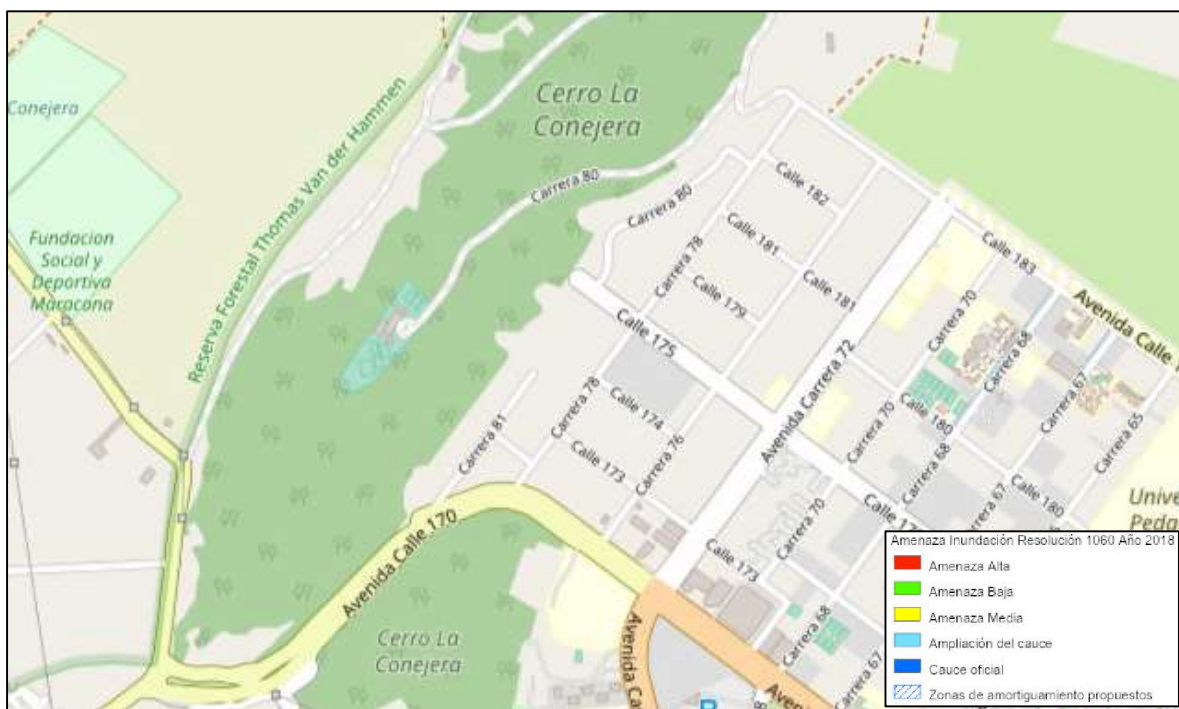


Ilustración 25. Zonificación de amenaza por inundación.

Fuente: Geoportal IDIGER.

CONDICIONES SÍSMICAS

De acuerdo con la microzonificación sísmica de Bogotá decreto 523 de 2010, el proyecto se encuentra en la Zona de Respuesta Sísmica Lacustre 200.

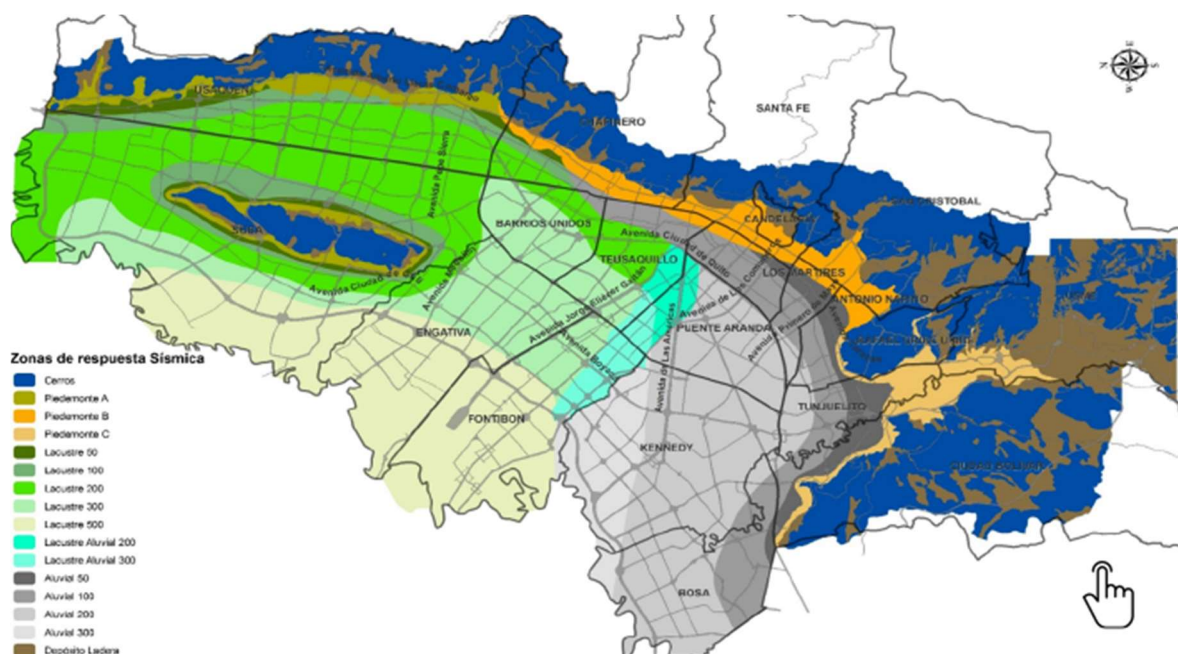


Ilustración 26. Mapa de microzonificación de Bogotá D.C.

Fuente: Decreto 523 de 2010.

Zona	Fa	Fv	Tc	T _L	A _o (475)
Lacustre 200	1.20	3.50	1.87	4.0	0.18

Tabla 3. Parámetros de diseño sísmico.

Fuente: Decreto 523 de 2010

De acuerdo con esta información, para un suelo Lacustre propio de lagos o donde hubo presencia de estos, el espesor máximo de sedimentos sobre la roca es de 200 m; los suelos están depositados sobre rocas de la formación Guaduas. Esperando una mayor afectación en la zona del espectro de periodos intermedios que en periodos cortos.

5.3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

El perfil estratigráfico del proyecto está compuesto por dos estratos de suelo, uno de 0 a 5m con presencia de escombros y limo orgánico, y un segundo estrato de 5m a 20m donde se encontró limo de alta plasticidad café y gris con algunas intercalaciones de arcilla gris. Cabe destacar que la presencia de arcillas en el sector objeto de estudio, las cuales, según indicios apuntaría a suelos expansivos, sin embargo, analizando los resultados de laboratorio consultados en entidades privadas, se encuentra que no presentan dicha característica. Las cuales serían susceptibles a sufrir cambios considerables en su volumen, directamente relacionado con alteraciones en la humedad del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{S}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) $> \bar{S}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s $> \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w > 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) $> \bar{S}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispensivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

Tabla 4. Clasificación de los perfiles de suelo.

Fuente: NSR-10 de 2010.

Según la clasificación en la anterior tabla de la NSR-10, se encuentra que el perfil es de tipo F, ya que se presenta un gran perfil de arcillas con rigidez blanda.

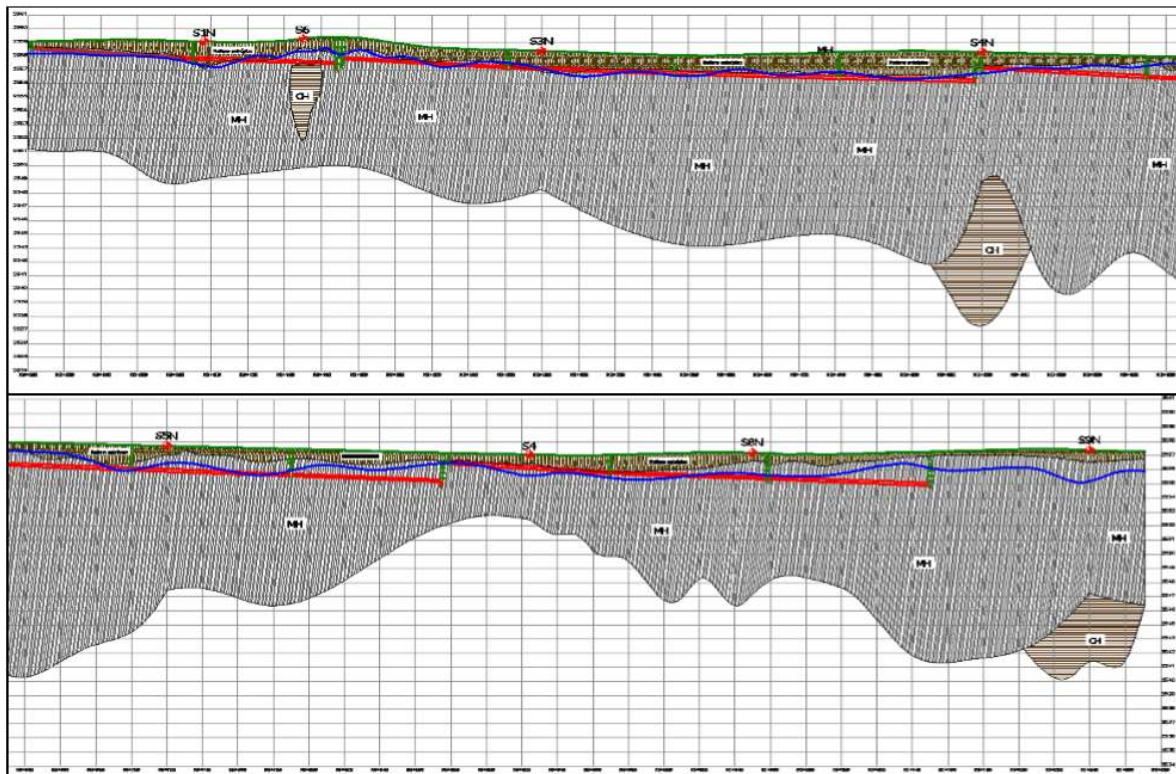


Ilustración 27. Perfil geotécnico de la calzada Occidental.
Fuente: Consorcio CAVSA 72.

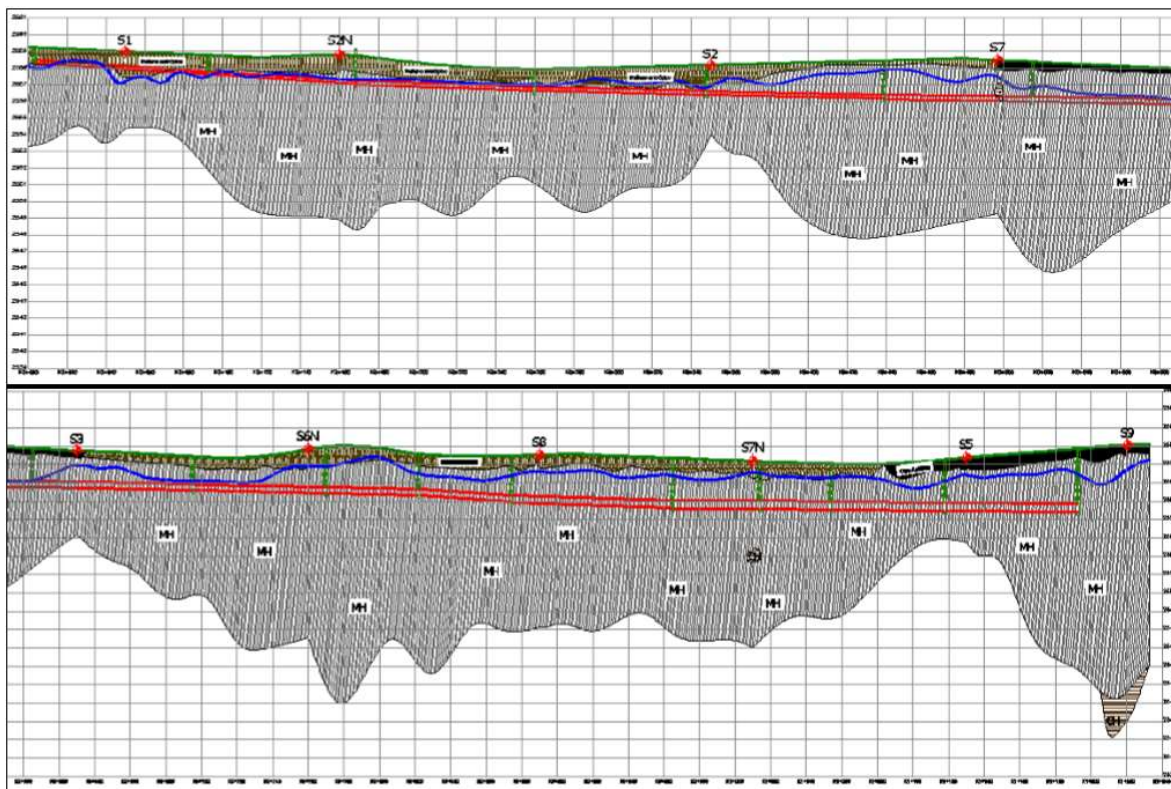


Ilustración 28. Perfil geotécnico de la calzada Oriental.

Fuente: Consorcio CAVSA 72.

5.4. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Para determinar la composición del suelo en el perfil de estudio se realizaron laboratorios de granulometría, ya sea por separación mecánica o por hidrometría. De estos ensayos se puede observar los resultados en la Ilustración 29 en donde se muestra que existe una aparición casi constante de suelos finos y alguna presencia espontánea de arena, cabe recordar, que es lo esperado en un depósito fluviolacustre como se describe en el estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá.

Debido a su composición, se realizaron ensayos para determinar los límites de Atterberg y clasificar los suelos obtenidos comparándolos con la humedad natural encontrada. Se calculó también, la densidad máxima a partir de la humedad óptima, obtenida por medio de los resultados de ensayos de laboratorio consultados. Se

observa en la Ilustración 30 el aumento de la humedad natural, el límite líquido y el índice de plasticidad hasta los 5.0 m y la estabilización de los mismos valores hasta la finalización de la exploración, a los 20 m.

Para la clasificación de estos suelos, se introdujeron los datos mencionados a la carta de plasticidad de Casagrande como se muestra en la Ilustración 31, en donde denota que en general se observan limos con algún contenido de arcilla de alta plasticidad para una clasificación general según la USCS de MH – OH y CH en algunas ocasiones.

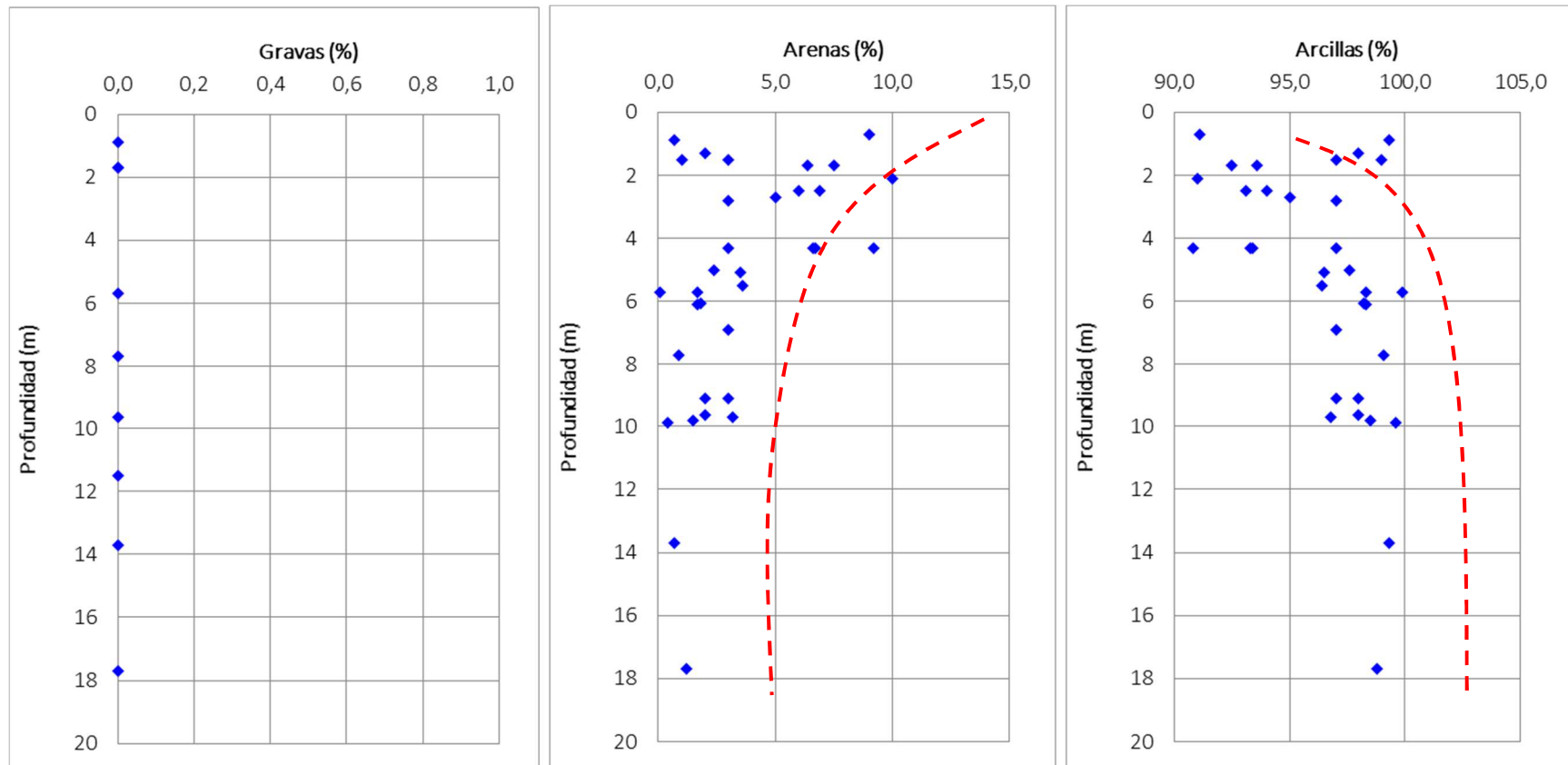


Ilustración 29. Tipo de suelo según la profundidad.

Fuente: Propia.

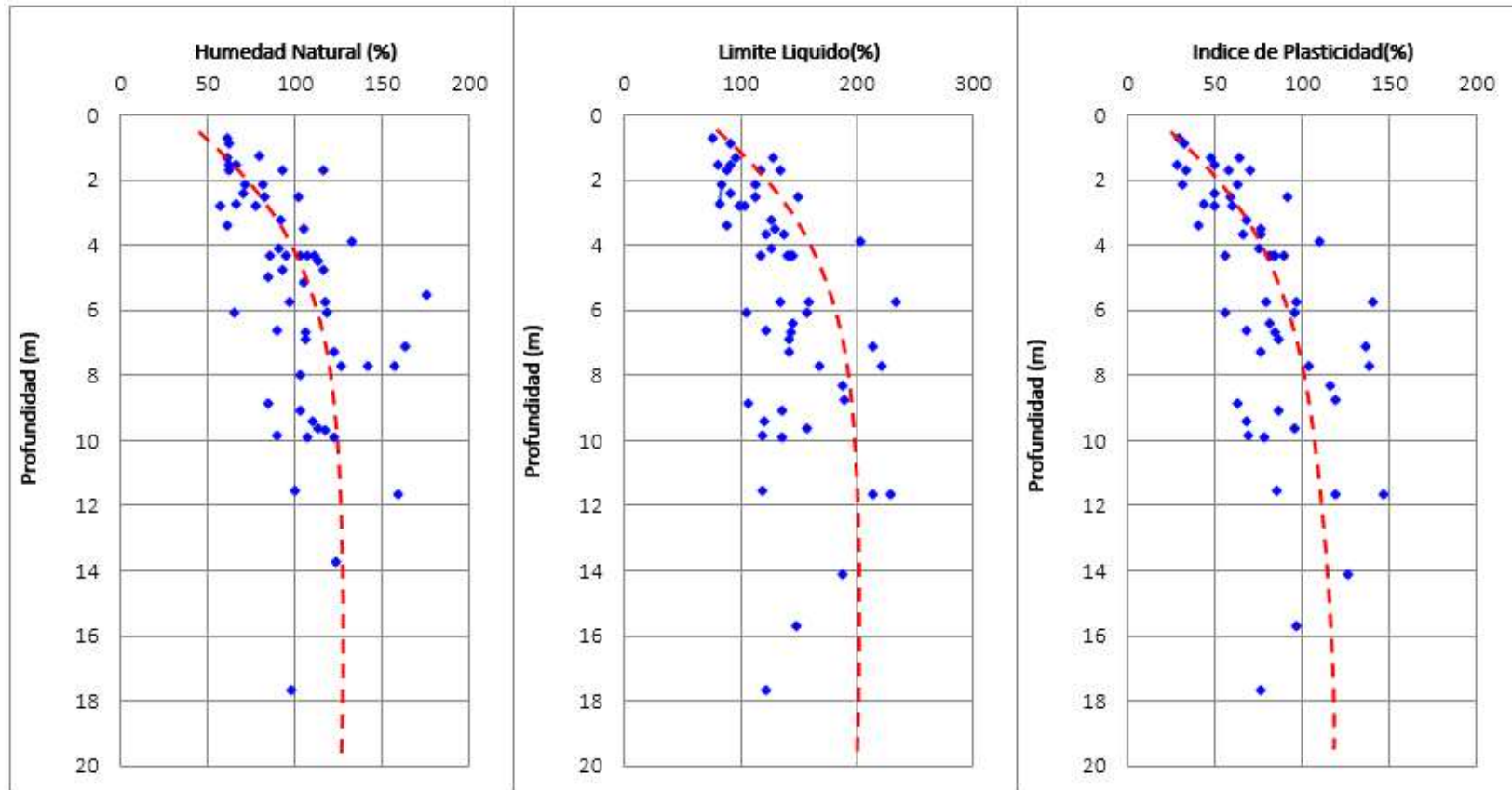


Ilustración 30. Propiedades para caracterización de suelos finos.

Fuente: Propia.

También se estudiaron las propiedades índice de los suelos, tales como gravedad específica y peso unitario, ambas se muestran en la Ilustración 32. Para la primera propiedad este valor es variable y se encuentra entre 2.6 a 2.7 y no depende de la profundidad. Por otro lado, el peso unitario se aprecia que en profundidad los valores son altos (1.7-1.5 Ton/m³) y disminuyen desde una profundidad de 5m hasta valores de hasta 1.3 Ton/m³, demostrando dos posibles estratos de suelo.

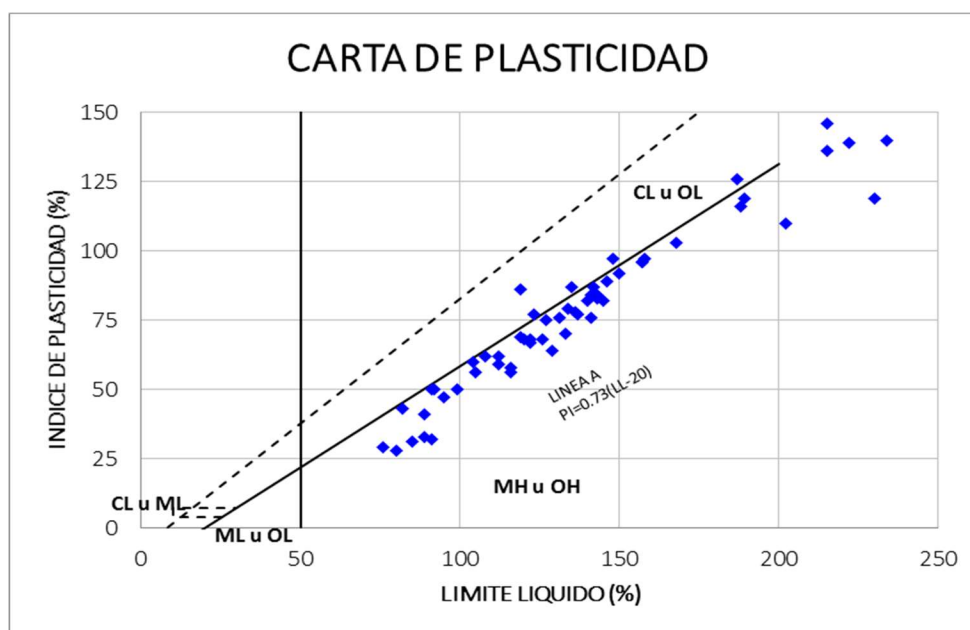


Ilustración 31. Carta de plasticidad indicando la clasificación del perfil estudiado.

Fuente: Propia.

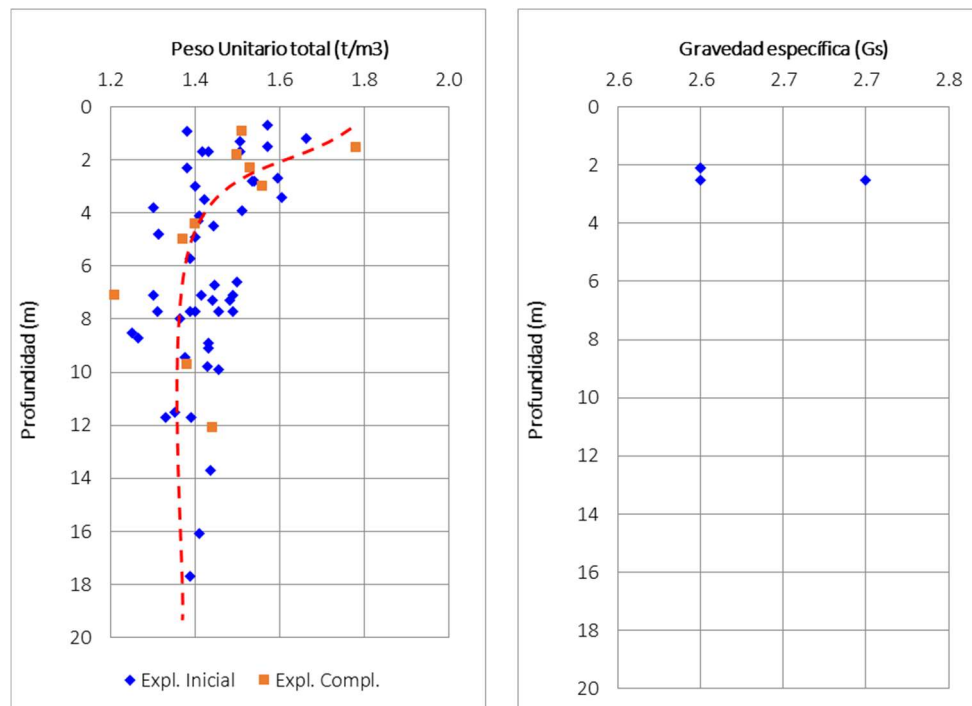


Ilustración 32. Propiedades índice del perfil estudiado.

Fuente: Propia.

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

Con el fin de realizar una caracterización geomecánica del perfil estudiado se realizaron ensayos de resistencia en estado drenado, como ensayos de corte directo y compresión triaxial, donde se obtuvieron valores para los parámetros de cohesión (c') y ángulo de fricción (ϕ') que se observan en la Ilustración 33, donde se consignan tanto los resultados de la campaña actual, como los de estudios previos. De allí se puede ver que, como se había determinado con otras propiedades, tienden a existir dos estratos de suelos diferenciables a los 5 m de profundidad, pues los valores antes de esta longitud varían con respecto a la profundidad y a partir de este punto empiezan a volverse más estables.

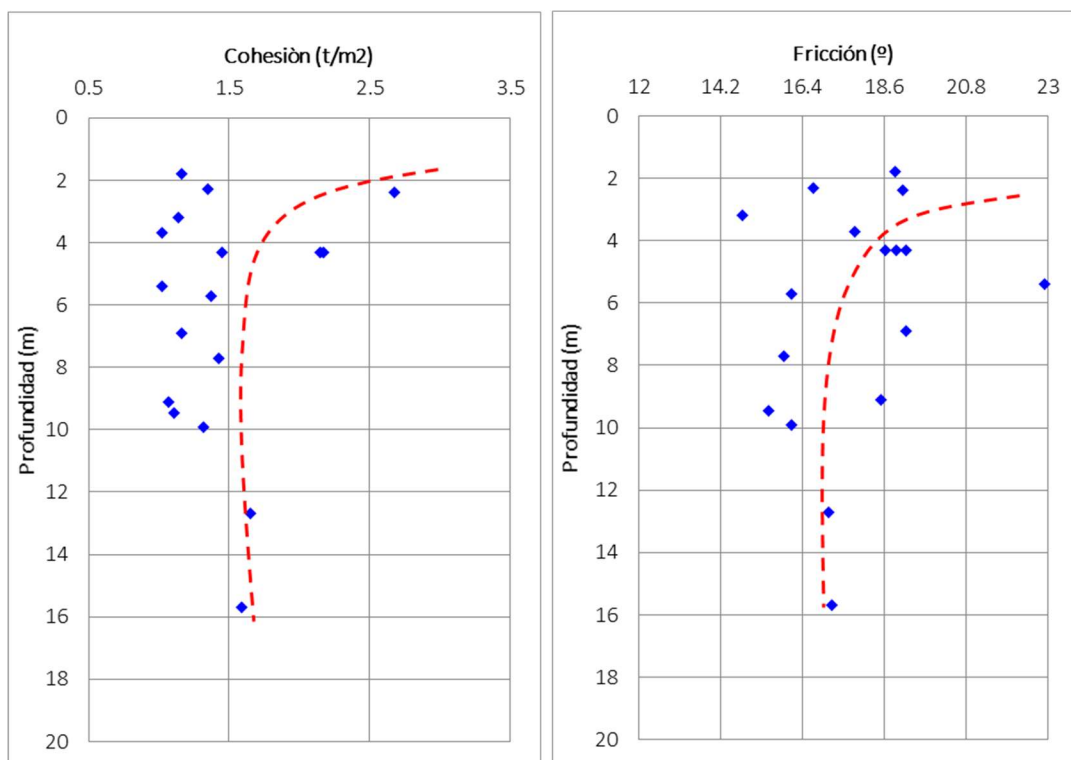


Ilustración 33. Parámetros de resistencia drenada, c' y ϕ' .

Fuente: Propia.

Debido a la naturaleza de estos suelos se consideró estudiarlos en un estado no drenado y realizar ensayos de compresión inconfiada, donde se obtuvieron parámetros como la resistencia al corte no drenada (C_u) y el módulo de Young (E) mostrados en la Ilustración 34, en la cual se consignan tanto los resultados de estudios previos como de la campaña exploratoria actual. En ambos parámetros se observa un cambio de estrato a partir de los 5m de profundidad, mostrando un primer estrato mucho más resistente sobre (sobre-consolidado), un segundo estrato de menor resistencia.

Es evidente también que la resistencia al corte no drenada obtenida tanto en la exploración de referencia, como en la complementaria de los vallados, es similar en magnitud y variación en profundidad, por lo cual se puede asumir que la resistencia en ambos casos (vallados y sobre la vía existente) es la misma.

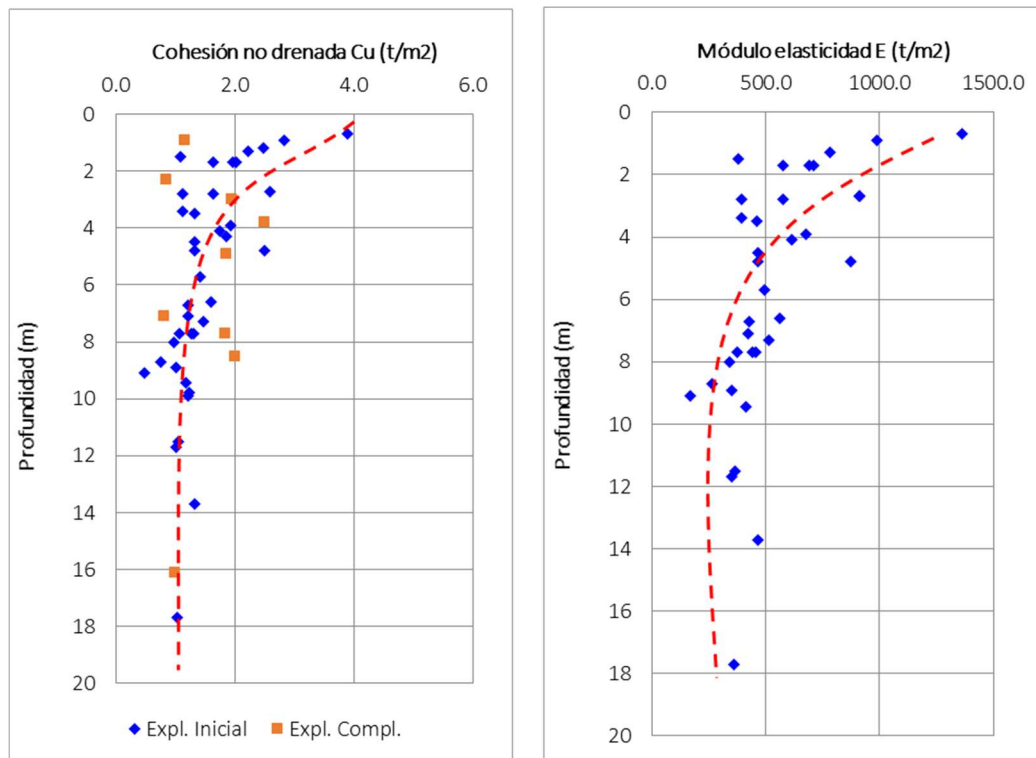


Ilustración 34. Parámetros de resistencia no drenada Cu, y Módulo de Young, E.

Fuente: Propia.

Se caracterizó la compresibilidad con ensayos de consolidación unidimensional con los cuales se determinó la relación de vacíos inicial (e_0), relación de sobreconsolidación (OCR), y esfuerzos de preconsolidación (σ_p). En la Ilustración 35 se muestran estos parámetros en los que se puede observar que la relación de vacíos aumenta con la profundidad, mientras la relación de sobreconsolidación disminuye, este es un comportamiento típico de la Sabana de Bogotá, la cual denota un primer estrato sobreconsolidado ($OCR= 3-13$) con una relación de vacíos relativamente baja (1.5-1.8) debido a las obras antrópicas; sobre un estrato normalmente consolidado ($OCR=1$) y de relación de vacíos muy altas (2-3.5). Debido a este comportamiento, el esfuerzo de preconsolidación, que en general tiende a aumentar según la profundidad, se incrementa de forma moderada.

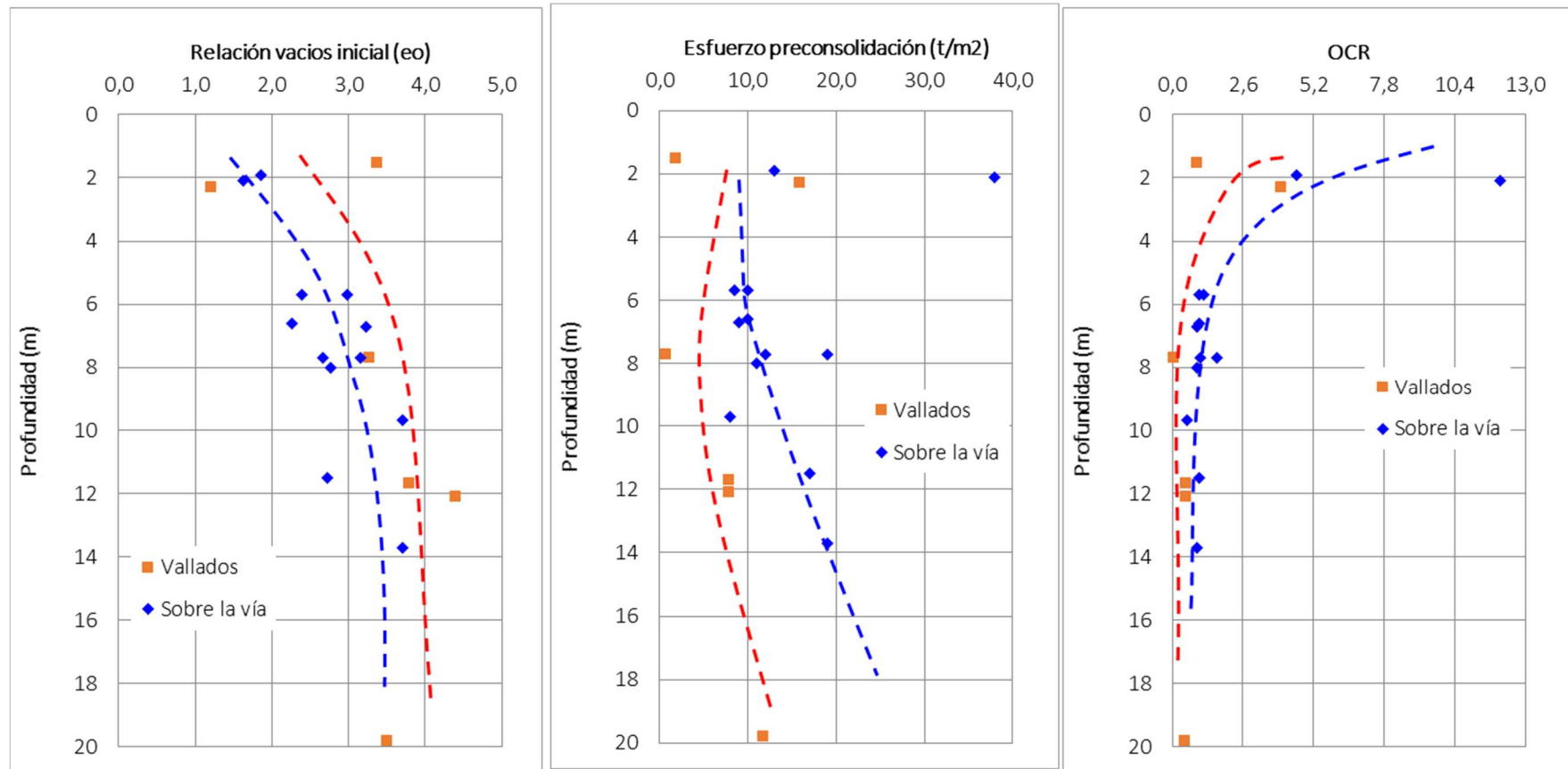


Ilustración 35. Valores para e_0 , σ_p y OCR.

Fuente: Propia.

En la Ilustración 35 se observan también los resultados tanto de los sondeos realizados sobre la vía y el separador, así como los que se ejecutaron en los vallados, correspondientes a la exploración geotécnica del año 2018. La diferencia es evidente en cuanto a los tres parámetros analizados, los cuales dan cuenta de que los suelos localizados en las zonas que no han tenido intervención antrópica, tienen una mayor compresibilidad. A su vez, se determinaron valores para el coeficiente de compresibilidad (C_c) y de recompresión (C_s) que se muestran en la Ilustración 36. Ambos valores aumentan con la profundidad, diferenciándose dos estratos cerca de una profundidad de 5.0m. De igual manera se presentan los resultados tanto para la exploración inicial como para la complementaria realizada en los vallados, encontrando que estos suelos registran una mayor pendiente para el tramo sobreconsolidado, lo cual es coherente con su historia de esfuerzos. Ya para la pendiente del tramo normalmente consolidado, la diferencia es menos evidente, explicado esto también por una génesis diferenciada.

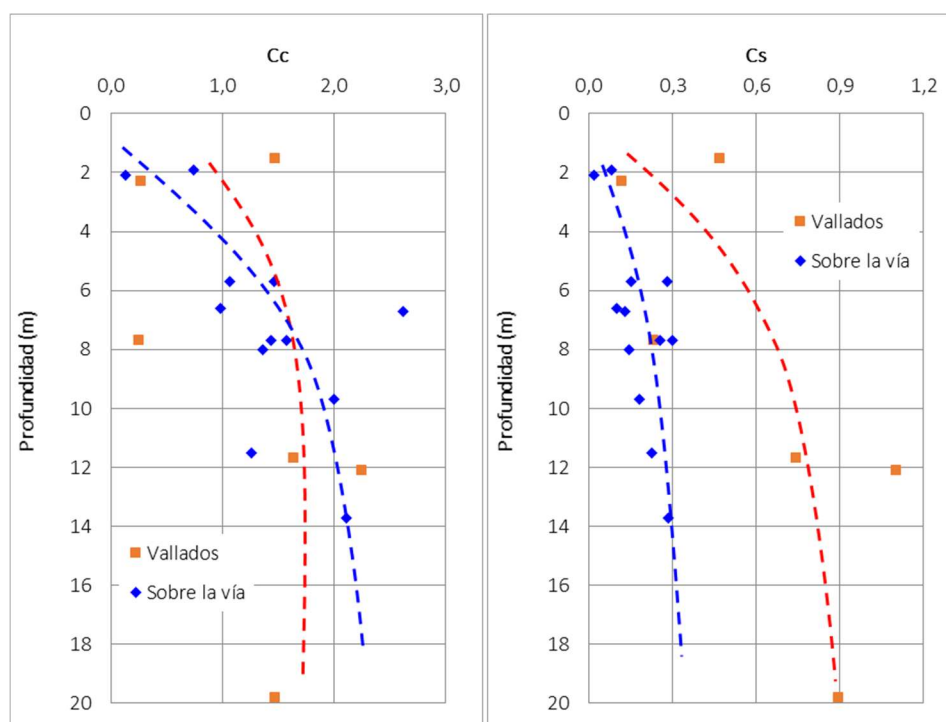


Ilustración 36. Parámetros de compresibilidad, C_c y C_s .

Fuente: Propia.

Finalmente, se presenta en la Ilustración 37 la variación del coeficiente de consolidación C_v con la profundidad, tanto para los sondeos iniciales como para los complementarios realizados en los vallados. Se observa la diferencia de este coeficiente para la zona de vallados y vía existente; pero en este caso los resultados parecieran no coincidir con la génesis e historia de esfuerzos, dado que los coeficientes de consolidación más altos se registran en los materiales más rígidos, contrario a lo que se esperaba. Esto se puede explicar debido al hecho de que los coeficientes de consolidación que se reportaron en los estudios de referencia, no indican a que valor de esfuerzo normal corresponden, y los que se reportan para los vallados, por su parte, fueron determinados para el valor de esfuerzo correspondiente al esfuerzo geostático.

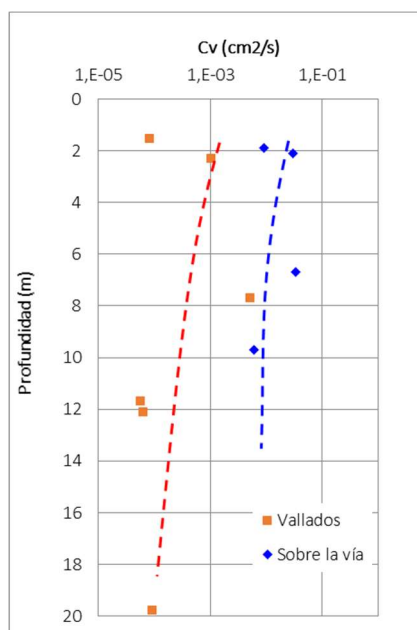


Ilustración 37. Variación del coeficiente de consolidación con la profundidad.

Fuente: Propia.

5.5. RESULTADOS DE PRUEBAS DE CAMPO

- **Ensayo de veleta de campo:**

Para realizar la caracterización in-situ de la resistencia de los suelos encontrados en la zona de estudio hasta la profundidad de exploración obtenida, se llevó a cabo la prueba de resistencia al corte no drenado, por medio del ensayo de Veleta de Campo.

En el cual se tiene en cuenta la profundidad media de exploración y el torque promedio aplicado en cada exploración. Para obtener la resistencia al corte (C_u) se divide el torque entre un factor de corrección “k”, el cual depende de las dimensiones y forma de la veleta utilizada en el ensayo, así como las unidades de medida utilizadas. Para este caso se utilizó la siguiente veleta:

- Forma: Rectangular.
- Dimensiones: $D \text{ (ft)} = 0.208$
 $H \text{ (ft)} = 0.416$
- Unidades de medida: Inglesas.

Teniendo en cuenta las anteriores características de la veleta, se utilizó la fórmula k de corrección:

$$k = \frac{2.12}{10^3} D^3$$

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla a continuación:

Veleta de campo INV 170 - 13

Sondeo	Profundidad (m)			Torque (lb-ft)	Torque (lb-ft)2	Torque (lb-ft)3	Torque (lb-ft) Promedio	Resistencia al corte no drenada (lb/ft ²)
	Inic.	Final	Media					
BM1	2,6	3,2	2,9	65,00	65,00	64,00	64,67	3387954,32
BM1	5,3	5,9	5,6	40,00	42,00	41,00	41,00	2148032,894
BM1	7,4	8	7,7	39,00	40,00	40,00	39,67	2078178,166
BM1	6,1	6,7	6,4	50,00	58,00	45,00	51,00	2671943,356
BM2	2,6	3,2	2,9	56,00	55,00	55,00	55,33	2898971,223
BM3	2,1	2,7	2,4	44,00	35,00	40,00	39,67	2078178,166
BM3	4,1	4,7	4,4	50,00	52,00	53,00	51,67	2706870,72
BM3	6,1	6,7	6,4	40,00	46,00	40,00	42,00	2200423,94
BM3	7,6	8,2	7,9	46,00	50,00	57,00	51,00	2671943,356
BM4	2,1	2,7	2,4	35,00	36,00	43,00	38,00	1990859,755
BM4	4	4,6	4,3	30,00	40,00	35,00	35,00	1833686,617
BM4	6	6,6	6,3	38,00	63,00	76,00	59,00	3091071,725
BM4	2,3	2,7	2,5	35,00	36,00	43,00	38,00	1990859,755
BM4	4	4,6	4,3	30,00	40,00	35,00	35,00	1833686,617
BM4	6	6,6	6,3	38,00	63,00	76,00	59,00	3091071,725
BM4	8	8,6	8,3	50,00	42,00	40,00	44,00	2305206,032
BM4	10	10,5	10,25	61,00	70,00	66,00	65,67	3440345,367
BM5	2,6	3,1	2,85	32,00	37,00	34,00	34,33	1798759,253
BM5	4,5	5,1	4,8	42,00	35,00	39,00	38,67	2025787,119
BM5	6,5	7,1	6,8	15,00	24,00	20,00	19,67	1030357,242
BM5	8,8	9,4	9,1	29,00	31,00	38,00	32,67	1711440,842
BM5	10,4	11	10,7	40,00	80,00	60,00	60,00	3143462,772
BM5	12,4	13	12,7	31,00	35,00	28,00	31,33	1641586,114
BM5	14,4	15	14,7	24,00	31,00	26,00	27,00	1414558,247
BM5	16,4	17	16,7	25,00	30,00	36,00	30,33	1589195,068
BM5	18,4	19	18,7	40,00	51,00	48,00	46,33	2427451,807
BM6	3,1	3,7	3,4	41,00	28,00	40,00	36,33	1903541,345
BM6	5	5,8	5,4	45,00	55,00	43,00	47,67	2497306,535
BM6	7,4	8	7,7	27,00	40,00	40,00	35,67	1868613,981
BM7	3,3	3,9	3,6	36,00	52,00	35,00	41,00	2148032,894
BM7	5,4	6	5,7	35,00	38,00	31,00	34,67	1816222,935
BM7	7,4	8	7,7	41,00	40,00	45,00	42,00	2200423,94

Tabla 5. Resultados de las pruebas de Veleta de Campo.

Fuente: Propia.

Adicionalmente se realizaron ensayos de veleta de campo con la cual se puede determinar una resistencia no drenada. Para este estudio se corrigió mediante las ecuaciones de Bjerrum (1972). En la siguiente figura se presentan los resultados del ensayo de veleta.

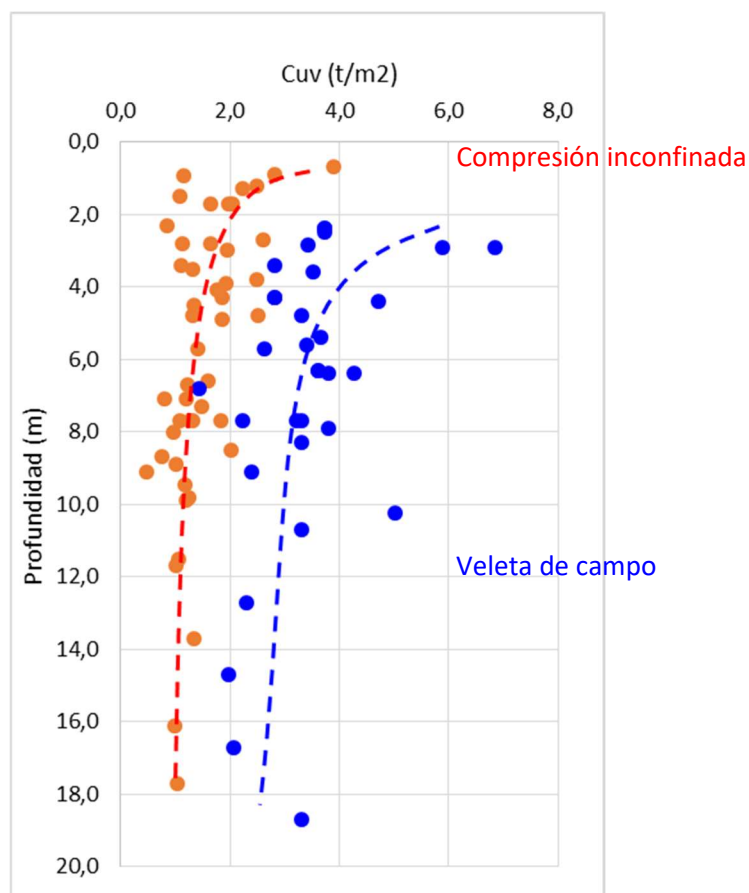


Ilustración 38. Resultados de veleta de campo corregida según la profundidad en comparación a resultados de otros ensayos no drenados.

Fuente: Propia.

5.6. RESULTADOS DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS SELECCIONADOS

Finalmente el perfil estratigráfico queda conformado por dos estratos principales. El primero de 0 a 5 m de profundidad encontrando Limo de alta plasticidad café y gris con humedad media a alta, consistencia media y plasticidad alta; y el segundo de 5

a 25 m de profundidad donde se encontró Arcilla de alta plasticidad café y gris, consistencia media y plasticidad alta. A continuación se muestra la tabla con los parámetros geomecánicos seleccionados:

Estrato	Propiedades	Laboratorio		Veleta (t/m ²)		Bibliografía		Diseño
0,0 - 5,0 m	C' (t/m ²)	1,00	2,70			1,20	1,30	1,55
	ϕ'	14,50	23,00			17,84	18,00	18,34
	Cu (t/m ²)	0,90	3,90	0,14	0,32	1,50	1,79	1,43
	γ (t/m ³)	1,30	1,80			1,40	1,51	1,50
	E (t/m ²)	350,00	1350,00			530,00	625,00	713,75
5,0 - 25,0 m	C' (t/m ²)	1,00	1,70			1,20	1,59	1,37
	ϕ'	15,00	19,50			16,00	18,00	17,13
	Cu (t/m ²)	0,40	2,00	0,07	0,39	1,00	1,50	0,89
	γ (t/m ³)	1,20	1,50			1,38	1,50	1,40
	E (t/m ²)	150,00	550,00			361,00	530,00	397,75

Tabla 6. Parámetros geomecánicos seleccionados.

Fuente: Propia.

6. DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS ESTUDIADAS

6.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Para el presente proyecto se eligieron dos posibles alternativas para llevar a cabo la prolongación de la Av. Boyacá. Una es mediante la utilización de relleno convencional y la segunda es con relleno aligerado. Se analizarán las características del suelo, su estabilidad y se seleccionará la alternativa óptima que cumpla por capacidad portante tanto en condición drenada como no drenada y que arroje el menor grado de asentamientos al final del análisis de la hoja de cálculo correspondiente.

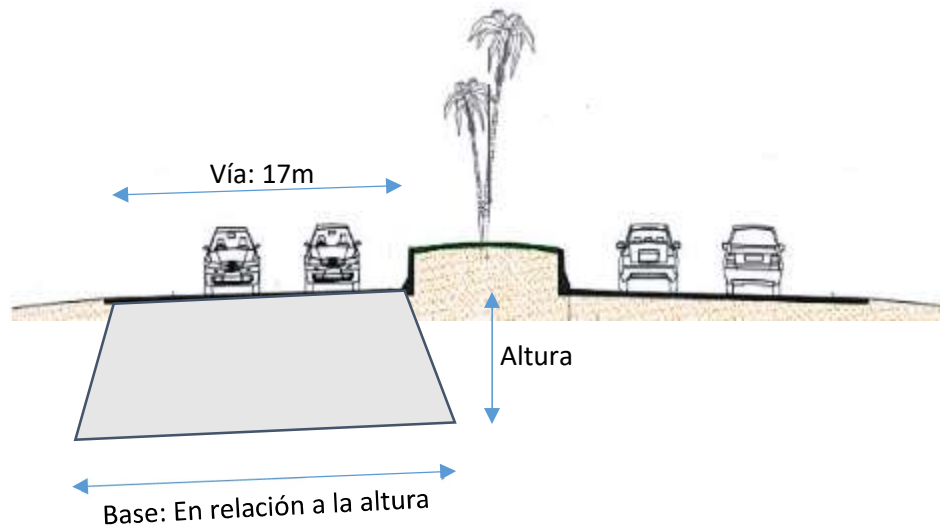
La geometría de la vía proyectada consta de una calzada en cada sentido, con 5 carriles (de 3,4 m c/u) cada una (tres para tráfico mixto y dos para TransMilenio), andén a cada costado de 9 m y un separador en la mitad de 8 m. En la Imagen 16 se muestra la sección típica de diseño para el proyecto donde se puede observar que el ancho de la vía, es decir la base superior del terraplén tendrá una longitud de 17 m. A partir de esto y sabiendo que la medida máxima para el base inferior será de 30 m. Se analizarán los asentamientos para las alturas de 0,5 m; 1,1 m; 1,65 m; 2,2 m; 2,8 m; 3,25 m. Teniendo en cuenta la pendiente del terraplén, la que tendrá una relación de 1V:2H, para no sobre pasar la máxima base de 30m



Ilustración 39. Sección típica de diseño.

Fuente: Contrato IDU 1009-2014.

Donde la sección del terraplén a analizar sería:



En la siguiente tabla se muestra las medidas de las bases en relación a las alturas de estudio definidas:

ALTURA (m)	BASE (m)
0,5	19
1,1	21,4
1,65	23,6
2,2	25,8
2,8	28,2
3,25	30

Tabla 7. Valores de altura y base para el análisis.
Fuente: Propia.

6.2. ALTERNATIVA 1: RELLENO CONVENCIONAL

La primera alternativa de construcción es mediante el uso de relleno convencional con un peso unitario de 20 KN/m^3 , el cual se compone de gravas naturales

angulosas generalmente obtenidas de excavaciones cercanas o materiales sobrantes después de la trituración de piedra o gravas duras y estables, mezcladas con arena o algún material ligante, para así obtener una capa firme y compactada al 10%.

La relación del porcentaje en peso del material que pasa por el Tamiz #200 al que pasa el Tamiz #40 no puede ser mayor al 50%. El material que pasa éste último Tamiz debe tener un IP menor a 6 y un LL menor a 25%. Debe tener un CBR como mínimo de 60% (INVIAS, 2012).

Para su incorporación se debe utilizar herramientas, implementos y equipo que haya sido aprobado por la Interventoría. La mezcla de los materiales y la elaboración de la calzada deberán realizarse con maquinaria que tenga llantas las cuales no afecten la sub-base. Los rodillos neumáticos múltiples utilizados para la compactación deberán ser de dos ejes, con sus ruedas colocadas de manera que cubran el ancho total equivalente al rodillo.

Se procede extendiendo el material a lo largo de la vía y se riega agua sobre la superficie hasta que tenga la humedad óptima. Luego de esto se procede a extender el material por capas de 15 cm hasta que se obtenga el espesor especificado en el proyecto. Posteriormente se realiza su compactación y con el fin de compensar la pérdida de humedad se realizarán riegos oportunos.

6.3. ALTERNATIVA 2: RELLENO ALIGERADO (EPS)

Para esta alternativa se plantea el uso de bloques rectangulares de Poliestireno Expandido o EPS, el cual es utilizado como relleno de construcción para terraplenes sobre suelo débil y de tal manera reducir el índice de asentamiento y por bastante tiempo. En este caso en específico se realizará el análisis con el EPS22, el cual cuenta con la densidad mínima aconsejada para elaborar rellenos viales, 21,6 kg/m³. A continuación se muestran las propiedades geomecánicas del EPS:

Material	EPS (top)	EPS (middle)	EPS (base)
Model	Hardening	Hardening	Hardening
γ (kN/m ³)	0.2	0.2	0.2
Cohesion, c (kPa)	12	12	12
Friction angle, ϕ (deg.)	33	33	33
Initial stiffness E_{ref} (kPa)	2357.89	2357.89	2357.89
Secant stiffness E_{50}^{ref} (kPa)	2357.89	2357.89	2357.89
Poisson's ratio, ν	0.1	0.1	0.1
R_{inter}	0.35	0.56	0.70

Tabla 8. Parámetros geomecánicos del EPS.

Fuente: Azzam and AbdelSalam.

Los bloques de EPS son de 1,2 m aproximadamente de ancho, espesor entre 0,5 a 0,6 m y largo de 3,6 a 5,0 m.

El Poliestireno Expandido proviene de la polimerización del Estireno el cual tiene un agente expansor que es el Pentano; se mezclan éstos dos con agua para dar lugar a macromoléculas de Poliestireno. Éste se encuentra en forma de partículas redondas de entre 0,25 mm y 2 mm de diámetro. Con estos, y en algunos casos con algo de material reciclado, máximo hasta el 5% porque afecta sus propiedades mecánicas, se forman los bloques. Es preferible utilizar la totalidad de material virgen.

Entre sus propiedades químicas se resalta que es estable ante el contacto con ácidos corrosivos como el sulfúrico al 95%, algunos tipos de alcoholes como el etílico o metílico y el agua de mar. Sin embargo, es inestable químicamente ante ácidos concentrados al 100%, combustibles, carburantes, aceites de silicona, disolventes orgánicos como acetonas o esteres.

Y biológicamente, el Poliestireno Expandido no se descompone, ni le sale moho, resiste bacterias y organismos descomponedores. Algo muy importante para

resaltar, es que no afecta el medio ambiente. En caso de ser incinerado no produce ningún tipo de gases nocivos para el ser humano, ni para el ambiente y no contamina el agua.



Ilustración 40. Colocación de bloques de EPS en la construcción de terraplenes.

Fuente: lcoformas.com.

7. ANÁLISIS GEOTÉNICO

7.1. CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

Para el cálculo de la capacidad portante del suelo se evaluó su estabilidad por punzonamiento para una falla controlada en sistema bicapa, según el modelo de Brown & Meyerhof, 1969 (Winterkorn&Fang). Y se tuvo en cuenta los siguientes datos correspondientes al cimiento, algunos de ellos fueron tomados de la Tabla 5.

DATOS DEL CIMIENTO	
Tipo de cimiento	RECTANGULAR
Profundidad cimiento, D_F [m]	0,5
Espesor capa 1, h_1 [m]	5,00
γ_t capa 1 [ton/m ³]	1,50
Espesor capa 2, h_2 [m]	20,00
γ_t capa 2 [ton/m ³]	1,40
Distancia al estrato 2, H [m]	4,50
Profundidad del N.F. (m)	0,00
Factor de reducción	0,45
Posición relativa del N.F.	sobre el cimiento
Posición relativa del cimiento	capa 1
Sobrecarga por terreno, q [t/m ²]	0,25

Tabla 9. Datos del cimiento.

Fuente: Propia.

Los parámetros elásticos son los que se muestran a continuación, algunos valores base fueron tomados de la Tabla 5.

$E_{máx_1}$ (T/m ²)	713,75
V_1	0,3

$G_{\max 1} \text{ (T/m}^2\text{)}$	275
$E_{\max 2} \text{ (T/m}^2\text{)}$	397,75
V_2	0,3
$G_{\max 2} \text{ (T/m}^2\text{)}$	153

Tabla 10. Parámetros elásticos.

Fuente: Propia.

- Análisis de capacidad portante en condición drenada**

Los datos del suelo utilizados para este caso se tomaron de la Tabla 5 y son los siguientes:

$c'_1 \text{ [ton/m}^2\text{]}$	1,55
$c'_2 \text{ [ton/m}^2\text{]}$	1,37
ϕ_1	18,34
ϕ_2	17,13

Tabla 11. Parámetros drenados.

Fuente: Propia.

Se calcularon los correspondientes factores N_c , N_q y N_γ de corrección para la capacidad de carga, los cuales están dados en función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ , y se obtuvieron mediante las siguientes ecuaciones:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Prandtl (1921)}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad \text{Reissner (1924)}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Vesic (1973)}$$

Nc (Prandtl, 1921)	13,10
Nq (Reissner, 1924)	5,26
Ng (Vesic, 1975)	4,07

Tabla 12. Factores de capacidad drenados.

Fuente: Propia.

Después de realizar el respectivo análisis por una condición drenada teniendo en cuenta la estabilidad del estrato de cimentación para una falla controlada solamente en el estrato de cimentación, la reducción de la capacidad portante por compresibilidad con sus respectivas correcciones de forma y profundidad, aplicados a la cohesión, al peso y a la sobrecarga. Evaluando su estabilidad por punzonamiento para una falla controlada en sistema bicapa, según el modelo de Brown & Meyerhof, 1969 (Winterkorn&Fang). Y la estabilidad por punzonamiento para un suelo duro sobre blando según el modelo de Meyerhof & Hanna, 1978 (DAS). La capacidad portante definitiva según la geometría de la cimentación es la siguiente:

GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN (m) - CIMIENTO RECTANGULAR						
B (m)	19,00	21,40	23,60	25,80	28,20	30,00
CAPACIDAD PORTANTE DEFINITIVA						
σ_{bu} (KPa)	6,20	6,11	6,04	5,99	5,94	5,91
σ_{bs} (KPa)	2,79	2,75	2,72	2,70	2,67	2,66

Tabla 13. Capacidad portante definitiva para condición drenada.

Fuente: Propia.

En la anterior tabla, σ_{bu} corresponde al cálculo de la capacidad portante del suelo y σ_{bs} es el valor obtenido, multiplicado por el factor de reducción equivalente a 0,45 arrojando así la capacidad portante definitiva.

Siendo:

$$\sigma_{bu} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Donde:

c: Cohesión del suelo.

q: Esfuerzo efectivo en el nivel de la cimentación $q = \gamma D_f$.

N_c , N_q , N_γ : Factores de capacidad de carga adimensionales.

B: Ancho del cimiento.

- **Análisis de capacidad portante en condición no drenada:**

En este caso, los datos del suelo utilizados también se tomaron de la Tabla 5 y son los siguientes:

c_{u1} [ton/m ²]	1,43
c_{u2} [ton/m ²]	0,89

Tabla 14. Parámetros no drenados.

Fuente: Propia.

Se calcularon los correspondientes factores N_c , N_q y N_γ de corrección para la capacidad de carga, los cuales están dados en función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ , y se obtuvieron mediante las siguientes ecuaciones:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Prandtl (1921)}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad \text{Reissner (1924)}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Vesic (1973)}$$

Nc (Prandtl, 1921)	5,14
Nq (Reissner, 1924)	1,00
Ng (Vesic, 1975)	0,00

Tabla 15. Factores de capacidad no drenados.

Fuente: Propia.

Luego de analizar por medio de condición no drenada teniendo en cuenta la estabilidad del estrato de cimentación para una falla controlada solamente en el estrato de cimentación, la reducción de la capacidad portante por compresibilidad con sus respectivas correcciones de forma y profundidad, aplicados a la cohesión, al peso y a la sobrecarga. Evaluando su estabilidad por punzonamiento para una falla controlada en sistema bicapa, según el modelo de Brown & Meyerhof, 1969 (Winterkorn&Fang). Y la estabilidad por punzonamiento para un suelo duro sobre blando según el modelo de Meyerhof & Hanna, 1978 (DAS). La capacidad portante definitiva según la geometría de la cimentación es la siguiente:

GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN (m) - CIMIENTO RECTANGULAR						
B (m)	19,00	21,40	23,60	25,80	28,20	30,00
CAPACIDAD PORTANTE DEFINITIVA						
σ_{bu} (KPa)	5,66	5,58	5,52	5,46	5,42	5,39
σ_{bs} (KPa)	2,55	2,51	2,48	2,46	2,44	2,42

Tabla 16. Capacidad portante definitiva para condición no drenada.

Fuente: Propia.

En la anterior tabla, σ_{bu} corresponde al cálculo de la capacidad portante del suelo y σ_{bs} es el valor obtenido, multiplicado por el factor de reducción equivalente a 0,45 el cual corresponde al factor de reducción de resistencia sugerido por el código

colombiano de diseños sísmico de puentes del año 2014 (CCP14) arrojando así la capacidad portante definitiva.

Siendo:

$$\sigma_{bu} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Donde:

c: Cohesión del suelo.

q: Esfuerzo efectivo en el nivel de la cimentación $q = \gamma D_f$.

N_c , N_q , N_γ : Factores de capacidad de carga adimensionales.

B: Ancho del cimiento.

En los dos siguientes subcapítulos se mostrarán los resultados para condiciones drenadas y no drenadas, y los valores para los asentamientos a presentarse en cada una de las alternativas seleccionadas. Tener en cuenta que la sobrecarga de tráfico se tomó de 15 KPa y un asentamiento admisible de 1 cm. Los pesos unitarios correspondientes son 20 KN/m³ para el relleno convencional y 2 KN/m³ para el EPS.

7.2. ANÁLISIS DE CUMPLIMIENTO DE REQUERIMIENTOS GEOTÉCNICOS

7.2.1. ALTERNATIVA 1: RELLENO CONVENCIONAL

La siguiente tabla muestra las diferentes alturas y bases planteadas para el terraplén. El esfuerzo se calculó multiplicando el peso específico del material, para este caso de 20 KN/m³, por la altura sugerida, más la sobrecarga de tráfico la cual

se asumió de 15 KPa y finalmente se adicionó la sobrecarga de lámina de agua que en este caso fue de 0 KPa.

Para la capacidad portante drenada y no drenada se determinó si cumplía o no, si el valor obtenido en el esfuerzo era inferior al mínimo valor obtenido en las Tablas 13 y 16 respectivamente.

El asentamiento elástico mayor admisible se tomó de 1 cm. Y se calculó por medio de la siguiente fórmula:

$$S = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E} I_p$$

Donde:

S = Asentamiento.

q = Esfuerzo.

B = Ancho de cimentación.

μ = Relación de Poisson.

I_p = Factor de influencia para desplazamiento vertical.

ALTURA (m)	BASE (m)	ESFUERZO (KPa)	CAP. PORTANTE DRENADO	CAP. PORTANTE NO DRENADO	ASENTAMIENTO ELÁSTICO
0,50	19,0	25,0	SI	SI	0,63 cm
1,10	21,4	37,0	NO	NO	0,93 cm
1,65	23,6	48,0	NO	NO	1,20 cm
2,20	25,8	59,0	NO	NO	1,47 cm
2,80	28,2	71,0	NO	NO	1,77 cm
3,25	30,0	80,0	NO	NO	1,99 cm

Tabla 17. Cumplimiento de capacidad portante drenada, no drenada y asentamiento elástico con Relleno Convencional.

Fuente: Propia.

7.2.2. ALTERNATIVA 2: RELLENO ALIGERADO (EPS)

La Tabla 17, muestra las diversas alturas y bases planteadas para el terraplén. El esfuerzo se calculó multiplicando el peso específico del material, para este caso de 2 KN/m³, por la altura sugerida, más la sobrecarga de tráfico la cual se asumió de 15 KPa y finalmente se adicionó la sobrecarga de lámina de agua que en este caso fue de 0 KPa.

Para la capacidad portante drenada y no drenada se determinó si cumplía o no, si el valor obtenido en el esfuerzo era inferior al mínimo valor obtenido en las Tablas 13 y 16 respectivamente.

El asentamiento elástico mayor admisible se tomó de 1 cm. Y se calculó por medio de la siguiente fórmula:

$$S = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E} I_p$$

Donde:

S = Asentamiento.

q = Esfuerzo.

B = Ancho de cimentación.

μ = Relación de Poisson.

I_p = Factor de influencia para desplazamiento vertical.

ALTURA (m)	BASE (m)	ESFUERZO (KPa)	CAP. PORTANTE DRENADO	CAP. PORTANTE NO DRENADO	ASENTAMIENTO ELÁSTICO
0,50	19,0	16,0	SI	SI	0,40 cm
1,10	21,4	17,2	SI	SI	0,43 cm
1,65	23,6	18,3	SI	SI	0,46 cm
2,20	25,8	19,4	SI	SI	0,48 cm
2,80	28,2	20,6	SI	SI	0,51 cm
3,25	30,0	21,5	SI	SI	0,54 cm

Tabla 18. Cumplimiento de capacidad portante drenada, no drenada y asentamiento elástico con Relleno Aligerado (EPS).

Fuente: Propia.

Aun cuando se realizaron los cálculos de capacidad portante tanto en condiciones drenadas como no drenadas, el análisis se realizó basado en el estado mas crítico, es decir drenado. Se puede observar claramente que la alternativa que involucra la disposición de rellenos convencionales en material granular no garantiza la estabilidad por concepto de capacidad de carga y asentamientos inmediatos; mientras que la alternativa que involucra rellenos aligerados con poliestireno expandido EPS si garantiza que se puedan construir terraplenes con las alturas propuestas en el proyecto.

7.3. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

Con el fin de complementar el análisis realizado a lo largo del presente proyecto y validar los asentamientos que se podrían presentar en el lugar de estudio por medio de las dos alternativas planteadas se utilizó el programa especializado Settle 3D, para contrastarlos con los obtenidos en las hojas de cálculo. El programa tiene en cuenta las propiedades de los diferentes estratos de suelo identificados en la zona, como las características de cada una de las alternativas planteadas.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para las dos alternativas propuestas, analizadas para seis diferentes dimensiones de terraplén vial.

7.3.1. ALTERNATIVA 1: RELLENO CONVENCIONAL

En la siguiente tabla se muestran los asentamientos totales en metros obtenidos por medio del programa Settle 3D. Relacionando el tiempo transcurrido en meses desde su construcción con las diferentes dimensiones planteadas para el terraplén vial.

	Asentamientos totales (m)					
Tiempo (meses)	H=0,5 B=19	H=1,1 B=21,4	H=1,65 B=23,6	H=2,2 B=25,8	H=2,8 B=28,2	H=3,25 B=30
0	0,03	0,06	0,10	0,13	0,17	0,20
3	0,09	0,17	0,22	0,28	0,34	0,38
6	0,11	0,20	0,25	0,31	0,37	0,41
9	0,11	0,20	0,26	0,32	0,38	0,43
12	0,11	0,21	0,27	0,33	0,39	0,44
24	0,12	0,22	0,29	0,35	0,43	0,49
60	0,12	0,23	0,32	0,41	0,50	0,56
120	0,13	0,25	0,36	0,46	0,56	0,63
240	0,15	0,27	0,39	0,50	0,61	0,70

Tabla 19. Valores de tiempo y asentamiento total.

Fuente: Settle 3D.

En la Ilustración 41 se muestran los diferentes asentamientos totales, para cada una de las dimensiones planteadas con respecto al tiempo transcurrido. Tal como se puede observar en ella, los asentamientos van disminuyendo en cuanto la sección del terraplén va aumentando, es decir, es inversamente proporcional.

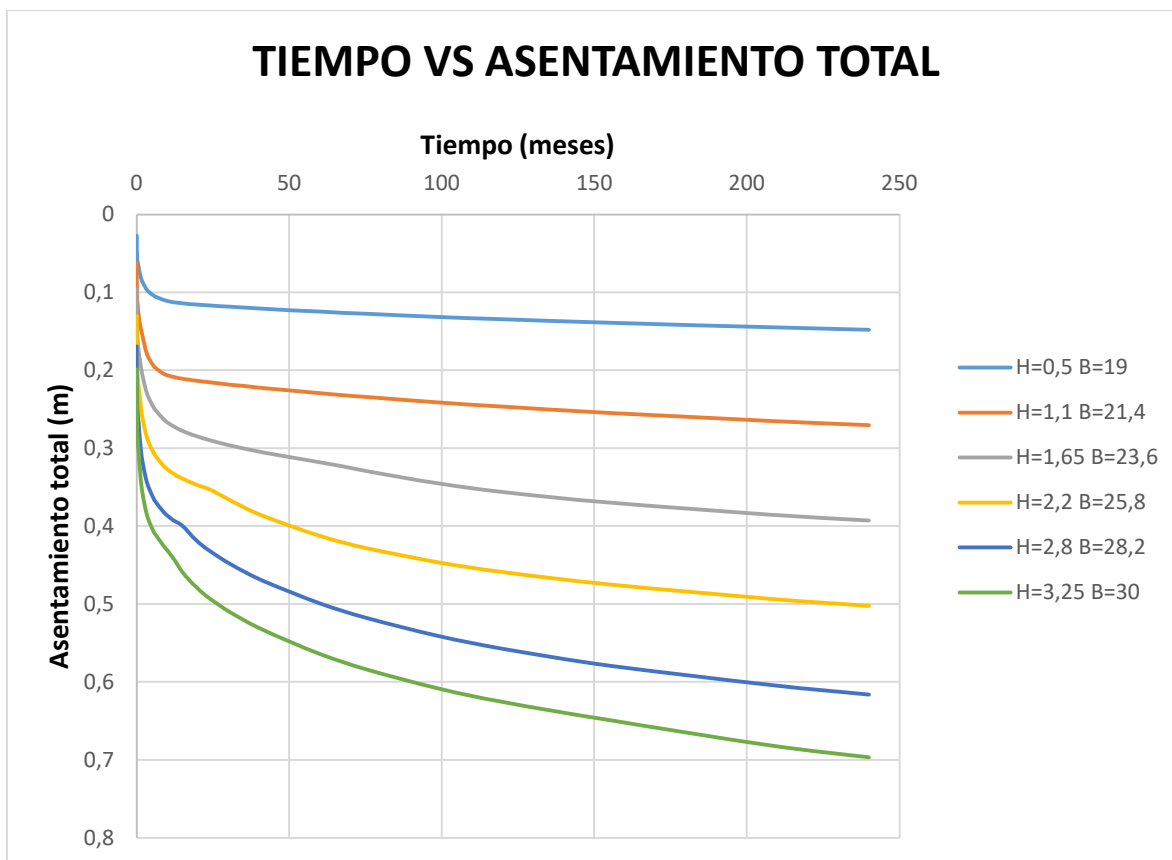


Ilustración 41. Tiempo vs asentamiento total. Alternativa 1.

Fuente: Propia.

7.3.2. ALTERNATIVA 2: RELLENO ALIGERADO (EPS)

En la Tabla 19, se pueden observar los asentamientos totales en metros obtenidos en el programa Settle 3D. Relacionando el tiempo transcurrido en meses desde su construcción con las diferentes dimensiones planteadas para el terraplén vial. Se puede observar que los valores de los asentamientos son inferiores a los producidos en la Alternativa 1.

	Asentamientos totales (m)					
Tiempo (meses)	H=0,5 B=19	H=1,1 B=21,4	H=1,65 B=23,6	H=2,2 B=25,8	H=2,8 B=28,2	H=3,25 B=30
0	0,00	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02
3	0,01	0,02	0,03	0,05	0,06	0,07
6	0,01	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07

9	0,01	0,03	0,04	0,05	0,07	0,08
12	0,01	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08
24	0,02	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08
60	0,02	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09
120	0,02	0,04	0,05	0,07	0,09	0,10
240	0,02	0,04	0,06	0,08	0,09	0,11

Tabla 20. Valores de tiempo y asentamiento total.

Fuente: Settle 3D.

En la siguiente gráfica se muestran los diferentes asentamientos totales obtenidos para cada una de las dimensiones planteadas según el tiempo transcurrido. Tal como se puede observar en ella, los asentamientos son mayores en cuanto la sección del terraplén va aumentando y aquí también se puede evidenciar que los asentamientos son menores a los de la alternativa anterior.

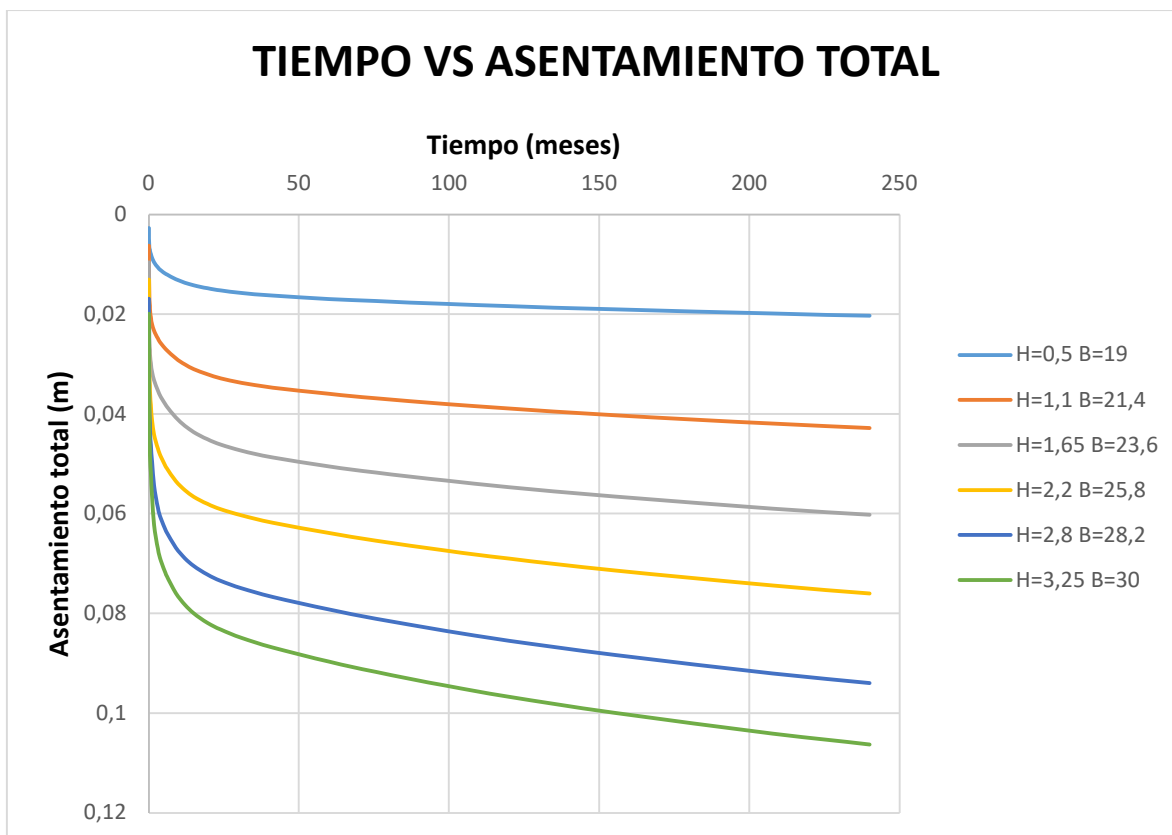


Ilustración 42. Tiempo vs asentamiento total. Alternativa 2 relleno aligerado con EPS.

Fuente: Propia.

7.4. ALTERNATIVA SELECCIONADA

Con base en los cálculos realizados para obtener la capacidad portante frente a una condición drenada y no drenada para las dos alternativas propuestas, y analizando los asentamientos obtenidos para cada uno de los casos en particular, se puede determinar que la alternativa más conveniente corresponde a la implementación de un relleno aligerado como es el Poliestireno Expandido o EPS, ya que los esfuerzos que se generan son notablemente menores que los producidos con el relleno convencional. Esto se debe principalmente a que los bloques de EPS cuentan con un peso unitario de 2 KN/m^3 lo que es apenas una décima parte del peso unitario de la primera alternativa.

La capacidad portante con el relleno convencional solamente es aceptable tanto en condición drenada como no drenada, para la primera altura propuesta, ya que para las demás no es óptima. Por lo mismo que su esfuerzo es alto, con las demás alturas la capacidad portante no cumple. Y en cuanto al asentamiento admisible menor a uno, de igual manera solo se cumple para las dos primeras alturas, ya que con las siguientes es elevado.

En cambio, en los cálculos realizados con los bloques de EPS tanto la capacidad portante para condición drenada y no drenada, como los asentamientos cumplen para todas las alturas propuestas, por lo que se ha escogido ésta alternativa como la más segura, funcional, viable y óptima para el desarrollo del proyecto.

8. DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

Tal como se mencionó anteriormente, la alternativa seleccionada para la construcción del terraplén fue la segunda, en la cual se plantea el empleo de relleno aligerado utilizando Poliestireno Expandido. Se realizaron los respectivos análisis de su capacidad portante y grado de asentamientos teniendo en cuenta el EPS22, el cual presenta una densidad de $21,6 \text{ kg/m}^3$ y un peso unitario de 2 KN/m^3 .

El proceso constructivo con el Poliestireno Expandido es muchísimo más fácil que con relleno convencional, ya que es más rentable y efectivo por su excelente capacidad portante y su bajo grado de asentamientos. También se reduce su tiempo de construcción al ser muy livianos, por lo cual pueden ser levantados, trasladados y ubicados sin necesidad de utilizar maquinaria.

Para la construcción con éstos bloques se deberá tener el suelo totalmente plano y tener una capa de mejoramiento de 30cm o más, de material seleccionado o arena. Deberá ser construido por capas y de manera que la de arriba traslape la de abajo, cada una en diferente sentido como se muestra en la imagen a continuación.

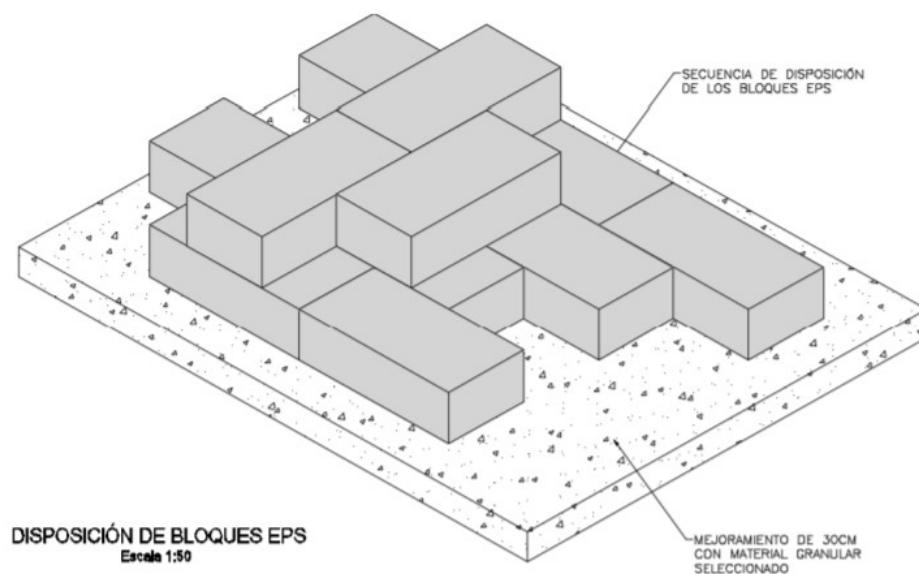


Ilustración 43. Detalle de la disposición de los bloques en capas durante la construcción.

Fuente: Consideraciones básicas para el diseño y construcción de rellenos con Poliestireno Expandido EPS.

Los bloques de EPS se podrán cortar en el lugar para adaptarse al esquema utilizando un alambre caliente, motosierra o sierra de mano. Los bloques almacenados deberán protegerse del viento. No se deberá operar ninguna maquinaria sobre el relleno de EPS hasta que no se ponga una capa de al menos 150mm de relleno o 100mm cubiertos con losa de concreto; en caso de que sea necesaria la operación de una máquina, se deberán colocar tablas temporales con el fin de distribuir las cargas por eje de manera que no vaya a superar la resistencia de diseño del relleno.

Es necesario tener mucha precaución con la manipulación de combustibles o fuego cerca de los bloques de EPS, ya que éstos son altamente inflamables.

Para poner rellenos de material granular o convencionales sobre los bloques, es necesario separarlos con un geotextil. También se deberá construir una placa de concreto con espesor en función del nivel de carga que soportará con el fin de aislar los bloques de la estructura de pavimento, si no, también es válido utilizar geoceldas con altura mínima de 15cm, las cuales deben ser rellenas con material compactado o granular seleccionado dependiendo del diseño.

9. ESTIMACIÓN PRELIMINAR DE LOS COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS

Se realiza una estimación básica del costo por metro lineal de las 2 alternativas analizadas con el fin de compararlas, teniendo en cuenta que en el aspecto técnico se obtuvo que la alternativa convencional no garantiza la estabilidad por concepto de capacidad de carga y asentamientos admisibles. El resultado de este análisis básico se presenta a continuación:

ITEM	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD/CALZADA	LONGITUD	CANT/ML	COSTO/ML
Relleno EPS	m3	\$ 309.701	7211	1400	5,15	\$ 1.595.181
Material mejoramiento	m3	\$ 20.226	782,41	1400	0,56	\$ 11.304
Geomalla biaxial	m2	\$ 15.027	2700	1400	1,93	\$ 28.981
Geocelda	m2	\$ 34.036	720	1400	0,51	\$ 17.504
Relleno terraplen conv	m3	\$ 25.250	7993,41	1400	5,71	\$ 144.167

Tabla 21. Precios unitarios para el análisis económico.

Fuente: IDU, 2019.

ALTERNATIVA	CIMENTACIÓN	MEJORAMIENTO	CAPACIDAD PORTANTE Cumple/No cumple	ASENTAMIENTO (cm)	COSTO (\$/ml)
Relleno convencional	Superficial	No	No	50,38	\$ 190.652
Relleno aligerado EPS	Superficial	No	Si	9,10	\$ 1.635.466

Tabla 22. Análisis económico de las dos alternativas.

Fuente: IDU, 2019.

Se observa finalmente, que si bien es cierto, la alternativa con relleno aligerado garantiza la estabilidad geotécnica del terraplén vial por concepto de capacidad de carga y asentamientos, es notablemente más costosa por metro lineal, comparada con una alternativa que involucra el uso de rellenos convencionales. A la luz de lo anterior, se podrían evaluar alternativas adicionales como la inclusión de mejoramientos rígidos con pilotes o columnas de grava con el fin de reducir los asentamientos y evitar el uso de rellenos aligerados; sin embargo, la inclusión de

pilotes no es del todo efectiva para la reducción de asentamientos, tal y como se observó en la ejecución de los tramos viales aledaños al proyecto, como lo es la avenida San Antonio (calle 183), donde se incluyeron pilotes de 5m de longitud durante la obra y aun así se presentaron problemas de estabilidad para la ejecución de los rellenos y la construcción de los sistemas de alcantarillado (IDU, 2017).

10. CONCLUSIONES

- El análisis total de la información recopilada en los estudios geotécnicos, ensayos de laboratorio y diseños de obras aledañas al sector objeto de estudio, se puede evidenciar que en la zona se encuentran principalmente dos tipos de estratos bajo el suelo. En un primer lugar una capa de 0 m a 5 m la cual está compuesta por presencia de escombros y limo orgánico. Y un segundo estrato de 5 m a 20 m donde se encontró limo de alta plasticidad café y gris con algunas intercalaciones de arcilla gris. Es necesario resaltar que las arcillas presentes en el sector objeto de estudio no son de carácter expansivo.
- La capacidad portante analizada arrojó que para la primera alternativa planteada, la del relleno convencional, solamente cumplió para la menor altura de diseño, es decir, la de 0,50 m debido a que el esfuerzo es mayor. En cambio para la segunda alternativa planteada, que es el uso del Poliestireno Expandido, cumplió para todas las alturas de diseño, ya que el esfuerzo ejercido, por ejemplo para la primera altura propuesta de 0,50 m es 36% menor con respecto al de la primera alternativa, mientras que para la mayor altura planteada de 3,25 m es menor en un 73%. Esto es debido también a que su peso unitario es 10 veces menor.
- La magnitud de los asentamientos que se pueden llegar a presentar en el programa especializado Settle 3D expone que la segunda alternativa es más favorable, ya que los valores más grandes fueron de 0,69 m para el relleno convencional y 0,11 m para el Poliestireno Expandido.
- Se puede concluir del presente proyecto de grado que la opción óptima del análisis realizado a lo largo del estudio para la elaboración del terraplén vial de la continuación de la Av. Boyacá desde la calle 170 hasta la calle 183, es el uso del Poliestireno Expandido, ya que por su bajo peso unitario de 2 KN/m³ garantiza el cumplimiento del requerimiento de capacidad portante y aproximadamente un 80% de disminución en su grado de asentamientos elásticos ya que disipa las cargas de mejor manera.

- Teniendo en cuenta el modelo constructivo y económico es viable la implementación del EPS ya que se reduce el tiempo de construcción por ser bastante livianos y por este mismo factor son fácilmente manipulables por uno o varios operarios, sin la necesidad de alquilar maquinaria pesada, lo cual reduce considerablemente los costos, así como a la hora de su adquisición ya que su precio es económico, no necesita de tantos materiales y procesos constructivos como el relleno convencional. Del análisis de los insumos necesarios para la construcción del terraplén, es evidente que el costo por metro lineal de terraplén aligerado es mayor al del terraplén convencional. En proyectos futuros se podrían estudiar otros métodos de mejoramiento del subsuelo como las inclusiones rígidas o el mejoramiento con pilotes, con el fin de evaluar la combinación de estas con rellenos convencionales y su incidencia en el costo final calculado.

10. BIBLIOGRAFÍA

- ANI. (2015). *APP ACCESOS NORTE DE BOGOTA - ACCENORTE*. Bogotá.
- Berry, P., & Reid, D. (1996). *Mecanica de Suelos*. McGraw Hill.
- Chapra, S., & Canale, R. (2006). *Métodos numéricos para ingenieros*. México: McGraw Hill.
- Consorcio CAVSA 72. (2018). *Complementación y/o actualización y/o ajustes de los estudios y diseños al sistema Trasmilenio y construcción de la Avenida Boyacá Ak 72 desde la avenida San José Ac 170 hasta la avenida San Antonio Ac 183, en Bogotá D.C. Fase 1*. Bogotá.
- Erosión.com. (2014). *Esfuerzo y resistencia al cortante*. Obtenido de <http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/14-libro-deslizamientos-y-estabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales-jaime-suarez.html?download=147:229-3-esfuerzoyresistenciaalcortante>
- GEO5. (2016). *Índice de compresión*. Obtenido de <https://www.finesoftware.es/ayuda-en-linea/geo5/es/indice-de-compresion-01/>
- Mecapedia. (2014). *Módulo de elasticidad*. Obtenido de http://www.mecapedia.uji.es/modulo_de_elasticidad.htm
- Nij, J. (2009). *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas*. Obtenido de http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3004_C.pdf
- Pérez, J. (2015). *Conceptos generales de la mecánica del suelo*. Obtenido de <https://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/Profesores/valcarcel/MaterMRHE-0809/1a-Mecanica%20Suelo.pdf>
- Poliotti, M., & Sierra, P. (2007). *Geología y Geotecnia*. Obtenido de Tema: consolidación unidimensional de suelos:

https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Consolidacion%20unidim%20de%20suelos_2011s2.pdf

Renán, W. (2015). *Evaluación de la capacidad portante de los suelos de fundación de la Ciudad universitaria*. Obtenido de <http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/1427/TESIS%20WILFREDO%20FERNANDEZ%20%20%281%29.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Settle 3D (Nº de versión 2.0). (2003). Windows. Toronto, Ontario: Rocscience Inc.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Tomo 2. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica