DESur

ESTUDIO DE SUELOS PARA LA PEATONALIZACIÓN DE LA CALLE 37 A LA ALTURA DEL TECNOLOGICO DE ARTES DEBORA ARANGO UBICADO EN EL MUNICIPIO DE ENVIGADO



ENVIGADO, AGOSTO DE 2025

Cra 42B N°46 Sur 11, Envigado (604) 448 40 23 – 310 505 4264 info@sueloyambiente.com.co

TABLA DE CONTENIDO

1 ASPECTOS GENERALES 2
1.1 INTRODUCCIÓN 2
1.2 UBICACIÓN DEL ARÉA EN ESTUDIO 2
1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 3
1.4 RECOPILACIÓN Y RESIVISION DE INFORMACIÓN SECUNDARIA 4
2 ASPECTOS GEOLÓGICOS 6
2.1 GEOLOGÍA REGIONAL 6
2.1.1 Migmatita de Puente Peláez (PRmPP) 7
2.1.2 Depósitos de flujo de escombros y/o lodos (NQFII) 8
2.1.3 Depósitos aluvio torrenciales (Qat) 9
2.1.4 Depósitos aluviales (Qal) 9
2.2 GEOMORFOLOGÍA 9
2.2.1 Lomo denudado alto de longitud media (Dldeam) 10
2.2.2 Lomos de diversa jerarquía (SL14) 10
2.2.3 Abanico fluviotorrencial (faa1, faa2, faa3) 11
2.2.4 Planicie o llanura de inundación (Fpi) 11
2.2.5 Abanico fluvial sub reciente (Faas) 11
2.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL 11
2.4 GEOLOGÍA LOCAL Y FORMACIONES SUPERFICIALES 12
2.4.1 Lleno antrópico 14
2.5 GEOMORFOLOGÍA LOCAL 14
2.5.1 Planicie de inundación (Fpi) 14
2.5.2 Abanico aluvial (Faa) 15
2.6 MORFOMETRIA 15
3 CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA 17
3.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO 17
3.1.1 Exploración directa 18

3.1.1 Nivel freático 30
3.2 TRABAJO DE LABORATORIO 31
3.2.1 Ensayos de Clasificación 31
3.3 PARÁMETROS SÍSMICOS 35
3.4 CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO 35
3.4.1 Suelos expansivos 35
3.4.2 Suelos colapsables 36
3.4.1 Susceptibilidad a la licuación 37
4 ANÁLISIS GEOTÉCNICO 38
4.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO 38
4.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS (CON BASE EN CORRELACIONES NSPT) 39
4.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS (VALORES TÍPICOS DE BIBLIOGRAFÍA). 40
4.4 PARÁMETROS GEOTÉCNICO DE DISEÑO 41
5 CAPACIDAD PORTANTE Y SISTEMA DE FUNDACIÓN 41
5.1 ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN DE PLATAFORMAS 49
5.2 ASENTAMIENTOS 55
6 DISEÑO DE PAVIMENTO 56
6.1 VIDA ÚTIL 56
6.2 TRÁNSITO 56
6.3 RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE 57
6.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO ARTICULADO 57
7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 60
7.1 RECOMENDACIONES PARA SISTEMA DE FUNDACIÓN 61
7.2 RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN 62
7.3 RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO 62
7.4 MONITOREO 66
7.5 MANEJO DE AGUAS 67
7.6 INSPECCIÓN DE REDES 67

7.7 ACTAS DE VECINDAD 67
8 LIMITACIONES 68
ANEXO 1. REGISTROS DE APIQUES 71
ANEXO 2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO 72
ANEXO 3. MEMORIAS DE CALCULO 73
ANEXO 4. DOCUMENTOS DE REFERENCIA 74

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación zona en estudio. 3
Figura 2. Amenaza por movimiento en masa presente en la zona de estudio 5
Figura 3. Amenaza por inundación presente en la zona de estudio 6
Figura 4. Mapa geológico regional de la zona de estudio 7
Figura 5. Mapa de unidades geomorfológicas regionales presentes en la zona 10
Figura 6. Mapa geológico estructural de la zona de estudio 12
Figura 7. Perfil estratigráfico representativo de los apiques AP1 y AP2 13
Figura 8. Mapa de formaciones superficiales presentes en la zona de estudio 13
Figura 9. Lleno antrópico expuesto los apiques AP1 (izquierda) y AP2 (derecha) 14
Figura 10. Mapa de geomorfología local en la zona de estudio 15
Figura 11. Mapa de pendientes en la zona de estudio. 16
Figura 12. Localización de la exploración geotécnica. 17
Figura 13. Registro de Apique 1 (AP1). 19
Figura 14. Registro de Apique 2 (AP2). 19
Figura 15. Registro de PDC-1. 19
Figura 16. Registro de PDC-2. 19
Figura 17. Registro de PDC-3. 20
Figura 18. Registro de PDC-4. 20
Figura 19. Registro PDC-5. 20
Figura 20. Registro PDC-6. 20
Figura 21. Registro de apique #1 (AP1). 21
Figura 22. Registro de apique #2 (AP2). 21
Figura 23. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 1. 22
Figura 24. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 2. 23
Figura 25. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 3. 24

Figura 26. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 4. 25

Figura 27. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 5. 26

Figura 28. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 6. 27

Figura 29. Patrones del corredor peatonal según la capacidad soportante (CBR). 29

Figura 30. Zonificación de Peatonalización según resultados de cono de penetración dinámica (PDC). 30

Figura 31. Resumen de exploraciones de campo aledañas. 32

Figura 32. Límites en carta de plasticidad de Casagrande. 32

Figura 33. Curvas granulométricas sobre muestras ensayadas en el apique 1. 33

Figura 34. Curvas granulométricas sobre muestras ensayadas en el apique 2. 33

Figura 35. Planta – construcción de perfil estratigráfico. 38

Figura 36. Perfil estratigráfico sobre vía preexistente A'-A. 39

Figura 37. Ubicación de plataformas, burbujas con propuesta de implantación y zona peatonal 42

Figura 38. Esquema de cimientos por metodología Bowles. 45

Figura 39. Diagrama para el cálculo simplificado de ic, iq e i asociado a peso específico. 45

Figura 40. Capacidad admisible bajo metodología Bowles para zapata con base de 0.3m. 47

Figura 41. Capacidad admisible bajo metodología Bowles para zapata con base de 0.4m. 48

Figura 42. Capacidad admisible bajo metodología Bowles para zapata con base de 0.5 m. 49

Figura 43. Esquema del muro de contención. 51

Figura 44. Estructura para pavimento 59

Figura 45. Detalle de opciones de Aparejo y Adoquín, sin escala. 60

Figura 46. Esquema para zona de peatonalización con plataforma. 65

Figura 47. Transiciones de la peatonalización con separador vial, calle 37 Sur y peatonalización existente (B). 66

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Resumen de la exploración. 18

Tabla 2 .Descripción del Suelo ASTM. 29

Tabla 3. Resumen de ensayos de laboratorio sobre muestras de suelo. 31

Tabla 4. Resumen de ensayos de laboratorio sobre muestras próximas a área de trabajo en TV11,2017 y TV 16,2018. 34

Tabla 5. Clasificación de suelos expansivos (NSR-10). 36

Tabla 6. Potencial de expansión de los suelos ensayados en laboratorio. 36

Tabla 7. Colapsibilidad de los suelos ensayados en laboratorio. 37

Tabla 8. Resumen de parámetros de resistencia en función del NSPT. 40

Tabla 9. Parámetros geomecánicos bibliográficos. 41

Tabla 10. Resumen selección de parámetros geomecánicos. 41

Tabla 11. Dimensiones de losa para estructuras de Plataforma. 43

Tabla 12. Capacidad portante admisible de losas para plataformas. 43

Tabla 13. Resumen capacidad portante admisible en ton/m^2 para zapatas de burbujas. 44

Tabla 14. Capacidad admisible reducida por metodología Vesic (código francés) a partir de los resultados de Tabla 13 bajo profundidad de desplante de 1 m. 44

Tabla 15. Factores de calidad de soporte N'c y N'q para cimientos sobre o cerca a talud de acuerdo al método de Bowles. 46

Tabla 16. Requerimiento mínimo de las propiedades mecánicas del geotextil (Medidas en el sentido más débil del geotextil). 54

Tabla 17. Requisitos del material granular para filtros. 55

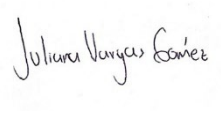
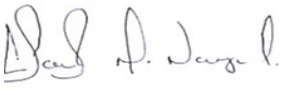
Tabla 18. Propuesta de sectorización del pavimento urbano en función de las condiciones del suelo superficial determinadas por PDC. 56

Tabla 19. Manual de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón (ICH) Tabla 5.4. 58

Tabla 20. Manual de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón (ICH) Tabla 5.8. 58

ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN

Título Documento	ESTUDIO DE SUELOS PARA LA PEATONALIZACIÓN DE LA CALLE 37 A LA ALTURA DEL TECNOLOGICO DE ARTES DEBORA ARANGO UBICADO EN EL MUNICIPIO DE ENVIGADO
Documento No.	IF-2025-TV16-A

Responsable por Elaboración del capítulo de geología	Ingeniero Civil. Responsable por Elaboración	Geólogo Responsable por Revisión	Ingeniero Civil Doctor en Geotecnia
Juliana Vargas Gómez	Valentina Echavarría Porras	Claudia Marcela Naranjo	César A. Hidalgo Montoya
			
D-7782		1440	0520273646 ANT

Versión	Fecha	Observaciones
00	Agosto/2025	Entrega Inicial

1 ASPECTOS GENERALES

En este capítulo se ofrece una introducción concisa al informe, se detalla la localización del área de estudio, se define el alcance del trabajo, se describe el proyecto y se compila la información proporcionada por el cliente.

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente informe corresponde al estudio de suelos realizado para el proyecto de peatonalización de la calle 37 sur, en el municipio de Envigado. En él se presenta un resumen de las principales características del sitio, incluyendo aspectos geológicos, una caracterización detallada de los suelos presentes, así como los análisis geotécnicos realizados. Estos análisis tienen como objetivo definir la estructura de pavimento y espesores adecuados, teniendo en cuenta el uso y cargas proyectadas, además de determinar las medidas necesarias para garantizar la durabilidad de la misma.

1.2 UBICACIÓN DEL ARÉA EN ESTUDIO

La zona de estudio se localiza sobre la calle 37 sur, continuo al Tecnológico de Artes Débora Arango y a la Biblioteca Pública y Parque Cultural Débora Arango, en el municipio de Envigado. En particular, el área objeto de análisis corresponde al polígono señalado en color rojo en la **Figura 1**, el cual abarca el tramo proyectado para la peatonalización, comprendido entre el costado del Tecnológico de Artes Débora Arango y el costado de la Biblioteca Pública y Parque Cultural Débora Arango.

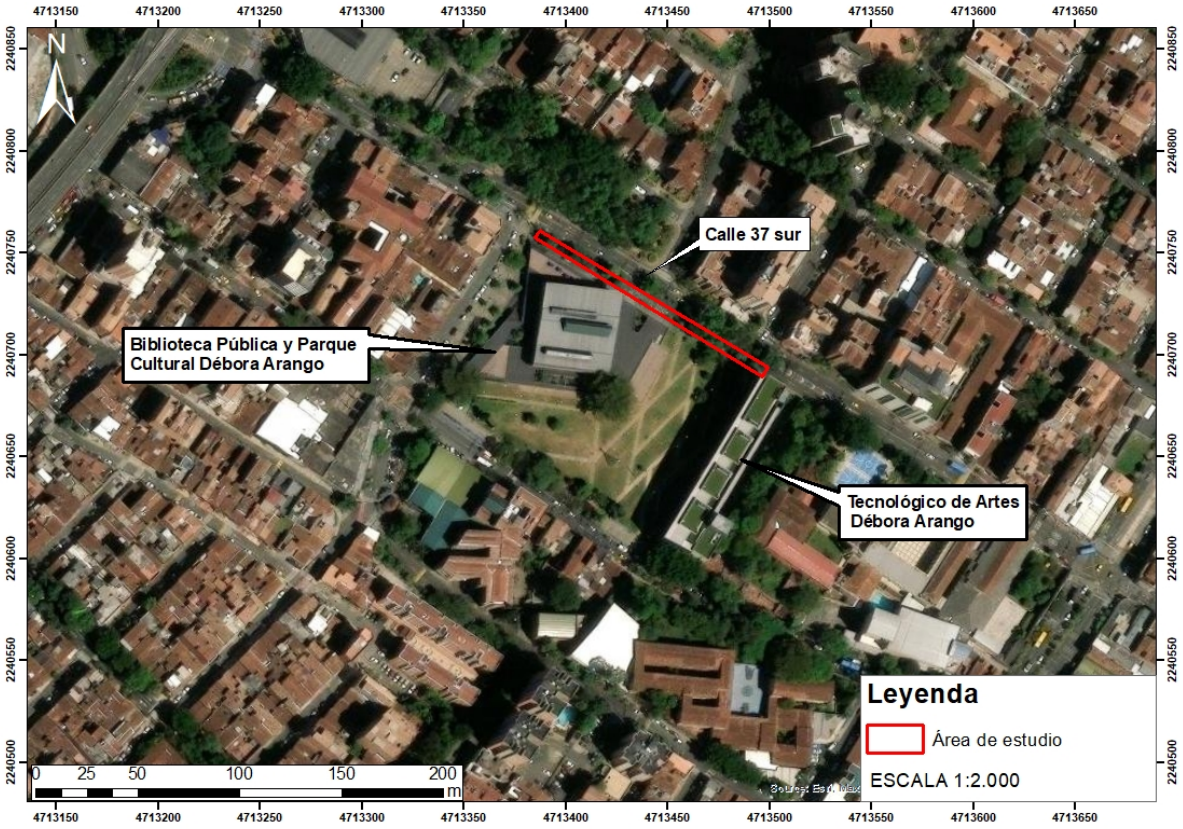


Figura 1. Ubicación zona en estudio.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto corresponde al estudio geotécnico para la peatonalización del tramo entre el costado del Tecnológico de Artes Débora Arango y el costado de la Biblioteca Pública y Parque Cultural Débora Arango, sobre la calle 37 sur, en el municipio de Envigado.

El objetivo de este estudio es determinar los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño del pavimento de la peatonalización y las alternativas de cimentación para las estructuras proyectadas. El alcance del estudio incluye la exploración, caracterización y determinación de las condiciones físicas y mecánicas del subsuelo, recomendaciones constructivas y de diseño para las obras de pavimentación y cimentación planteadas en la ejecución del proyecto de acuerdo con los requisitos estipulados en la sección H.2.2.2 del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, la guía para el diseño de pavimentos de adoquines de concreto para tráfico vehicular y peatonal del Instituto Colombiano de Productores de Cemento - ICPC, y las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVIAS para pavimentos de adoquines de concreto (EGCC), además de los capítulos normativos dos y tres del INVIAS.

1.4 RECOPILACIÓN Y RESIVISION DE INFORMACIÓN SECUNDARIA

Se realizó una recopilación y revisión detallada de estudios regionales y locales existentes en la zona en estudio y sus alrededores los cuales se presentan a continuación:

- POT del municipio de Envigado según Decreto 600 del 19 de diciembre de 2019, modifica Acuerdo 010 de 2011.
- Geología de la plancha 147 Medellín Oriental y Memorias. Servicio Geológico Colombiano (SGC) año 2005.
- Plan de ordenación y manejo de la cuenca hidrográfica del río Aburra – NSS (2701-01), localizada en el departamento de Antioquia jurisdicción de la corporación autónoma regional del centro de Antioquia (CORANTIOQUIA, 2018).
- Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado (AMVA 2006).
- Estudio de suelos para estructuras varias y puente peatonal que conecta la zona verde del parque cultural Débora Arango y el lote ubicado en la calle 37 sur por carrera 45b en el municipio de Envigado (Suelo, Ambiente y Obras S.A.S, 2017), identificado en este documento como TV16. De dicho estudio se toman los registros de exploración de campo correspondientes a la perforación dos (P2) y el apique tres (AP-3), así como los parámetros geotécnicos derivados de correlaciones del ensayo Nspt asociados a la perforación.
- Diseño de pavimento articulado para la calle 37 sur entre las carreras 45a y 46, y las carreras 45b y 46a entre las calles 37sur y 36a sur en el municipio de Envigado (Suelo, Ambiente y Obras S.A.S, 2018), identificado como TV11. De este estudio se toman los resultados de la exploración de campo, incluyendo los resúmenes estratigráficos observados en los apiques uno y dos (AP-1 y AP-2), así como los registros de las pruebas de penetración dinámica con cono (DCP-1, DCP-2, y DCP-3) realizados durante la campaña exploratoria.

El Plan de Ordenamiento Territorial (POT) del municipio de Envigado, actualizado en 2019, establece la delimitación de zonas con amenaza por movimientos en masa e inundaciones en todo su territorio. Estas zonas se identifican con base en los niveles de vulnerabilidad y riesgo presentes, los cuales pueden representar condiciones de inseguridad para el desarrollo de proyectos. Con base en este análisis, el POT clasifica las áreas en tres categorías según el nivel de amenaza: alta, media y baja.

De acuerdo con el mapa de amenaza por movimientos en masa establecido en el Plan de Ordenamiento Territorial (POT) del municipio para la zona urbana, el sitio en estudio se encuentra clasificado bajo una condición de amenaza baja. Esto implica que el área presenta una susceptibilidad reducida a la ocurrencia de deslizamientos u otros fenómenos de remoción en masa, bajo las condiciones naturales actuales (**Figura 2**).

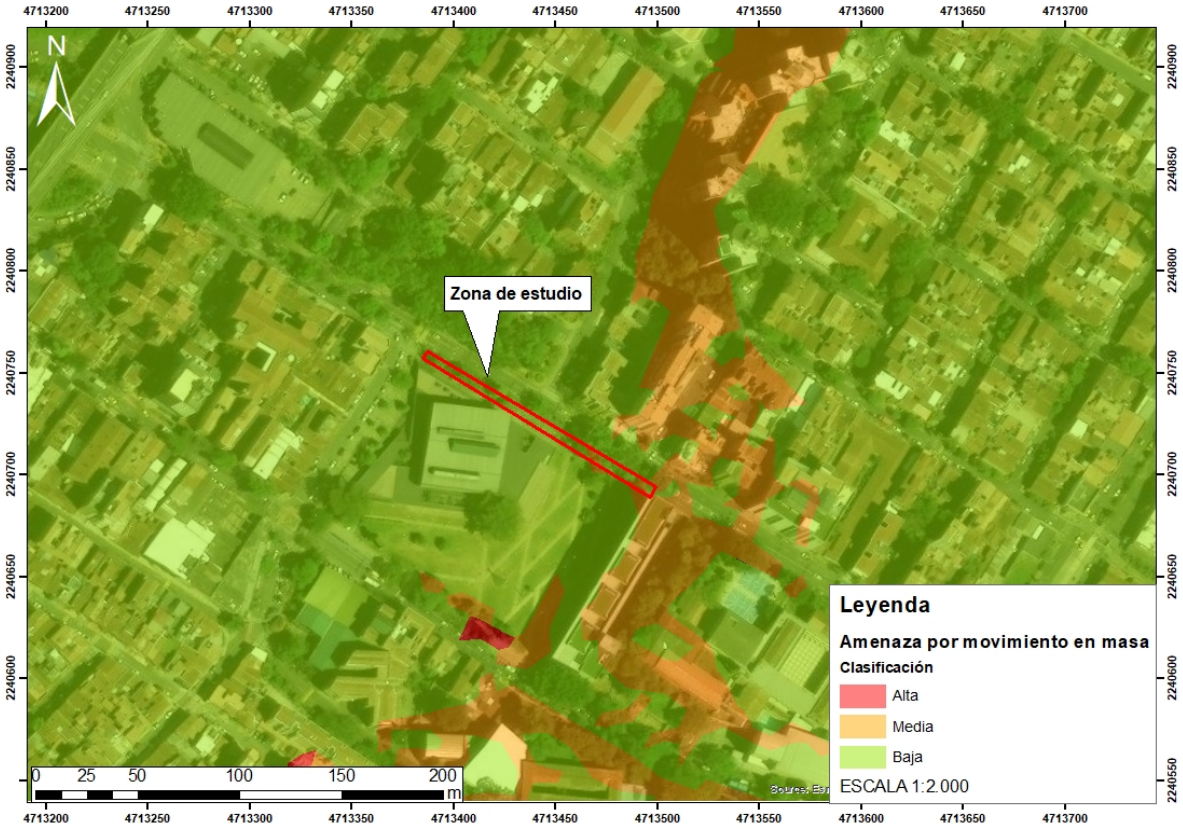


Figura 2. Amenaza por movimiento en masa presente en la zona de estudio
Tomado del POT del Municipio de Envigado.

De acuerdo con el mapa de amenaza por inundación presentado en el Plan de Ordenamiento Territorial (POT) del municipio para la zona urbana, el sitio en estudio presenta una condición de amenaza baja frente a eventos de inundación. Esto significa que el área no es susceptible a la ocurrencia de inundaciones bajo determinadas condiciones climáticas, tales como lluvias intensas o desbordamiento de cuerpos de agua cercanos (**Figura 3**).

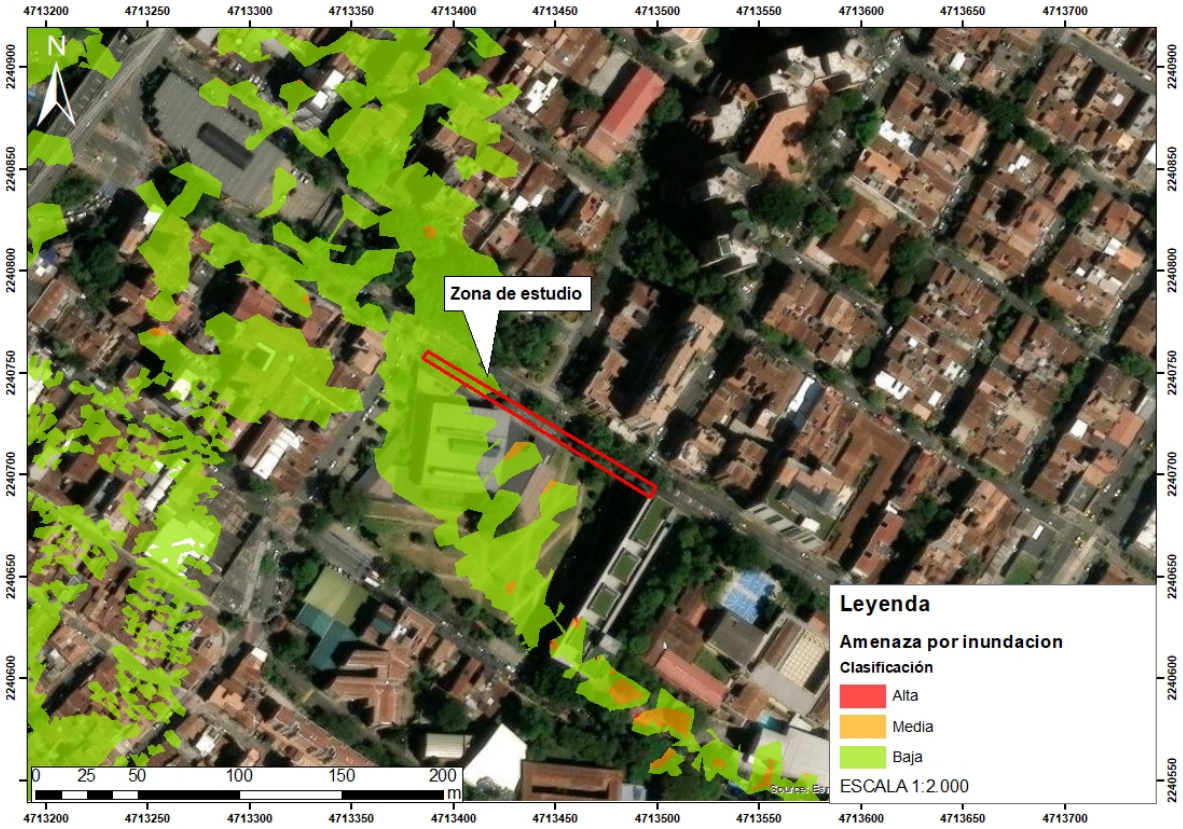


Figura 3. Amenaza por inundación presente en la zona de estudio
Tomado del POT del Municipio de Envigado.

2 ASPECTOS GEOLÓGICOS

De acuerdo con el plan de ordenación y manejo de la cuenca hidrográfica del río Aburra (POMCA) del año 2018, el municipio de Envigado se localiza al sureste del Valle de Aburrá, está delimitado al este por un relieve propio de altiplano y al oeste por un terreno conformado por laderas montañosas con crestas alargadas y pendientes abruptas. La zona de altiplano está conformada por un conjunto de colinas amplias y altas, modeladas en perfil de meteorización; colinas bajas, modeladas en roca (dunita) y cadenas de cerros hacia los bordes del altiplano, modeladas en rocas metamórficas (Rendón, 2003).

2.1 GEOLOGÍA REGIONAL

Geológicamente, el área de estudio corresponde a la parte baja de la cuenca de la quebrada La Ayurá, donde se presenta una interdigitación de depósitos aluviotorrenciales con flujos de lodo y/o escombros provenientes de los escarpes adyacentes. Estos materiales se disponen en forma

de abanicos con ligera pendiente, los cuales marcan una transición entre el escarpe regional del Valle de Aburrá y las planicies asociadas a las terrazas aluviales del río Medellín.

En el municipio de Envigado afloran varias unidades litodémicas que incluyen rocas de diferente edad, origen y composición. Respecto a su origen y composición, en la zona se identifican rocas metamórficas como esquistos, anfibolitas, migmatitas y gneises; así como rocas ígneas, entre las que se encuentran granodioritas, dunitas, gabros y basaltos. También están presentes depósitos de vertiente, materiales aluviales y aluviotorrenciales, junto con rellenos de origen antrópico. A continuación, se describen las unidades geológicas ubicadas en las proximidades del área de estudio, las cuales se ilustran en la **Figura 4.**

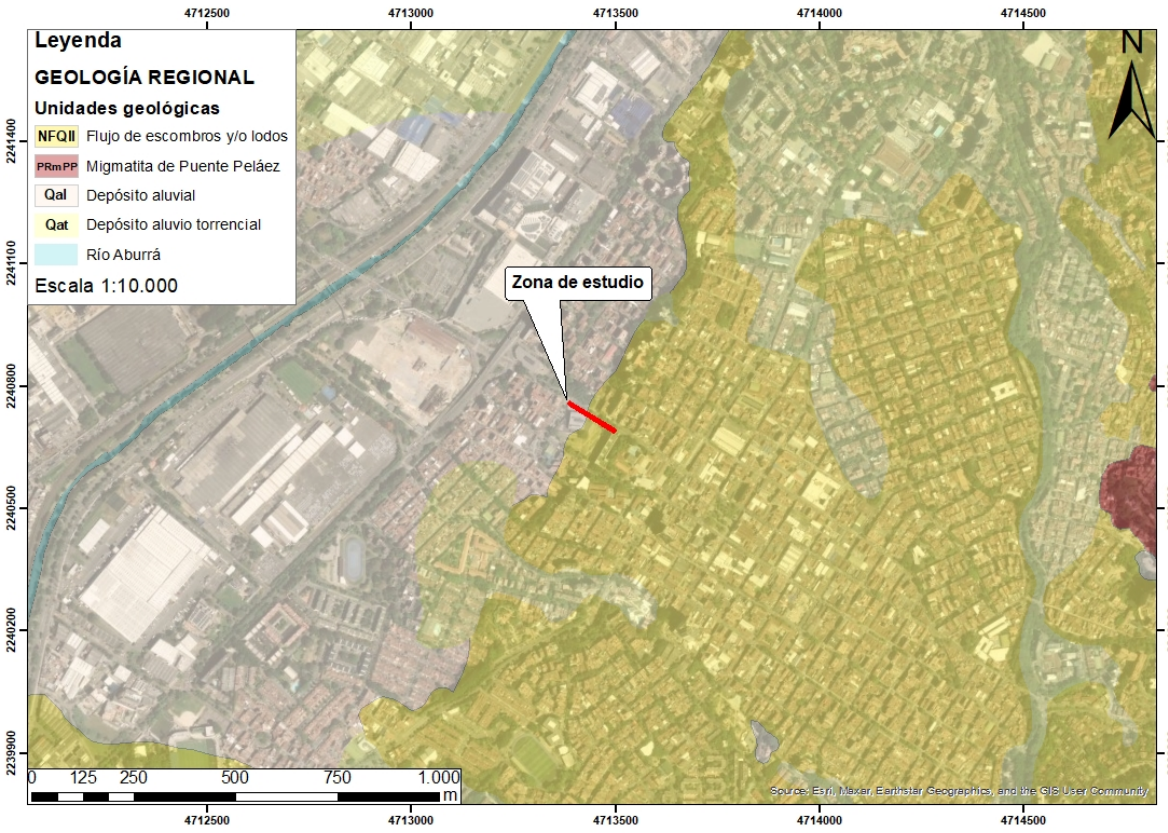


Figura 4. Mapa geológico regional de la zona de estudio
Modificado del POMCA del río Aburrá (2018).

2.1.1 Migmatita de Puente Peláez (PRmPP)

Unidad denominada por González (1976, 1980). Corresponde a un cuerpo metamórfico de forma irregular que se extiende desde la cabecera municipal de El Retiro, ampliándose hacia el municipio de Envigado y el barrio El Poblado, donde está parcialmente cubierto por depósitos de vertiente. Se encuentra constituido por gneises y granofels cuarzo feldespáticos con biotita,

intercalados con gneises biotíticos frecuentemente con sillimanita. Estas rocas presentan estructuras migmatíticas de tipo estromática, plegada, flebítica y augen, con bandas alternas de color blanco a amarillento y bandas grises oscuras a negras (INGEOMINAS, 2005). Cabe resaltar la variación textural de este cuerpo a lo largo de toda la zona. Esta unidad está intruida por diques y silos de andesitas, pórfidos andesíticos y dacíticos, de tonalidades grises claras y oscuras, con texturas porfídicas (INGEOMINAS, 2005).

Esta unidad desarrolla perfiles de meteorización correspondientes a los Horizontes IV, V y VI, con características diferentes dependiendo del grado de bandeamiento o esquistosidad. El material producto de la alteración del gneis corresponde a suelos limo-arcilloso de color rojizo con tonos blanquecinos, en los cuales es común la presencia de fragmentos cuarzosos y estructuras bandeadas de cuarzo plegadas (AMVA, 2007), cuando abunda el material félsico se desarrolla caolín (CORANTIOQUIA, 2018). La Migmatita de Puente Peláez se encuentra en paquetes intercalados con los esquistos de Cajamarca.

Los Horizontes I, II y III del perfil de meteorización están altamente diaclasados en tres direcciones, formando estructuras en forma de cubo, esta clasificación se hace según Dearman (1991). Las familias de diaclasas tienen las siguientes orientaciones: 40/85, 330/45 y 2/50. El bandeamiento se presenta en una dirección de 260/125, mientras que las fallas están orientadas en 280/238 y 180/5 (CORANTIOQUIA, 2018).

2.1.2 Depósitos de flujo de escombros y/o lodos (NQFII)

Los flujos de escombros y lodos, están cartografiados y clasificados en una serie de eventos desde los más antiguos hasta los más recientes, basados en características como altura, consolidación, pendiente e incisión. Según Rendón et al., 2006 los depósitos presentan un arreglo escalonado, con los más antiguos en la parte media y alta de la ladera, y los más recientes en la base de la vertiente según. La madurez de los depósitos dificulta la identificación, en algunas áreas, si se trata de un Horizonte VI, de un depósito, o un flujo de lodos compuesto por material arcilloso (CORANTIOQUIA, 2018).

Los depósitos varían desde clasto-soportados, con clastos totalmente meteorizados, hasta matriz-soportados. En el Valle del río Medellín, los flujos de escombros y lodos cubren extensas áreas desde la quebrada Aguas Frías hasta la quebrada Cinco Riales, desplazando el cauce del río Medellín y afectando los relieves de la vertiente oriental (AMVA, 2007). La zona urbana de Barbosa se encuentra en un abanico de gran tamaño formado por flujos de lodos, circundado por el perfil de meteorización de la cuarzodiorita del Batolito Antioqueño y es incisado por quebradas como La López, El Niño y La Manera, que crean depósitos aluviotorrenciales que superponen a los flujos ya mencionados. En el norte de la cuenca (municipios de Barbosa y Bello), los depósitos son matriz-soportados, con una matriz areno-arcillosa amarilla a naranja,

de plasticidad media, con clastos de tonalita y dioritas, de 30 a 50 cm de diámetro, subredondeados y de grado moderado de meteorización (CORANTIOQUIA, 2018).

2.1.3 Depósitos aluvio torrenciales (Qat)

Estos depósitos son clasto-soportados, con clastos que varían de redondeados a subangulosos, principalmente de composición cuarzodiorítica, y tamaños de 1 a 2 metros. La matriz es parda, de granulometría arenosa y grano fino. En algunas áreas, como en las quebradas Tierra Dentro y La Chiquita en el municipio de Bello, alcanzan hasta 20 m de espesor, mostrando diversos eventos. Este tipo de depósito también se encuentra en la margen izquierda del río Medellín, en sectores como la subcuenca de la quebrada Doña María y los barrios San Isidro, La Playa, Santa María Dos y San José de Manzanillo, así como en la vía principal cerca de los charcos, Búcaros y entre Popalito y La Tambora. A veces se observan pequeños cerros aislados modelados en estos depósitos, como en la quebrada La López, en el sector del barrio Buenos Aires. En esta área, el depósito se encuentra sobre el perfil de meteorización de la cuarzodiorita. Además, los depósitos aluviotorrenciales de la quebrada La Manera, en el barrio Guayabal, se superponen al flujo de lodos (CORANTIOQUIA, 2018).

2.1.4 Depósitos aluviales (Qal)

Estos depósitos se encuentran asociados a terrazas y abanicos aluviales del río Medellín y sus afluentes, se distribuyen en una franja irregular que sigue el río, aumentando su extensión hacia el flanco occidental del valle (AMVA, 2007). Se caracterizan por ser moderadamente seleccionados, con clastos que van de subangulosos a subredondeados. Dependiendo de la ubicación que tengan dentro del Valle de Aburrá, pueden estar formados por cuarzo, cuarzodiorita, gneis y esquisto, todo embebido en una matriz areno-limosa de color amarillo pálido. Están vinculados a un relieve colinado generado por la incisión, y su geoforma inicial podría haber correspondido a abanicos de origen aluviotorrencial (CORANTIOQUIA, 2018).

2.2 GEOMORFOLOGÍA

La zona de estudio se encuentra sobre la geomorfoestructura del sistema orogénico de los Andes, específicamente en la provincia correspondiente a la vertiente occidental de la Cordillera Central. En esta región, los ambientes morfogenéticos y geológicos, influenciados por procesos geomorfológicos similares, configuran unidades morfológicas dominadas por ambientes denudacionales, estructurales, fluviales, lagunares y de origen antrópico (AMVA, 2007).

La ladera oriental del valle de Aburrá, donde se localiza el área de estudio, presenta tres zonas geomorfológicas bien diferenciadas: un nivel de altiplano en la parte superior, un escarpe erosivo característico de la ladera, y un segmento de valle en el fondo. Como geoforma

principal, se identifica una superficie suavemente inclinada modelada en depósitos de vertiente, contigua a un depósito aluvio-torrencial que podría tener una influencia significativa sobre el comportamiento geodinámico del sector (AMVA, 2007). Estas geoformas se ilustran en la **Figura 5**, de acuerdo al POMCA del río Aburrá (2018).



Figura 5. Mapa de unidades geomorfológicas regionales presentes en la zona
Modificado del POMCA del río Aburrá (2018)

2.2.1 Lomo denudado alto de longitud media (Dldeam)

Se trata de colinas a distintas alturas, con un relieve relativo mayor a 1000 m y ejes principales de entre 250 y 1000 m de longitud, orientadas perpendicularmente al drenaje principal. Sus cimas varían según la incisión del drenaje, el tipo de saprolito desarrollado sobre anfibolitas de Medellín y los procesos erosivos. Esta unidad se encuentra en municipios como Caldas, La Estrella, Sabaneta, Envigado, Medellín, Bello, Copacabana, Girardota y Barbosa.

2.2.2 Lomos de diversa jerarquía (SL14)

La subunidad se ubica entre los 1650 y 3050 msnm y está conformada por lomos de distintas jerarquías, algunos de escala regional con orientaciones variables. Muchos descienden abruptamente hasta el río, con cimas angostas y pendientes suaves a moderadas.

Se extiende desde las cabeceras del valle y la quebrada Santa Isabel al sur, hasta Sabaneta y la quebrada La Ayurá al norte, con el río Medellín como límite occidental.

2.2.3 Abanico fluviotorrencial (faa1, faa2, faa3)

Unidad con forma de abanico, conformada por superficies planas a aterrazadas y laderas que varían de cóncavas a convexas, originada por acumulación torrencial y fluvial en zonas planas al pie de montañas. Los depósitos se distribuyen radialmente desde el ápice, donde los canales erosionan con mayor profundidad, disminuyendo hacia los bordes. Las subunidades Faa1, Faa2 y Faa3 reflejan distintos niveles de incisión fluvial: moderado en Faa1, leve en Faa2 e intenso en Faa3, según el grado de erosión que ha afectado los abanicos aluviales.

2.2.4 Planicie o llanura de inundación (Fpi)

Unidad de morfología plana a suavemente ondulada, ocasionalmente inundable, ubicada junto a cauces fluviales y limitada por escarpes de terraza. Se compone de sedimentos finos depositados durante crecidas y abarca cauces, riberas y terrazas bajas del río Medellín y sus principales afluentes en varios municipios, incluido Envigado.

2.2.5 Abanico fluvial sub reciente (Faas)

Esta unidad corresponde a una superficie en forma de cono con laderas cóncavas y morfología plano, formada por acumulación fluvial y torrencial en zonas planas donde los canales se disponen radialmente. Aunque suele presentar cierta incisión, aún se conserva visible su superficie superior.

2.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL

La zona de estudio se encuentra influenciada por un marco estructural complejo, donde se evidencian lineamientos tectónicos de orientación predominante NE-SW y NW-SE, asociados a sistemas de fallas regionales (Sistema de Fallas Romeral) que han condicionado la configuración geológica del área. Estas estructuras, posiblemente de origen compresivo y transcurrente, controlan tanto la disposición del relieve como la dirección de los drenajes, lo cual indica una influencia activa o reciente de procesos tectónicos (CORANTIOQUIA, 2018). La interacción entre estas fallas y la red de drenaje refleja un control estructural significativo, con implicaciones directas en la evolución geomorfológica y la estabilidad del terreno. En este contexto, la presencia de fallas cercanas a la zona de estudio sugiere la necesidad de considerar posibles debilidades estructurales al momento de evaluar riesgos geotécnicos y procesos de inestabilidad en ladera (ver **Figura 6**).

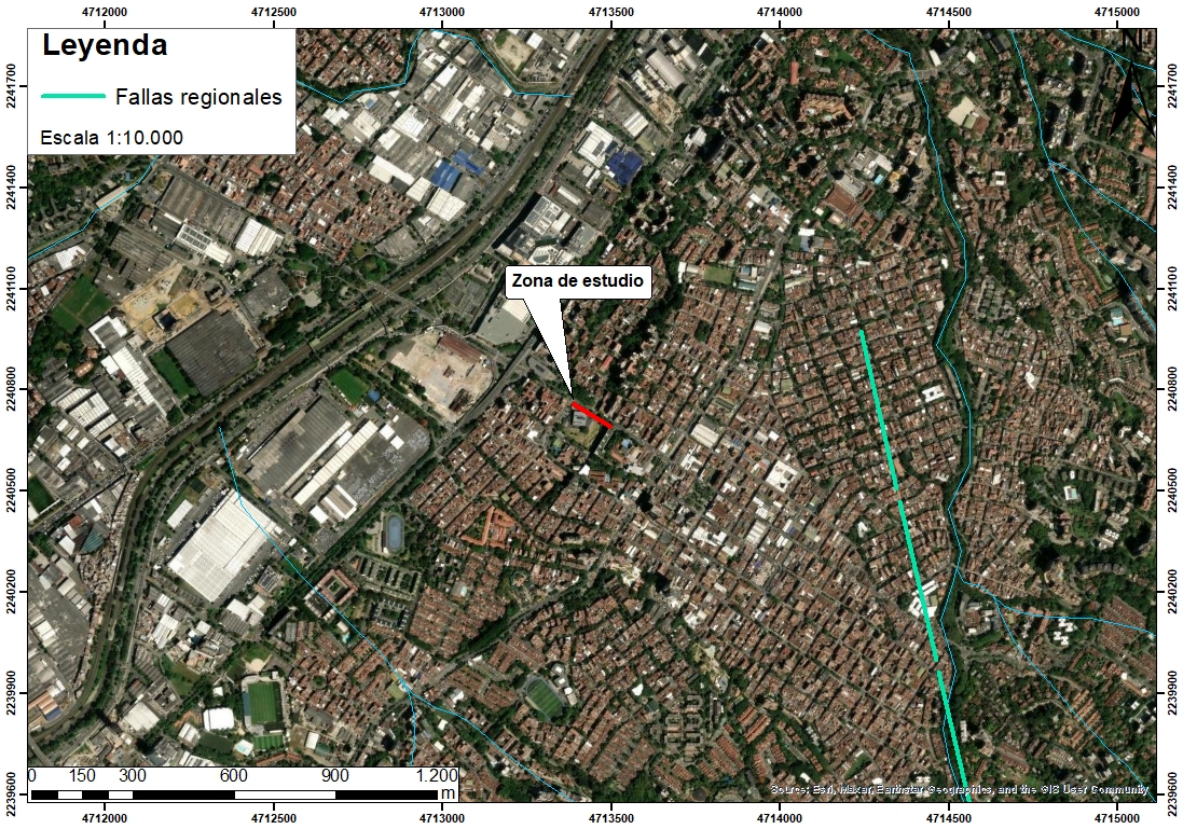


Figura 6. Mapa geológico estructural de la zona de estudio
Adaptado del POT del Municipio de Envigado (2019) y POMCA del río Aburrá (2018)

2.4 GEOLOGÍA LOCAL Y FORMACIONES SUPERFICIALES

En la zona de estudio se efectuaron dos apiques exploratorios. El primero alcanzó una profundidad de 1,0 metro y el segundo, 0,8 metros. La **Figura 7** presenta el perfil estratigráfico representativo del área de estudio, correspondiente a las profundidades investigadas mediante los apiques.

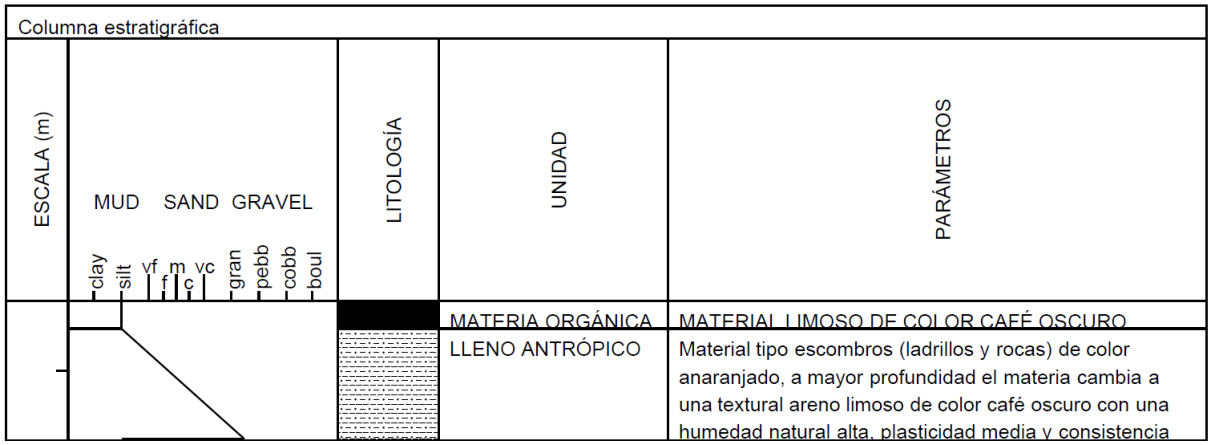


Figura 7. Perfil estratigráfico representativo de los apiques AP1 y AP2

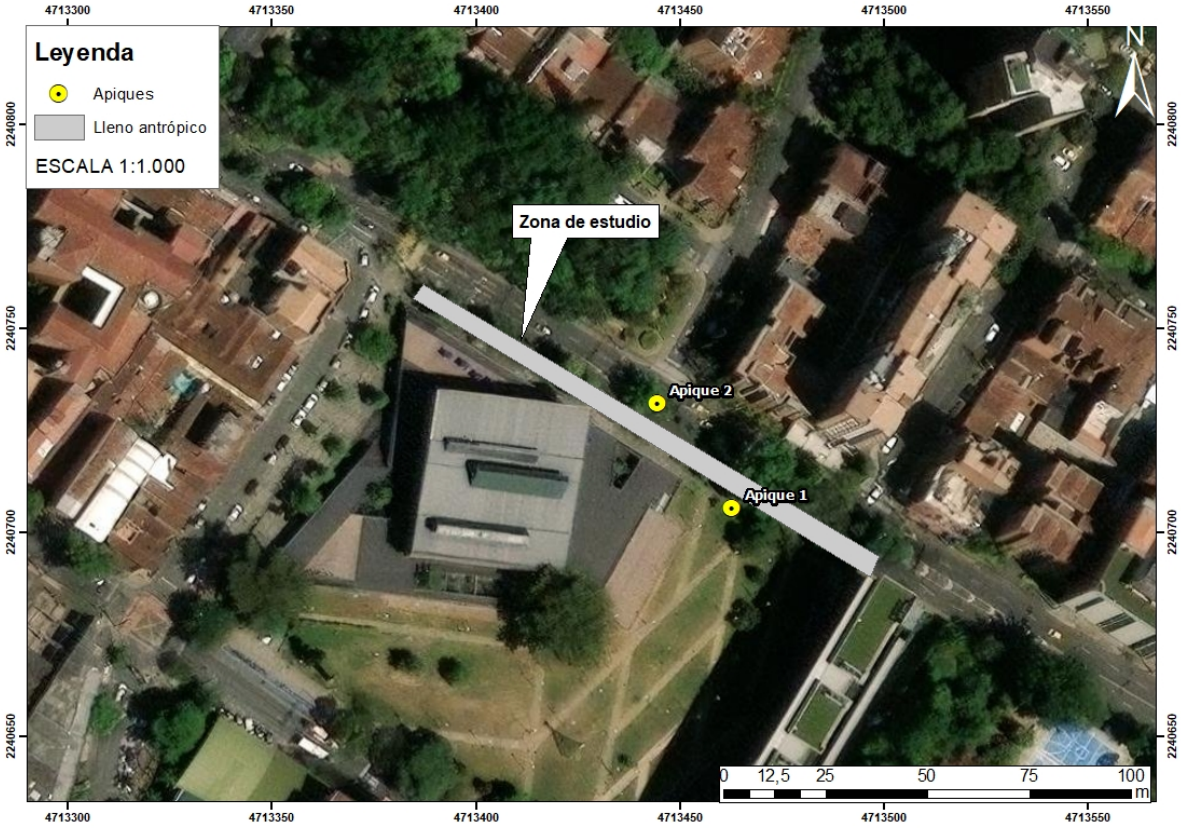


Figura 8. Mapa de formaciones superficiales presentes en la zona de estudio

A continuación, se describen los suelos encontrados durante el desarrollo del presente estudio:

2.4.1 Lleno antrópico

Este material presenta una textura areno-limoso, con un color predominantemente café oscuro, pero también presenta tonalidades naranjadas y rojizas (**Figura 9**). El lleno antrópico contiene escombros de diferente tipo, incluyendo fragmentos de ladrillo y trozos de roca. Desde el punto de vista geotécnico, se caracteriza por presentar una humedad natural alta, plasticidad media y una consistencia firme.

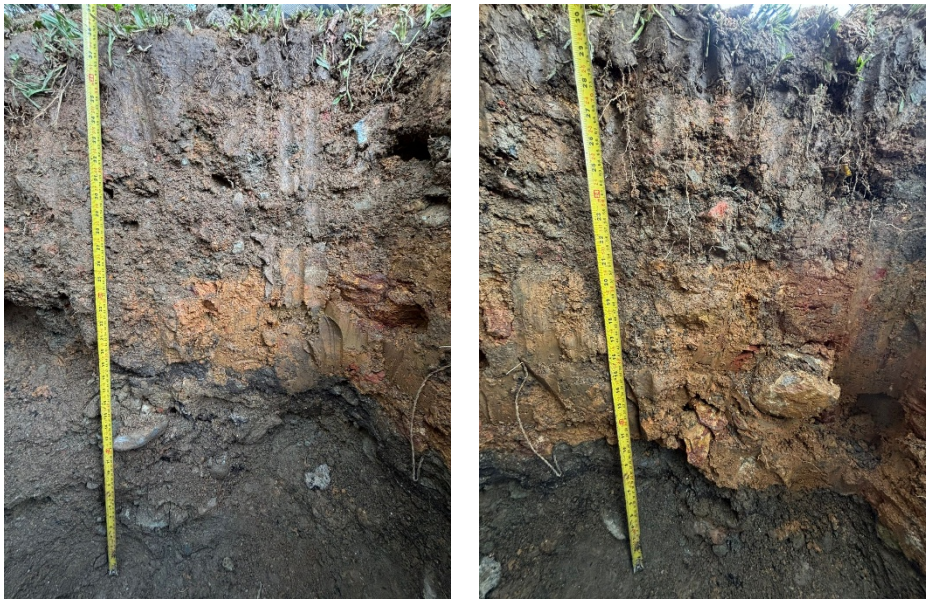


Figura 9. Lleno antrópico expuesto los apiques AP1 (izquierda) y AP2 (derecha)

2.5 GEOMORFOLOGÍA LOCAL

La zona de estudio se ubica dentro de un contexto geomorfológico fluvial, caracterizado por la presencia de dos unidades principales: planicie de inundación (Fpi) y abanico aluvial (Faa), asociadas a la dinámica fluvial de la quebrada Ayurá. A partir del análisis geomorfológico detallado a escala 1:1.000 (**Figura 10**), se definieron y delimitaron las unidades geomorfológicas locales, que corresponden a geoformas relevantes para la dinámica actual del terreno:

2.5.1 Planicie de inundación (Fpi)

Corresponde a superficies planas o ligeramente inclinadas, con pendientes entre 5° y 10°. Está conformada por depósitos aluviales recientes constituidos por limos, arcillas y capas intercaladas de arena fina, con alta saturación potencial en eventos de caudal máximo. Desde el punto de vista geotécnico, este material presenta baja resistencia al corte, plasticidad variable y elevada compresibilidad, lo que puede generar asentamientos diferenciales bajo cargas. Estas características hacen indispensable el control de humedad, drenaje adecuado y cimentaciones profundas o mejoradas para garantizar estabilidad.

2.5.2 Abanico aluvial (Faa)

Presenta pendientes pronunciadas, entre 20° y 40°, lo que implica una mayor energía en los procesos de deposición. Está conformado por una mezcla heterogénea de gravas, arenas y limos, con clastos subredondeados en matriz fina. Geotécnicamente, estos depósitos muestran variabilidad lateral y vertical en densidad y permeabilidad, pudiendo generar problemas de estabilidad en taludes y riesgo de erosión superficial. En condiciones de saturación, los materiales finos intercalados pueden reducir la resistencia, favoreciendo deslizamientos localizados.



Figura 10. Mapa de geomorfología local en la zona de estudio

2.6 MORFOMETRIA

Se realizó un análisis morfométrico a partir de curvas de nivel y un modelo digital del terreno, con el cual se generó una capa de pendientes correspondiente a la zona de estudio, representada en el mapa de la **Figura 11**.

La zona muestra un predominio de pendientes suaves, clasificadas entre 0° y 10°, lo que corresponde a superficies planas o ligeramente inclinadas, según la leyenda. Sin embargo, se identifican sectores localizados con pendientes más marcadas, que alcanzan valores entre 15° y 30°, clasificados como abruptas y muy abruptas, especialmente hacia los bordes del área delimitada, corresponden a zonas en donde inicia a aumentar la pendiente del terreno. En términos geotécnicos, la morfología general del terreno indica una baja susceptibilidad a procesos de inestabilidad superficial, favoreciendo las condiciones para el desarrollo de infraestructura.

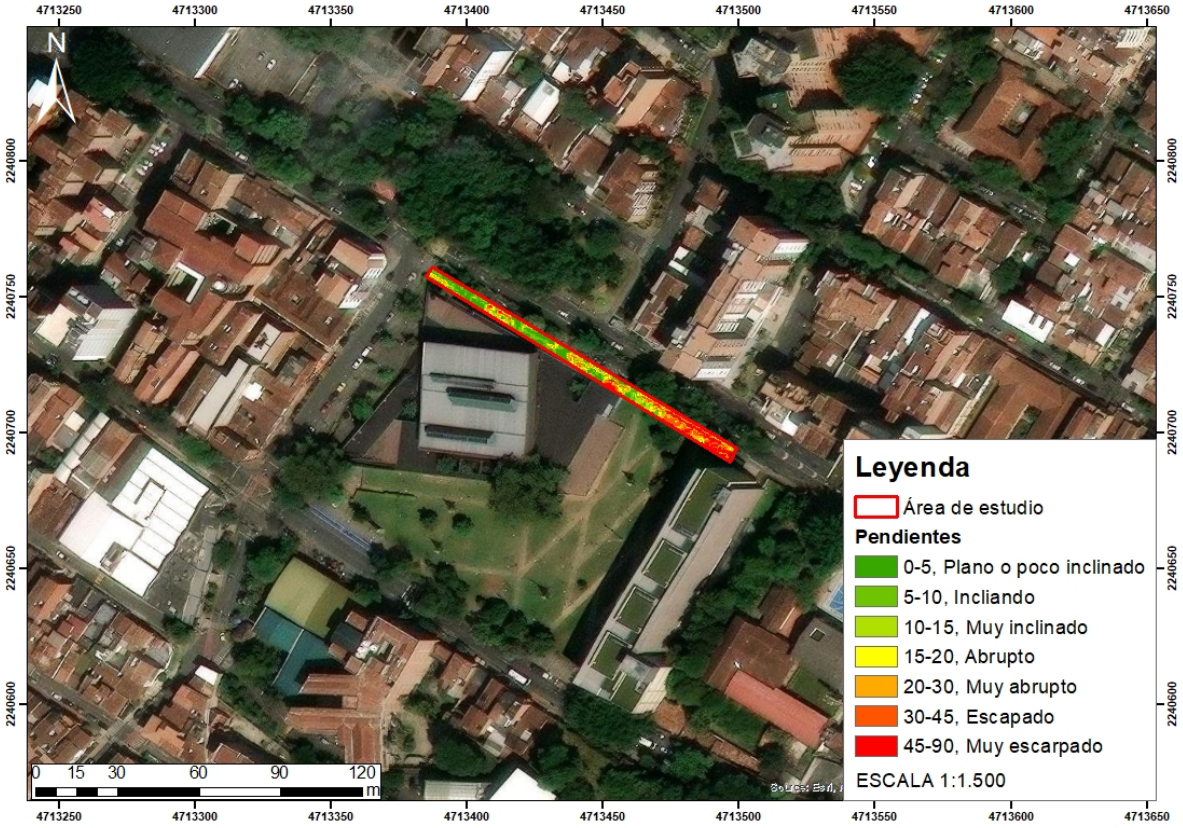


Figura 11. Mapa de pendientes en la zona de estudio.

3 CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA

Se realizó la caracterización de los geomateriales del terreno estudiado a partir de resultados de la exploración directa y ensayos de laboratorio.

3.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

Para determinar las características del subsuelo en el sitio del proyecto, se realizaron actividades de exploración de campo, las cuales se ubicaron como se presenta en la **Figura 12**, dicha exploración consistió en:

- Ejecución de dos (2) apiques con una profundidad aproximada de 1.0 m realizado con extracción manual con pala y pica.
- Ejecución de seis (6) ensayos de cono de penetración dinámica denominados PDC-1 a PDC-6, alcanzando una profundidad de un metro (1 m) aproximadamente.

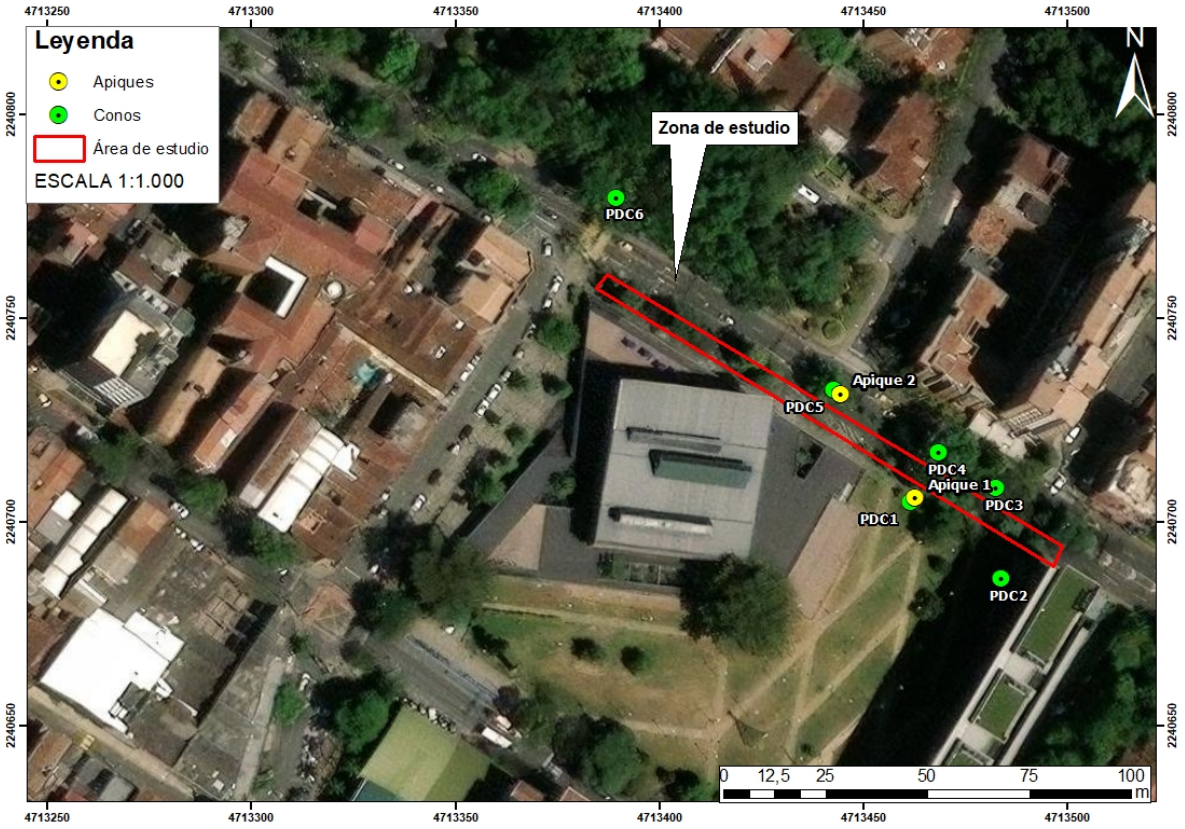


Figura 12. Localización de la exploración geotécnica.

3.1.1 Exploración directa

El trabajo de campo se llevó a cabo mediante la ejecución de dos (2) apiques con una profundidad de un metro (1m) denominada AP 1 y AP 2 con la finalidad de establecer un reconocimiento del perfil del suelo y estimar estratigráfico representativo del terreno hasta la profundidad investigada y estimar el índice de soporte de California el CBR in situ según las formulaciones recomendadas por el US Army Corps of Engineers. Se presenta el resumen del

Por otro lado, se realizaron seis (6) ensayos de cono de penetración dinámica. El ensayo de penetración dinámica de cono (DCP), el cual permite evaluar la capacidad de resistencia a la penetración de un material "in situ" y relacionarla con la capacidad portante de los mismos, al medir la penetración por golpes en un terreno bajo una carga constante de 8.0 kg. Este ensayo se realiza bajo la norma ASTM D 6951M-09, en la cual se estima el índice de soporte de California el CBR in situ según las formulaciones recomendadas por el US Army Corps of Engineers, relacionando el tipo de suelo y los resultados del ensayo DCP.

Además, en el **Anexo 1** se presenta un resumen detallado de la estratigrafía obtenida con su respectiva descripción de cada uno de los apiques ejecutados. En el **Anexo 2** se presentan los resultados de los ensayos de cono de penetración dinámica realizados a lo largo del corredor, incluyendo la curva de penetración por golpe (curva PDC) y los diagramas estructurales correspondientes. En estos se representa tanto la variación del índice PDC con la profundidad como la estimación del porcentaje de CBR permitiendo analizar la capacidad portante del suelo en cada punto de muestreo. Adicionalmente incluyen los resultados del ensayo de granulometría y humedad natural realizados para los apiques ejecutados, lo que permite complementar la caracterización geotécnica del área de estudio. Como Anexo final se tiene el **Anexo 2** en el cual se podrán todos los resultados de laboratorio o de exploración de campo de los elementos evaluados en los estudios de referencia.

Finalmente, la exploración se muestra en la **Figura 12** y los registros de la realización de cada uno de ellos se evidencian desde la **Figura 13** hasta la **Figura 22**.

Tabla 1. Resumen de la exploración.

Perforación	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
AP1	1.0	No se encontró
AP2	0.8	No se encontró



Figura 13. Registro de Apique 1 (AP1).



Figura 14. Registro de Apique 2 (AP2).



Figura 15. Registro de PDC-1.



Figura 16. Registro de PDC-2.



Figura 17. Registro de PDC-3.



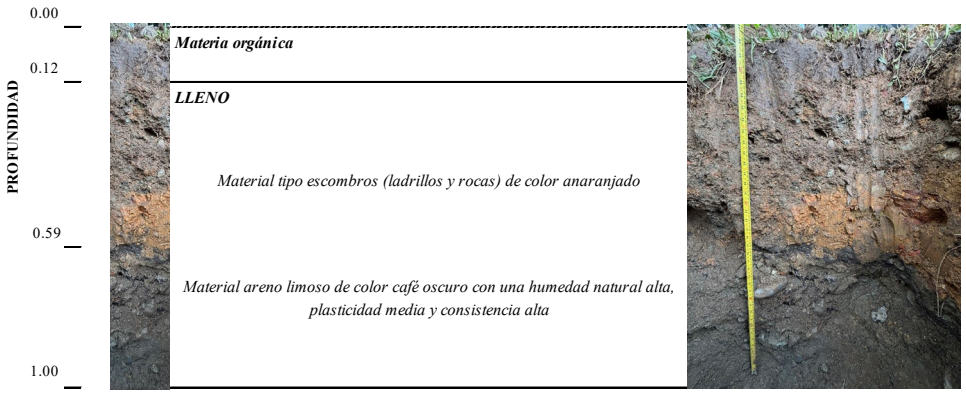
Figura 18. Registro de PDC-4.



Figura 19. Registro PDC-5.

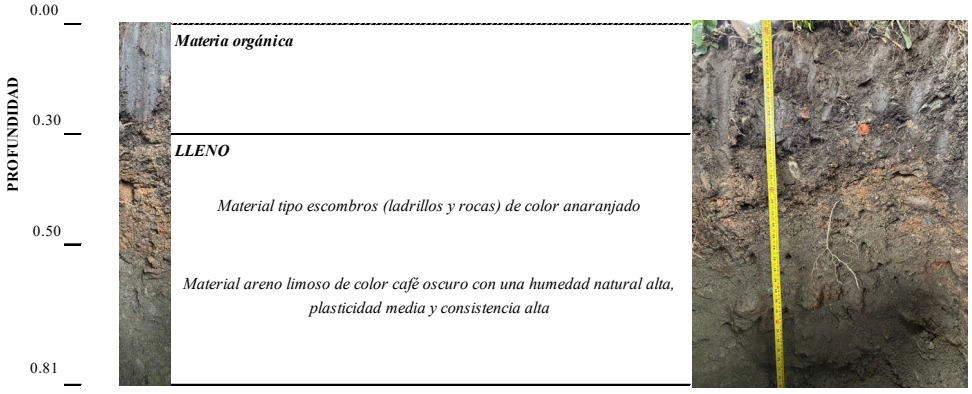


Figura 20. Registro PDC-6.



NOTA: *No se encontró el nivel freático*

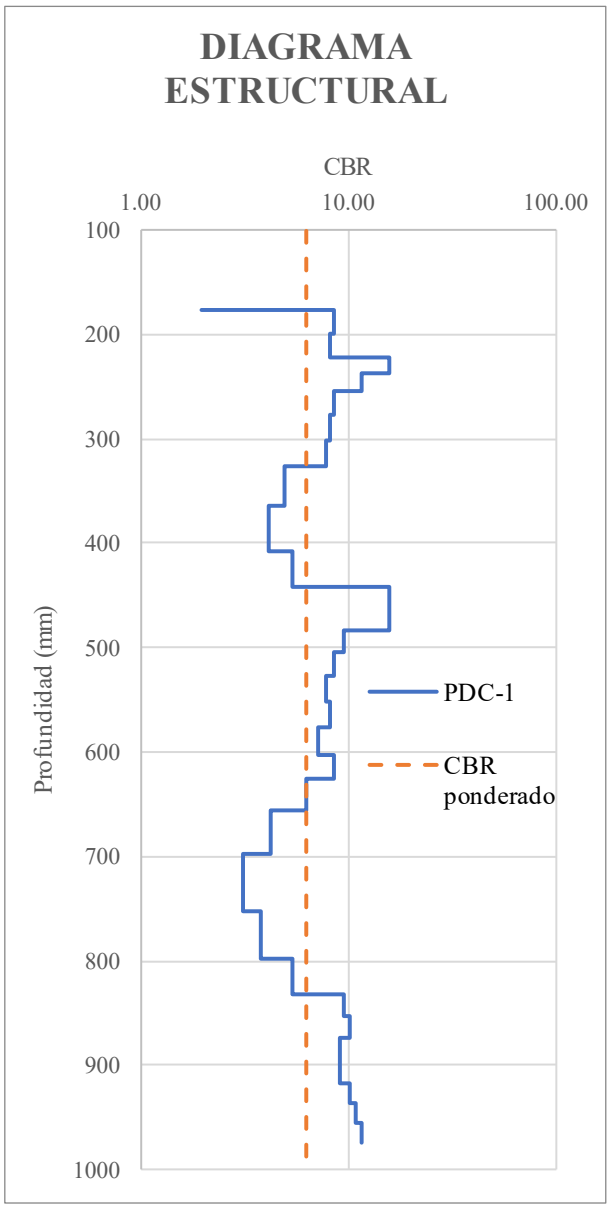
Figura 21. Registro de apique #1 (AP1).



NOTA: *No se encontró el nivel freático*

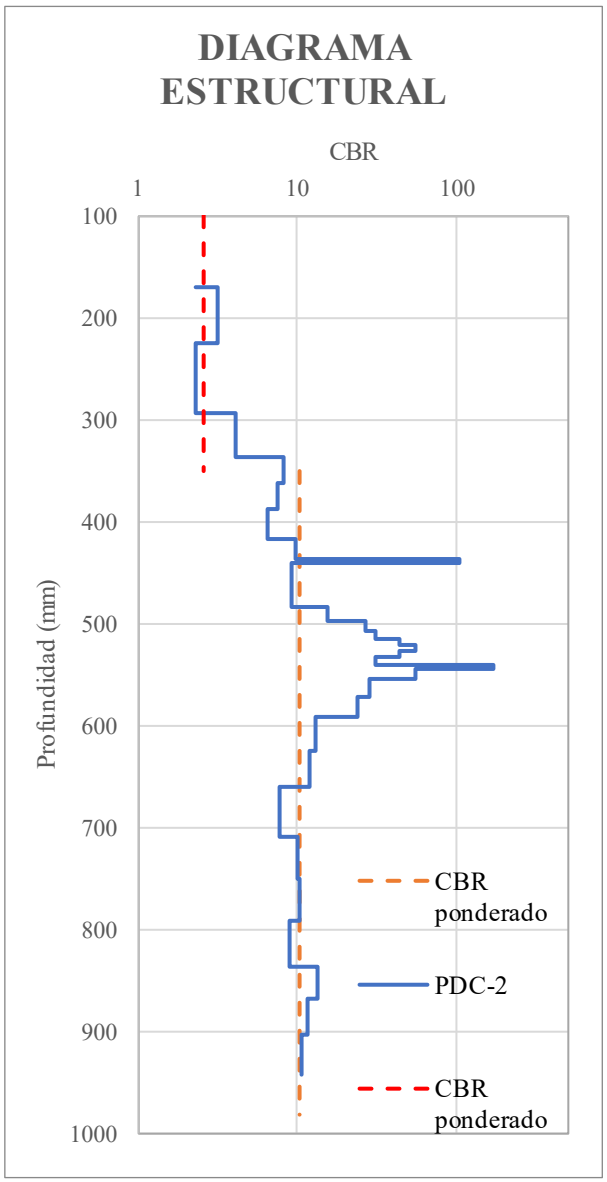
Figura 22. Registro de apique #2 (AP2).

A continuación, se presentan las gráficas de los resultados obtenidos mediante la correlación de los ensayos de penetración dinámica de cono realizados a lo largo del corredor (PDC-1 a PDC-6), en el cual se discrimina el cambio de densidad del suelo según la profundidad.



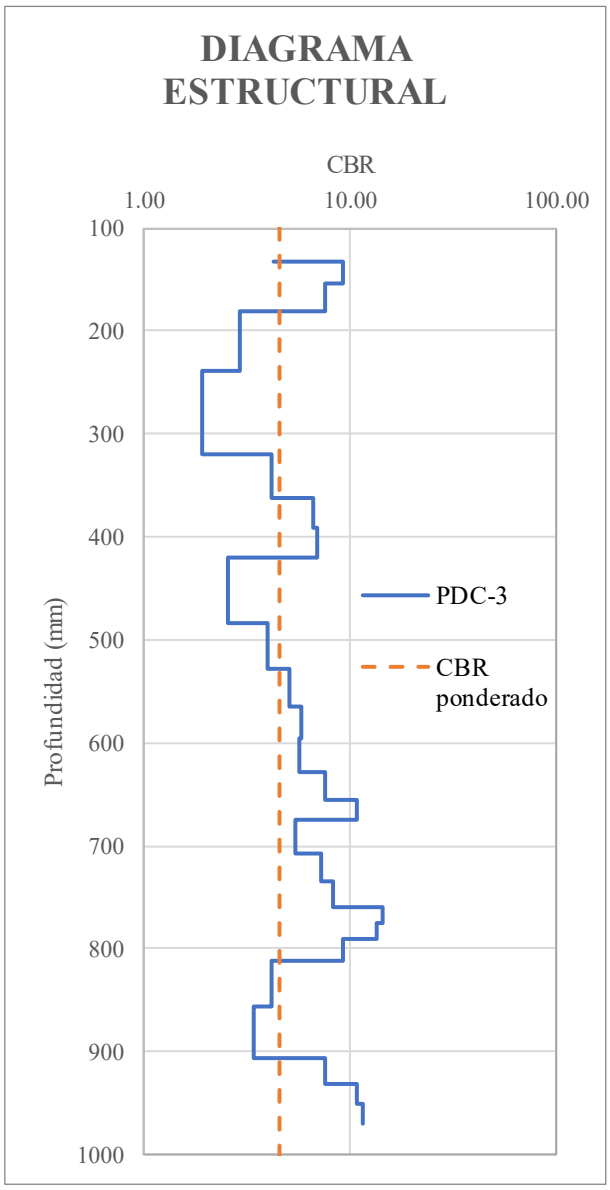
PDC-1				
Profundidad (mm)	CBR (%)	Índice (mm/golpe)	CBR (%) Ponderado por profundidad	Índice (mm/golpe) Ponderado por profundidad
0	-	-	-	-
100	6.37	33.74	6.37	33.74
300				
400				
440				
450				
500				
600				
700				
800				
810				
900				
1000				

Figura 23. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 1.



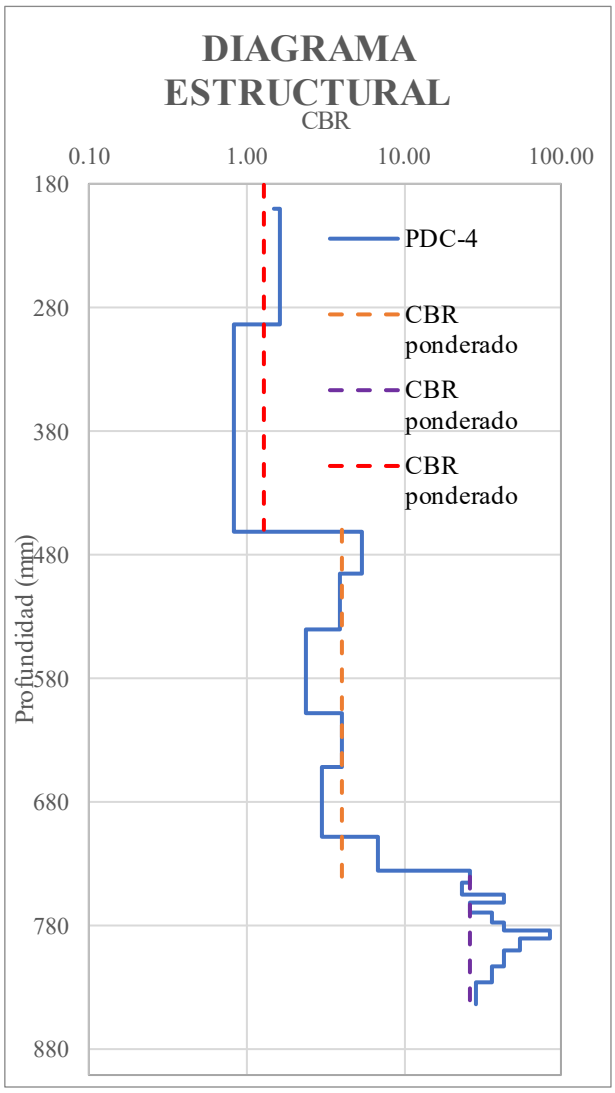
PDC-2				
Profundidad (mm)	CBR (%)	Índice (mm/golpe)	CBR (%) Ponderado por profundidad	Índice (mm/golpe) Ponderado por profundidad
0	-	-	-	-
100	2.58	64.67	7.9	29.4
200				
210				
300				
350	10.15	20.84		
360				
400				
500				
600				
700				
800				
900				
1000				

Figura 24. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 2.



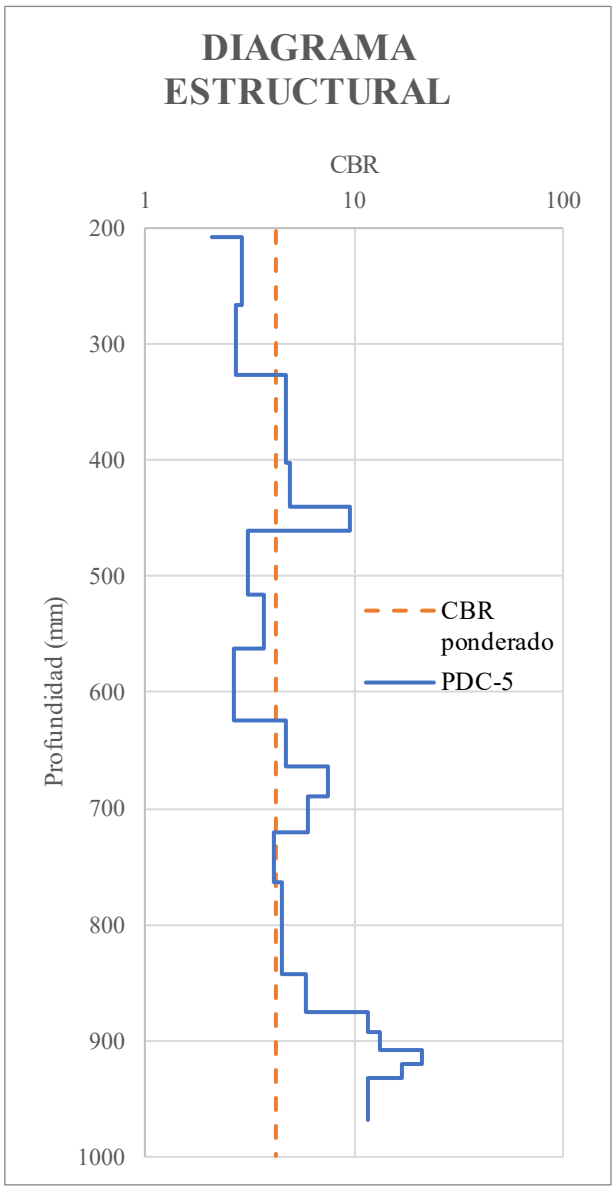
PDC-3				
Profundidad (mm)	CBR (%)	Índice (mm/golpe)	CBR (%) Ponderado por profundidad	Índice (mm/golpe) Ponderado por profundidad
0	-	-	-	-
100	4.63	39	5	39
200				
300				
320				
330				
400				
500				
600				
700				
800				
900				
910				
1000				

Figura 25. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 3.



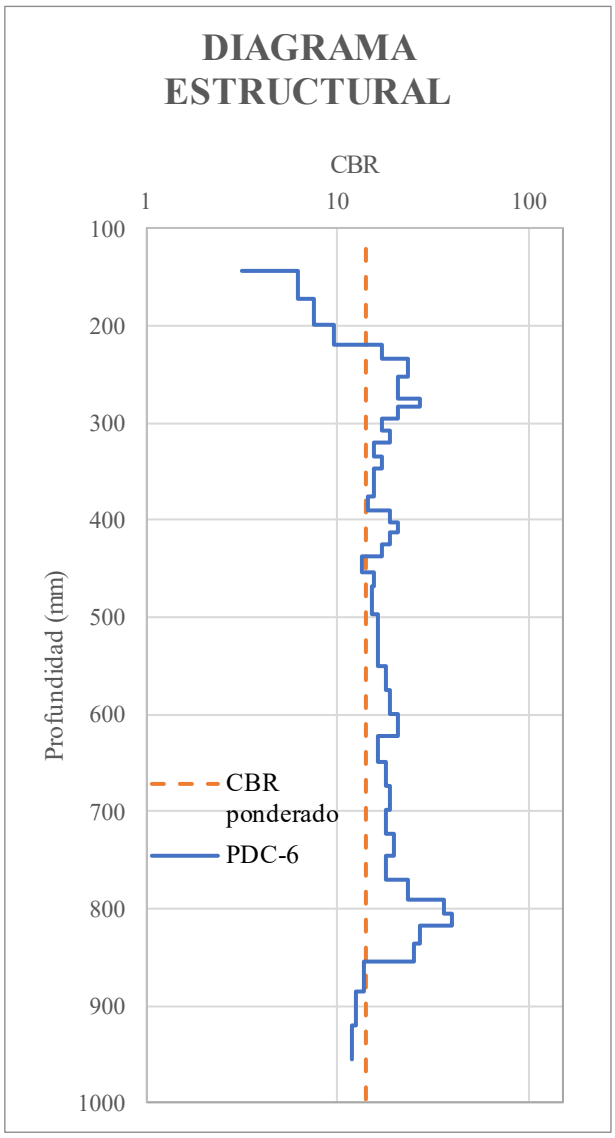
PDC -4				
Profundidad (mm)	CBR (%)	Índice (mm/golpe)	CBR (%) Ponderado por profundidad	Índice (mm/golpe) Ponderado por profundidad
0	-	-	-	-
100	1.32	121.00	6.91	63.13
200				
300				
400				
460	4.25	45.83		
470				
500				
600				
700				
740				
750	26.29	9.13		
800				
900				

Figura 26. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 4.



PDC -5				
Profundidad (mm)	CBR (%)	Índice (mm/golpe)	CBR (%) Ponderado por profundidad	Índice (mm/golpe) Ponderado por profundidad
0	-	-	-	-
130	4.17	46.67	4.17	46.67
200				
300				
400				
450				
500				
600				
700				
800				
850				
860				
900				
1000				

Figura 27. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 5.



PDC-6				
Profundidad (mm)	CBR (%)	Índice (mm/golpe)	CBR (%) Ponderado por profundidad	Índice (mm/golpe) Ponderado por profundidad
0	-	-	-	-
90	14.34	15.15	14.34	15.15
200				
220				
230				
300				
400				
450				
500				
600				
700				
800				
860				
870				
900				
1000				

Figura 28. Distribución de CBR con la profundidad y valores representativos por estrato en PDC 6.

Desde la **Figura 23** hasta la **Figura 28** se evidencian los valores de CBR (%) e Índice PDC (mm/golpe) estimados a lo largo de los estratos identificados para cada ensayo de penetración dinámico realizado, también se presenta el valor ponderado por influencia de la profundidad de cada uno de ellos. A partir de estos y su comportamiento tendencial respecto al descenso; se logra regionalizar el corredor de peatonalización en dos zonas (2); tal y como se observa en la **Figura 29** y **Figura 30**, sin embargo, se aclara que la proyección del área del proyecto se desarrolla sobre la zona uno (ZN-1).

- Inicialmente, los suelos del corredor peatonal alrededor del tramo analizado de la calle 37 sur corresponden principalmente a arenas; según lo evidenciado por los resultados de laboratorio resumidos en la **Tabla 3**. Este análisis se realizó con el propósito de definir la descripción de la densidad relativa del suelo según la zonificación dada la clasificación ASTM (suelto.
- La zona 2 (ZN-2), aunque presenta un único ensayo de CBR con valores superiores a 10% (registrados en punto PDC 6, ubicado en el sector más alejado del polígono de trabajo en esta exploración), resulta ser el menos representativo del polígono de estudio, dado que corresponde a un caso puntual cuya influencia en el área se podría considerar un caso particular o limitado.

  No obstante, al analizar la base de datos secundaria proveniente de exploraciones anteriores (Suelo, Ambiente y Obras S.AS 2018) se registraron valores promedio de CBR de 5%, 6% y 7% en los resultados del ensayo de penetración de cono DCP-2, DCP-1 y DCP-3 respectivamente.

Estos resultados evidencian un incremento en la resistencia del suelo hacia el sector noroeste, entre el PDC-2 y PDC-6, lo que aporta coherencia y respaldo tendencial a los valores obtenidos en la presente campaña. Dicho esto, se clasifica la zona con un material medianamente denso al poseer un índice promedio de 30mm/golpe).

- La zona uno (ZN-1) se caracteriza por presentar valores de CBR mayores a 4%, además de un índice promedio máximo de 52 mm/golpe y un índice ponderado por profundidad promedio de 35.52 mm/golpe, lo que permite clasificar el material como un suelo suelto.
- La zona 2 (ZN-2), aunque presenta un único ensayo de CBR con valores superiores a 10% (registrados en punto PDC 6, ubicado en el sector más alejado del polígono de trabajo en esta exploración), resulta ser el menos representativo del polígono de estudio, dado que corresponde a un caso puntual cuya influencia en el área se podría considerar un caso particular o limitado.

  No obstante, al analizar la base de datos secundaria proveniente de exploraciones anteriores (Suelo, Ambiente y Obras S.AS 2018) se registraron valores promedio de CBR de 5%, 6% y 7% en los resultados del ensayo de penetración de cono DCP-2, DCP-1 y DCP-3 respectivamente.

  Estos resultados evidencian un incremento en la resistencia del suelo hacia el sector noroeste, entre el PDC-2 y PDC-6, lo que aporta coherencia y respaldo tendencial a los valores obtenidos en la presente campaña. Dicho esto, se clasifica la zona con un material medianamente denso al poseer un índice promedio de 30mm/golpe, el tramo proyectado requiere.

Tabla 2 . Descripción del Suelo ASTM.

Materiales Arenosos			
Descripción	*Densidad Relativa de Burmister (%)*	*SPT saturado N (golpes/300mm)*	*DCP (mm/golpe)*
Muy suelta	-	< 4	> 76
Suelta	0 - 40	4 - 10	31 - 76
Medianamente densa	40 - 70	10 - 30	13 - 31
Densa	70 - 90	30 - 50	5 - 13
Muy densa	90 - 100	> 50	2 - 5

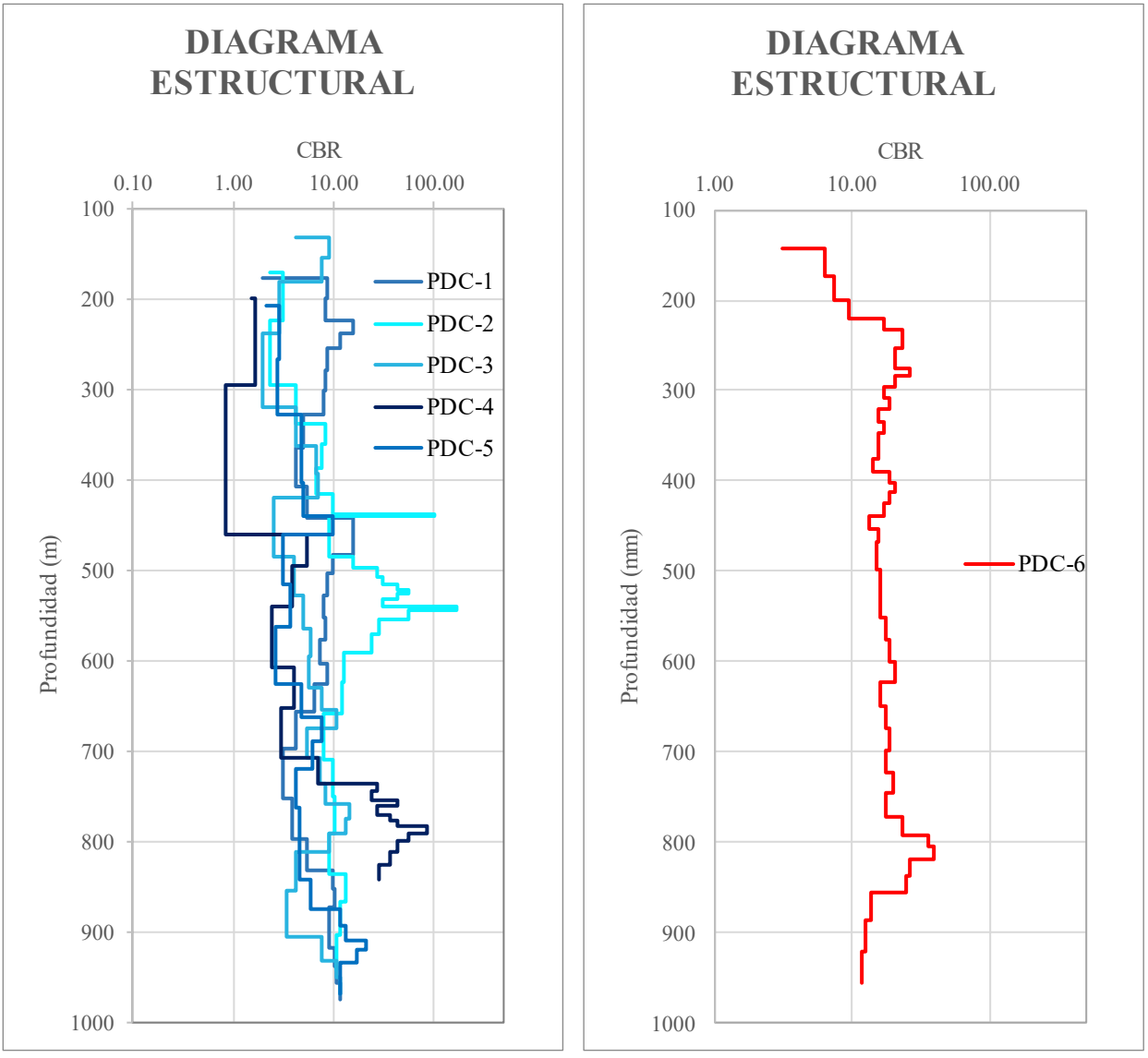


Figura 29. Patrones del corredor peatonal según la capacidad soportante (CBR).

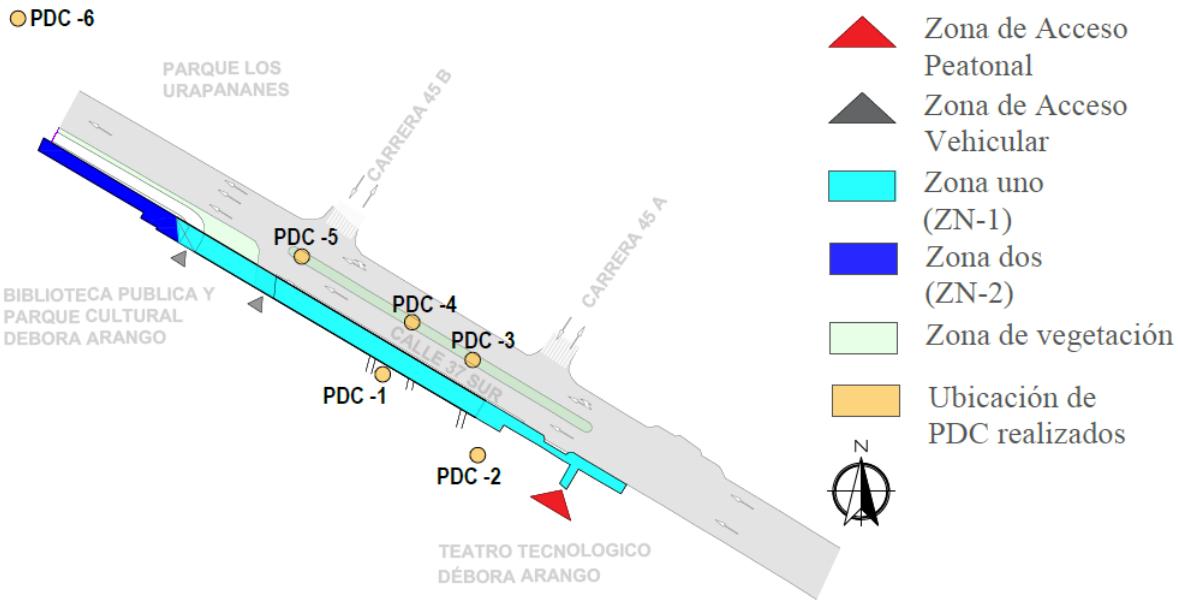


Figura 30. Zonificación de Peatonalización según resultados de cono de penetración dinámica (PDC).

3.1.1 Nivel freático

El nivel freático es el límite superior de la capa de agua subterránea en el terreno. Por debajo de esta capa que es el límite o superficie del agua, los poros de las rocas o suelos están saturados de agua. Las fluctuaciones que pueda sufrir el nivel freático condicionan en gran medida el estado de saturación del terreno, comportamiento de las líneas de flujo subterráneas en el subsuelo y puede ser un factor detonante de nuevos procesos morfodinámicos en el área de estudio.

Sin embargo, de acuerdo con el estudio geotécnico realizado por Suelo, Ambiente y Obras S.A.S (2017) para el Parque Débora Arango, ubicado en un sector próximo al área de intervención, se evidenció la presencia de nivel freático en profundidades entre 6.0 m y 6.5 m, con una pendiente hidráulica descendente en dirección Norte–Sur. La perforación P2 localizada en las cercanías del área de trabajo (**Figura 31)** registró el nivel freático a una profundidad de 6.50 m en medio de estratos identificados como depósitos de vertiente.

La presencia del nivel freático en interacción con este tipo de estrato es relevante para el diseño del proyecto de peatonalización, ya que, aunque no se identificó en superficie, su existencia a 6 m de profundidad implica que capas inferiores del subsuelo pueden estar total o parcialmente saturadas, lo cual condiciona su comportamiento frente a cargas, excavaciones o fluctuaciones hídricas. Adicionalmente, el depósito aluvial presente podría presentar inestabilidad bajo

saturación, con riesgos de reacomodamientos o asentamientos diferenciales, especialmente si se concentra agua subterránea en esa capa.

3.2 TRABAJO DE LABORATORIO

Luego de realizar una inspección visual de las muestras obtenidas en las perforaciones, se ejecutaron ensayos para la clasificación de los materiales y la determinación de las propiedades mecánicas de los materiales.

Humedad natural	(2 muestras ensayadas)	INV 122
Granulometría por tamizado	(2 muestras ensayadas)	INV 123
Límites de Atterberg	(2 muestras ensayadas)	INV 125 e INV 126

3.2.1 Ensayos de Clasificación

Sobre muestras remoldeadas más representativas de suelos, se ejecutaron ensayos de humedad natural, límites de consistencia y granulometría con lavado sobre tamiz No. 200, con el objeto de clasificarlos, de acuerdo con los sistemas de clasificación unificado (USCS).

En la **Tabla 3**, se presenta un resumen de los resultados obtenidos y en el **Anexo 2** se presentan todos los registros. En la **Figura 32**, se presenta la clasificación de las diferentes muestras a la cuales se le aplicó el ensayo de límites de consistencia. Los resultados de ensayos de granulometría son presentados en la **Figura 33** y la **Figura 34**.

Tabla 3. Resumen de ensayos de laboratorio sobre muestras de suelo.

Sondeo	Muestra		Humedad Natural (%)	Límite Líquido (%)	Índice plástico (%)	Clasificación (USCS)	Granulometría (%)		
	Núm	Profundidad (m)					Grava	Arena	Finos
AP1	M1	1.00	14.03	31.58	1.77	SM	49.47	35.99	14.53
AP2	M2	0.8	17.24	31.99	1.03	SM	10.39	58.76	30.85

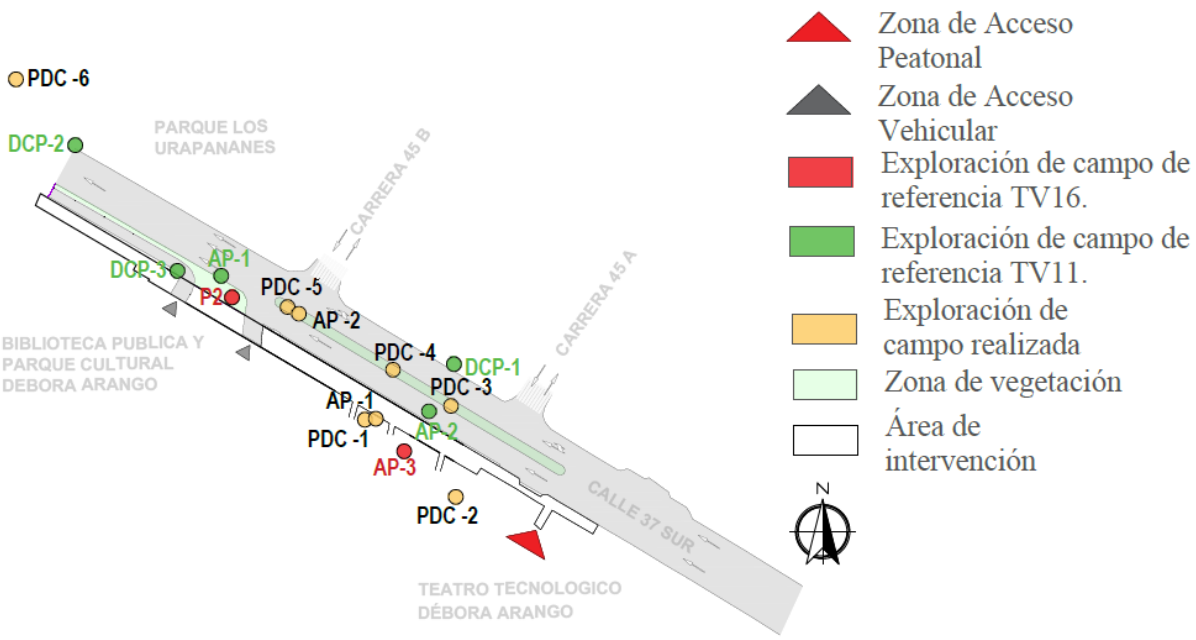


Figura 31. Resumen de exploraciones de campo aledañas.

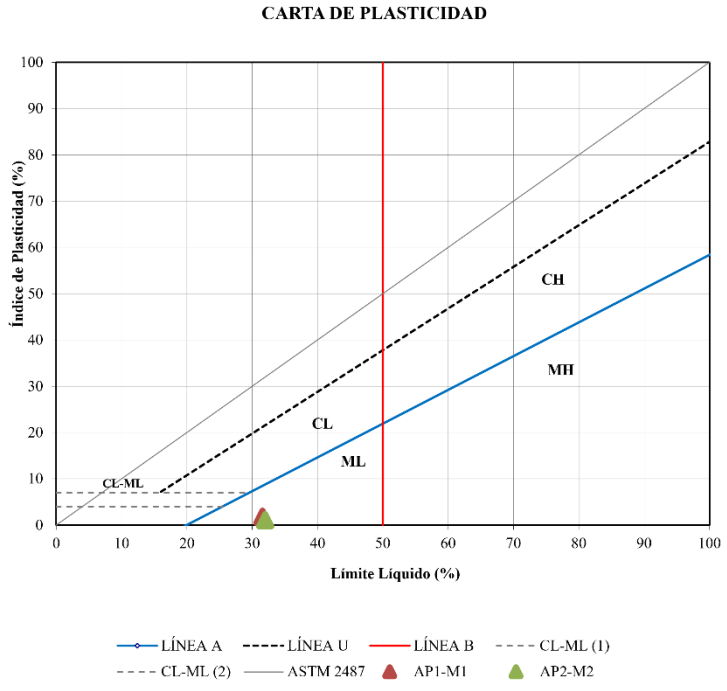


Figura 32. Límites en carta de plasticidad de Casagrande.

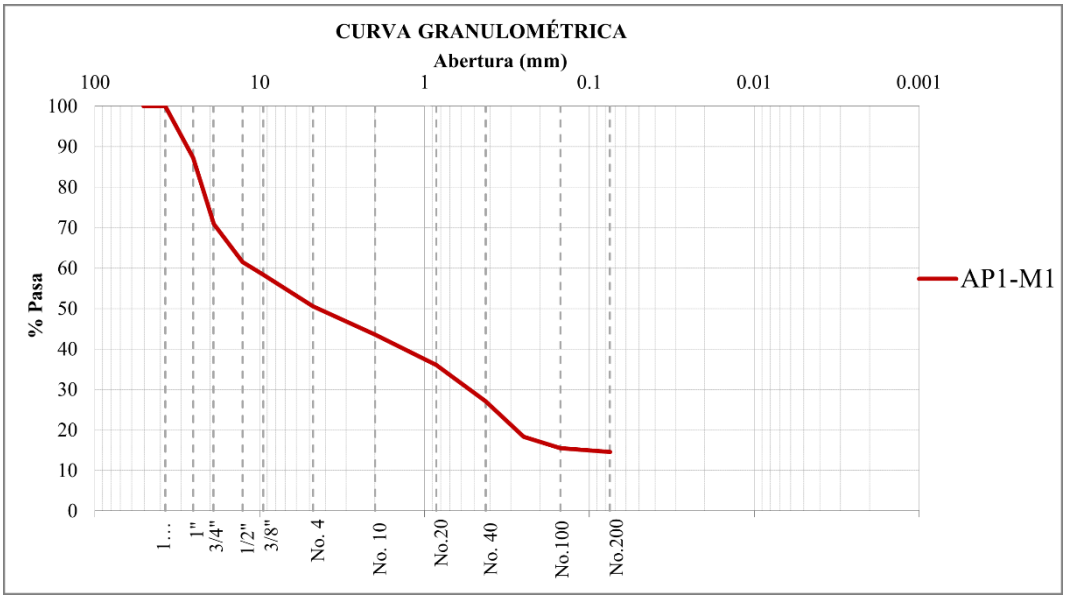


Figura 33. Curvas granulométricas sobre muestras ensayadas en el apique 1.

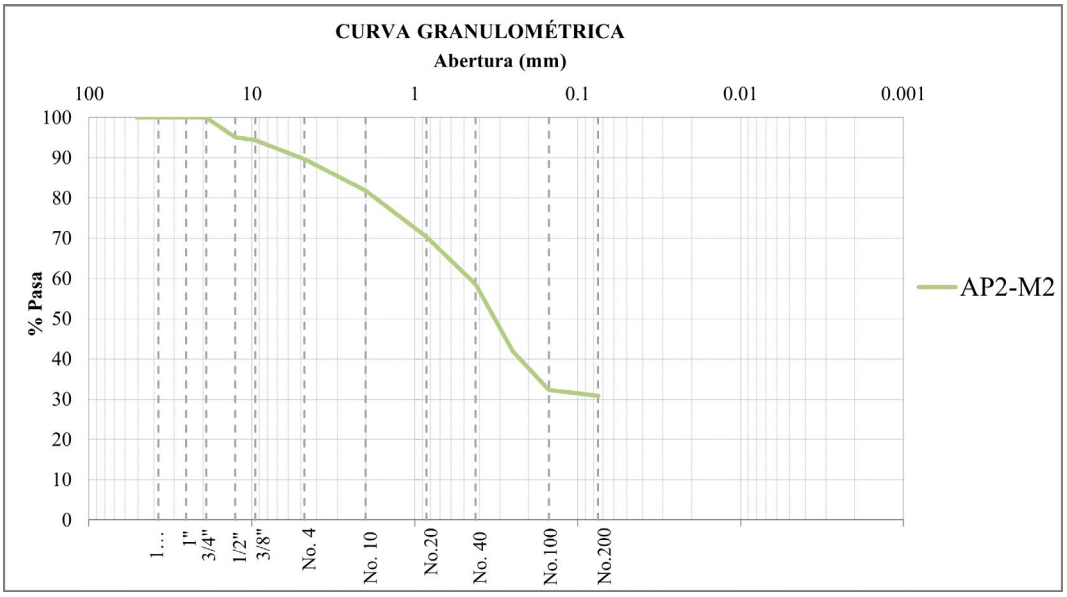


Figura 34. Curvas granulométricas sobre muestras ensayadas en el apique 2.

En general, la clasificación de los suelos muestreados en los sondeos AP1 y AP2 realizados fuera de la estructura vial u peatonal existente, corresponden a arenas limosas (SM) de baja plasticidad, con variaciones granulométricas que van desde arena limosa con grava (AP1) hasta arena limosa con alto contenido de finos (AP2). Asimismo, se identifica que la humedad natural moderada; entre 14 % y 18%. Su comportamiento mecánico está dominado por la fracción granular, dependiente del contenido de finos en cada punto.

Por otro lado, y de forma complementaria, de acuerdo a la **Figura 31** se construye la **Tabla 4** con los datos de las exploraciones de campo obtenidas de los dos estudios previos realizados por Suelo, Ambiente y Obras S.A.S para los años 2017 y 2018, los cuales poseen las denominaciones de TV16 para el estudio de suelos para estructuras varias y puente peatonal que conecta la zona verde del parque cultural Débora Arango y el lote ubicado en la calle 37 sur por carrera 45b; y TV11 para el diseño de pavimento articulado para la calle 37 sur entre las carreras 45a y 46, y las carreras 45b y 46a entre las calles 37sur y 36ª, respectivamente. De estos se logra rescatar finalmente que los suelos predominantes fuera de la carpeta asfáltica identificada son areno limosos (SM/SM-SC) con baja plasticidad con contenidos de arenas y finos comparables a los actuales; con la arena como fracción dominante.

Sin embargo, a partir de los 9 metros reflejados en la perforación dos (P2) del estudio TV16, se observan índicos de un perfil cohesivo (CL) más profundo entre el estrato de depósito de vertiente, esta perforación presenta humedad natural en incremento con respecto a la profundidad evaluada, la cual se asocia a la alta capacidad de retención de agua del estrato o el nivel freático registrado en él.

Tabla 4. Resumen de ensayos de laboratorio sobre muestras próximas a área de trabajo en TV11,2017 y TV 16,2018.

Sondeo próximo en esta exploración	Sondeo	Profundidad (m)	Húmedad Natural (%)	Límite Líquido (%)	Índice plástico (%)	Clasificación (USCS)	Granulometría (%)		
							Grava	Arena	Finos
AP2	AP1 (TV11)	0.2	26	22	5	GM-GC	74	21	5
		0.4	30	3	6	GM-GC	74	19	6
		0.6	16	33	12	SC	5	51	44
	DPC-2 (TV11)	0.0 - 0.6	47	21	5.9	SM-SC	40	48	12
	DPC -3 (TV11)	0.0 - 0.6	6	22	7.3	SC	29	57	14
	P2 (TV-16)	3-3.45	21	30	6	SM-SC	6	72	22
		6.0-6.45	22	23	5	SM-SC	8	59	32
		9-9.45	32	40	5	CL	7	32	56
AP1	AP2 (TV11)	0.28-0.64	37	23	19	GM-GC	64	27	9
		0.64	18	49	23	SC	13	46	41

	DCP-1 (TV11)	0-0.40	17	38	15	SC	5	54	41

3.3 PARÁMETROS SÍSMICOS

Para efectos de la aplicación del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10), se tendrá en cuenta que el proyecto está dentro de una zona de riesgo sísmico **Intermedio**. En consecuencia, el diseño sismo-resistente deberá considerar un perfil de suelos **Tipo D**, de acuerdo con la Tabla A.2.4-1 de la NSR-10, que se caracteriza por velocidades de onda cortante (Vs_{30}) entre 180 m/s y 360 m/s y resistencia a la penetración estándar entre 50 y 15 golpes por pie.

Esta clasificación se fundamenta en los resultados obtenidos a partir del Estudio de suelos para estructuras varias y puente peatonal que conecta la zona verde del parque cultural Débora Arango y el lote ubicado en la calle 37 sur por carrera 45b en el municipio de Envigado (Suelo, Ambiente y Obras S.A.S, 2017) el cual es denominado como estudio de Suelos TV11, para los efectos de la aplicación del código colombiano de construcciones sismo resistentes.

A continuación, se muestran los coeficientes de aceleración del municipio de Entrerríos:

Aa: 0.15 Av: 0.20 Ae: 0.13 Ad: 0.07

Donde:

- Aa: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva.
- Av: Coeficiente de aceleración de velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.
- Ae: Coeficiente de aceleración pico efectiva para diseño con seguridad reducida.
- Ad: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el umbral de daño.

Para esto se tienen los siguientes coeficientes de amplificación:

- Fa = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional. Para este caso Fa = 1.50 (Interpolando).
- Fv = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional. Para este caso Fv = 2.00.

3.4 CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO

3.4.1 Suelos expansivos

La expansión es una característica que tienen los suelos de contraerse cuando pierden humedad y de expandirse cuando la ganan de nuevo, según las condiciones ambientales (NSR-10), se presenta generalmente en las arcillas y se manifiestan progresivamente mediante fisuramientos, agrietamientos y rotación de elementos estructurales.

La identificación de este tipo de suelos se realiza de forma conceptual, mediante criterios de laboratorio más aceptados, basados en los valores de límite líquido, índice de plasticidad, contenido de partículas coloidales y límite de contracción.

Tabla 5. Clasificación de suelos expansivos (NSR-10).

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido (%)	Límite de contracción (%)	Índice de plasticidad (%)	% de partículas menores de una micra	Expansión libre EL, medida en probeta (%)
Muy alto	>30	>63	<10	>32	>37	>100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	>100
Medio	10 – 20	39 – 50	8 – 18	12 – 34	12 – 27	50 – 100
Bajo	<10	<39	>13	<20	<17	<50

De acuerdo con lo anterior y a las variables disponibles para el proyecto, obtenidas mediante los ensayos de laboratorio (LL y IP), se presenta a continuación una valoración del potencial de expansión del material, donde en general, se evidencia que el potencial de expansión del suelo en su mayoría es bajo. Aunque dos muestras presentan un límite líquido mayor a 39%, el índice plástico es menor a 20% en todas las muestras tanto como las hechas en esta exploración de campo como las de referencia (**Tabla 4**), por lo cual se identifica que los suelos presentan bajo potencial de expansión y no se esperan efectos adversos sobre las cimentaciones y demás obras (**Tabla 6**).

Tabla 6. Potencial de expansión de los suelos ensayados en laboratorio.

Sondeo	Muestra		Humedad Natural (%)	Límite Líquido (%)	Índice plástico (%)	Clasificación (USCS)	Potencial de expansion	
	Núm	Profundidad (m)					LL	IP
AP1	M1	1.00	14.03	31.58	1.77	SM	Bajo	Bajo
AP2	M2	0.8	17.24	31.99	1.03	SM	Bajo	Bajo

3.4.2 Suelos colapsables

Se clasifican como suelos colapsables, todos aquellos depósitos formados por arenas y limos, que, al aumentar su humedad o grado de saturación, sufren pérdidas en su conformación estructural y disminuyen severamente el volumen, no obstante, en estado seco, su resistencia es óptima (NSR-10). Este fenómeno se presenta en suelos aluviales y coluviales, suelos eólicos, cenizas volcánicas y suelos residuales.

La colapsibilidad se identifica cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. De forma teórica, se expresa así:

$$\gamma_{d\,(crit)} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + W_L} \quad (1)$$

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{d\,(crit)}} > 1$, el suelo es estable o expansivo (2)

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{d\,(crit)}} \leq 1$, el suelo es colapsable (3)

- Donde:
- γd = Peso unitario seco (g/cm3).
- γd crit= Peso unitario critico como identificación de la colapsibilidad (g/cm3).
- Gs = Gravedad específica del suelo, asumido como 2.65.
- WL = Límite líquido en fracción decimal.

Tabla 7. Colapsibilidad de los suelos ensayados en laboratorio.

Sondeo	Núm	Profundidad (m)	Humedad (%)	γd [kN/m³]	LL (%)	γdcritico [kN/m3]	γδ/γdcritico	Criterio
AP1	1	1	14.03	15.5	31.58	14.15	1.10	Suelo estable
AP2	1	0.8	17.24	15.5	31.99	14.07	1.10	Suelo estable

3.4.1 Susceptibilidad a la licuación

La licuación de suelos es un fenómeno que puede producir una reducción de la rigidez del suelo; así como una pérdida de soporte lateral en elementos de cimentaciones profundas, alterando las condiciones de estabilidad y la repuesta lateral de pilotes perforados sometidas a fuerzas sísmicas o dinámicas.

Este fenómeno suele presentarse en materiales granulares saturados, como arenas finas o limosas, así como depósitos de origen fluvial, coluvial, granular, eólico, además de abanicos aluviales, planicies aluviales, terrazas u estuarios. Bajo ciertas condiciones de vibración o un evento sísmico, estos suelos pueden desarrollar presiones intersticiales excesivas, lo que puede derivar en asentamientos, pérdida de capacidad portante o incluso colapso de estructuras cimentadas sobre ellos.

En el presente estudio se identificaron depósitos correspondientes a un abanico aluvial y a una planicie aluvial desarrollada sobre materiales de vertiente. Los suelos muestreados presentan contenidos significativos de arenas finas y limosas, lo que los hace potencialmente susceptibles a fenómenos de licuación. Dicha susceptibilidad se estima a partir de la profundidad de 5.50 m,

nivel a partir del cual se infiere la presencia de suelos saturados o próximos a la saturación, condición que resulta relevante para la evaluación de la propuesta de cimentación.

4 ANÁLISIS GEOTÉCNICO

Teniendo en cuenta las características del proyecto, la estratigrafía encontrada y los resultados de campo y laboratorio, se presenta en este capítulo las alternativas de cimentación.

4.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

A partir del recorrido de campo se elaboró un perfil geológico-geotécnico tentativo del sitio a partir de la exploración geotécnica ejecutada, y revisada, tales como el apique AP-2 tomado de la exploración de campo realizada en el estudio de suelos para el diseño de pavimento realizado para el año 2018; aquí denominado TV11. Además del apique tres (AP-3) y la perforación 2 (P2) tomado del estudio de suelos en el Débora Arango para el año 2017; aquí denominado TV16 (RECOPILACIÓN Y RESIVISION DE INFORMACIÓN SECUNDARIA).

Este perfil se describe de la siguiente manera:

- **Lleno antrópico (0.00 m – 0.75 m):** Se caracteriza por ser la carpeta asfáltica de un carril de la vía preexistente de aproximadamente 0.25 m, sobre una capa de material granular con gravas de tono gris y una matriz arenosa de 0.50 m.
- **Depósito de vertiente (0.75 m – 10.45 m):** Está compuesto por una matriz areno arcillosa con tonos naranja y rojizo con humedad natural baja.

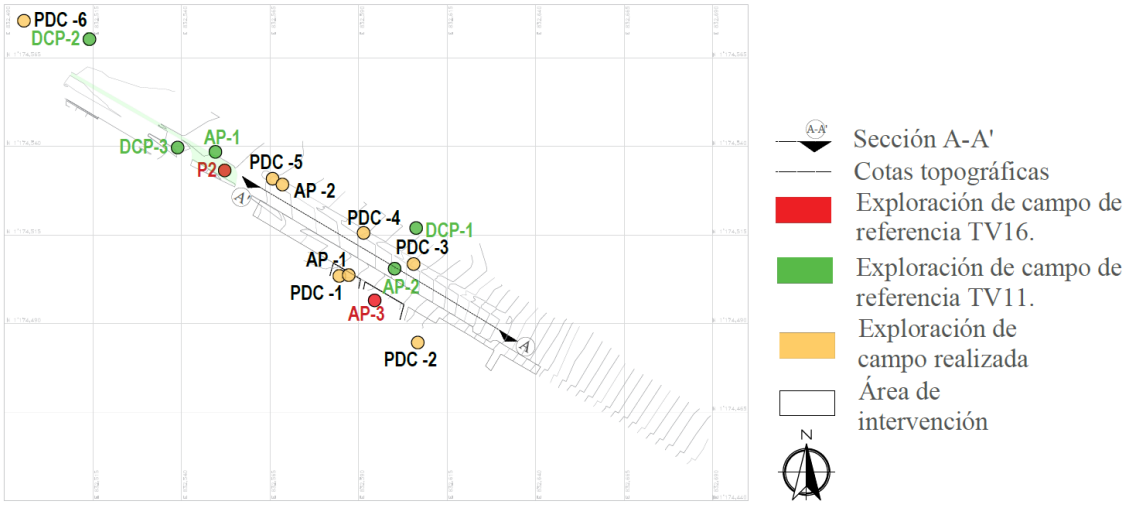


Figura 35. Planta – construcción de perfil estratigráfico.

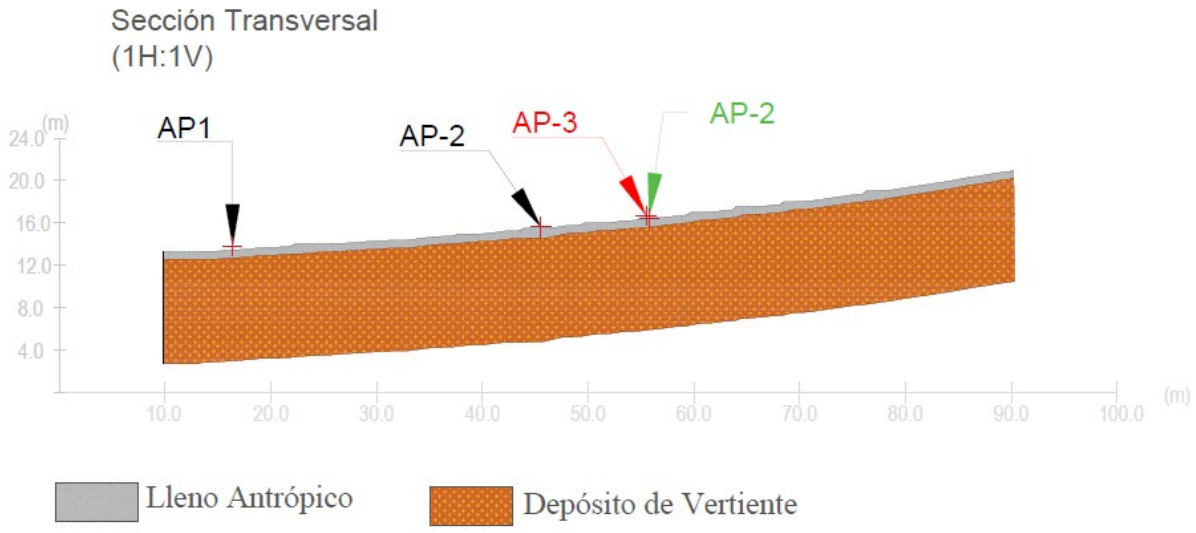


Figura 36. Perfil estratigráfico sobre vía preexistente A'-A.

4.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS (CON BASE EN CORRELACIONES NSPT)

Para los parámetros de resistencia para el estrato de depósito de vertiente evidenciados en la zona en estudio se toman los valores observados en la perforación dos (P2) tomados de Estudio de suelos para estructuras varias y puente peatonal que conecta la zona verde del parque cultural Débora Arango y el lote ubicado en la calle 37 sur por carrera 45b en el municipio de Envigado (Suelo, Ambiente y Obras S.A.S, 2017, TV16), los cuales fueron calculados a partir de los ensayos de laboratorio realizados en cada uno de los estratos y se calibraron mediante correlaciones con el ensayo de penetración estándar (SPT). A partir del N de campo y utilizando la metodología descrita por Álvaro González, se halló el valor del ángulo de fricción equivalente usando la correlación de Kishida. Los parámetros geo-mecánicos de resistencia al corte se determinaron a partir de un análisis estadístico de los resultados de la investigación de laboratorio y las correlaciones con SPT. Para el cálculo se utilizaron los valores de NSPT promedio entre las perforaciones realizadas. Se utilizaron las siguientes correlaciones geotécnicas para los estratos:

$C_n = \sqrt{p_a/\sigma'_v} < 2.0$ Factor de corrección por confinamiento

$\varphi_{eq} = 15 + \sqrt{12.5xN_{45}}$ Ángulo de fricción equivalente según Kishida

Donde:

N_{45} = Valor de N corregido

Los resultados del cálculo de los parámetros de resistencia al corte drenados, para todos los estratos, se asumió un valor de peso unitario húmedo teniendo en cuenta las características particulares de cada estrato y los valores de la literatura.

Para el cálculo del ángulo de fricción efectivo se tomó el promedio del ϕ_{eq} y el esfuerzo efectivo σ'_v equivalente al esfuerzo efectivo en la mitad del estrato, con estos valores se obtiene un valor de τ_{eq}. Con este valor se realiza una iteración de los valores de C y ϕ para obtener un τ similar al obtenido con el ϕ_{eq}:

El módulo de elasticidad se evaluó a partir de correlaciones con el número de golpes del ensayo SPT reportados en Bowles 5 Ed, 1997:

$$E_s = 320 * (N + 15)$$

Y el Manual de cimentaciones de INVIAS, página 4.93.

Finalmente, en la **Tabla 8** se resumen los parámetros de resistencia implementados para los geomateriales que fue posible investigar por el sistema de percusión con ensayo de penetración estándar, basado en las metodologías expuestas anteriormente y en los resultados de los ensayos de resistencia elaborados en los diferentes estratos teniendo en cuenta que no se proporcionan para el lleno antrópico dado que este se recomienda ser retirado (CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES).

Tabla 8. Resumen de parámetros de resistencia en función del NSPT.

Perforación	Estrato	f_{eq} (C= 0)	s'_v [kPa]	t_{eq} (c= 0) [kPa]	C' [kPa]	ϕ' [°]	t_{ef} [kPa]
P2	Lleno antrópico	-	-	-	-	-	-
	Depósito de Vertiente	35	122	85	10	25	67

4.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS (VALORES TÍPICOS DE BIBLIOGRAFÍA)

A continuación, se definen los rangos de valores típicos de parámetros geomecánicos, para el relleno estructural sobre el cual se desarrollarán las diferentes plataformas propuestas arquitectónicamente y para el depósito de vertiente el cual cuenta con presencia de arenas limosas y arenas arcillosas según lo evidenciado en los apiques y perforación de referencia de acuerdo con la siguiente bibliografía:

- Look, B. (2007). Handbook of geotechnical investigation and design tables. Taylor & Francis.
- Coduto, D. P., Kitch, W. A., & Yeung, M. R. (2016). Foundation design: Principles and practices (3rd ed). Pearson.
- Das, B. M. (2010). Principles of geotechnical engineering (7th ed). Cengage Learning.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design* (5th ed). McGraw-Hill.
- Hansbo, S. (1994). Foundation engineering. Elsevier.

Tabla 9. Parámetros geomecánicos bibliográficos.

Material	C' (kPa)	ϕ'(°)	γ (kN/m³)	E (kPa)
Relleno estructural	19-21	24-35	19-21	10000-35000
Depósito de vertiente	10-20	20-30	17-21	10000-25000

4.4 PARÁMETROS GEOTÉCNICO DE DISEÑO

A continuación, se presenta un resumen de la selección de los parámetros de resistencia correspondientes a esta zona, con base en los criterios definidos en las secciones 4.2 y 4.3. Estos parámetros se aplicarán en las zonas de estructuras propuestas, donde se proyecta la construcción de (4) burbujas y tres (3) Plataformas de estancia y su ubicación puede visualizarse en la **Figura 37**.

Tabla 10. Resumen selección de parámetros geomecánicos.

Estrato	Fuente	γ $\frac{kN}{m^3}$	c′(kPa)	ϕ′ (°)	E (kPa)
Lleno estructural	Bibliografía	19-21	10-24	24-35	10000-35000
Seleccionado		**19**	**10**	**30**	**22000**
Depósito de vertiente	SPT 1	-	10	25	14000
	Bibliografía	17-21	10-20	20-30	10000-25000
Seleccionado		**17**	**10**	**25**	**12000**

5 CAPACIDAD PORTANTE Y SISTEMA DE FUNDACIÓN

Considerando las características geotécnicas observadas, así como los resultados obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio, en conjunto con el tipo de obras proyectadas (categoría baja según la tabla H.3.2-1 de la NSR-10), se establecen las siguientes conclusiones y recomendaciones para el diseño de las fundaciones. Es importante señalar que estas recomendaciones podrían ajustarse ligeramente una vez se disponga de las cargas de diseño de

las estructuras, además de la ubicación exacta de la posición de los elementos de apoyo asociados a las estructuras las cuales deberán ser entregadas a esta oficina tras ser calculadas por el ingeniero estructural, con el fin de proceder con las verificaciones y cambios correspondientes en las propuestas.

Teniendo en cuenta las condiciones geológicas específicas del sector, se realizarán recomendaciones de capacidad portante considerando los parámetros de suelo identificados en el área adecuadas a las condiciones del subsuelo. Se propone, de manera puntual, el uso de cimentaciones superficiales del tipo zapata aislada o combinada para las estructuras identificadas como burbujas, y el empleo de losa de cimentación para las estructuras clasificadas como plataformas. Dichas recomendaciones se hacen considerando las construcciones como obras menores por su uso según lo dispuesto en la NSR-10 y las dimensiones expuestas en la tabla **Tabla 8** de acuerdo con la información suministrada en el cuadro de áreas y los planos de detalle arquitectónicos correspondientes a la fecha. Su ubicación puede visualizarse en la **Figura 38**.

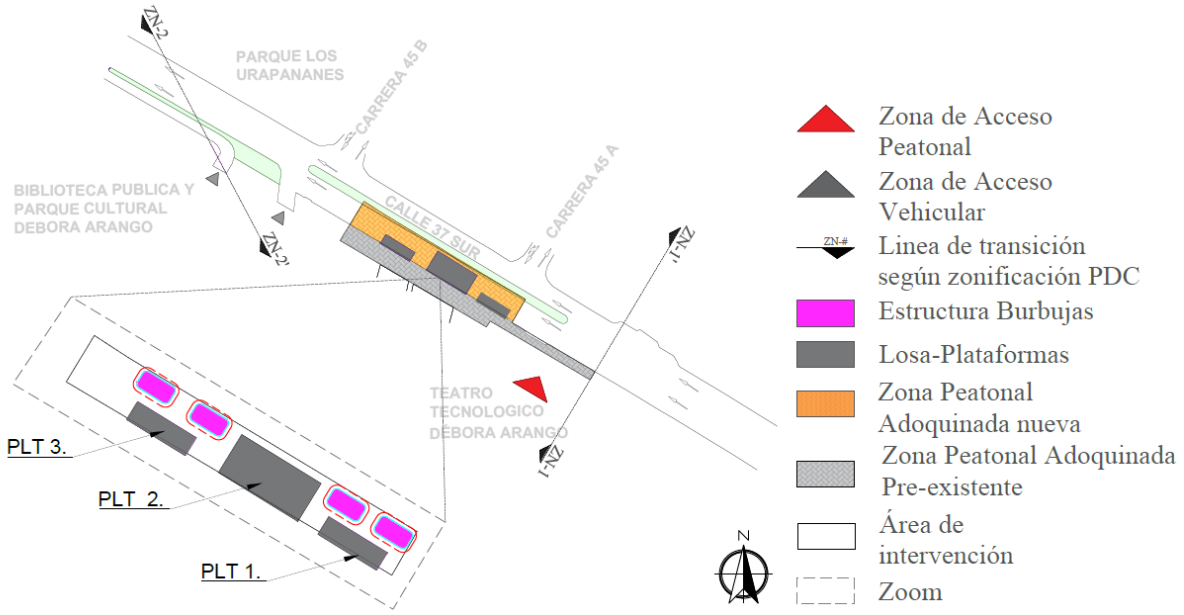


Figura 37. Ubicación de plataformas, burbujas con propuesta de implantación y zona peatonal

La metodología de diseño para todas las cimentaciones superficiales, especialmente aquellas del tipo zapata aislada, combinada ó losa, se empleará la metodología clásica de Terzaghi para el cálculo de la capacidad portante. En general, los valores de capacidad portante del terreno (q) se determinarán con base en dicha teoría, aplicando los factores de seguridad apropiados según el tipo de estructura y la normativa vigente.

$$Q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}B\,N_\gamma$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S}$$

Donde qu es la resistencia última de la fundación, c es la cohesión del suelo incidente, q es el esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación, B es la base de la fundación, L el largo de la fundación, Nc, Nq y NϒY son los factores de capacidad de carga. El factor de seguridad adoptado es F.S=3, conforme a las recomendaciones establecidas en la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10, Título H, tabla H.4.7-1, el cual especifica los criterios para el diseño de cimentaciones bajo cargas gravitacionales y sísmicas.

En el caso de las burbujas dada la forma de transmisión de cargas observada se plantea una cimentación superficial conformada por zapatas aisladas de geometría cuadrada con carga concéntrica, para la cual la dimensión (B) de cada zapata variará en función de las cargas transmitidas. En cuanto a las plataformas dada su geometría se diseñan como elementos rectangulares con carga concéntrica de 0.25m de espesor, para la que se tiene B como el ancho y L como el largo del elemento.

En la siguiente tabla se presenta la capacidad portante del suelo en función de la geometría de las zapatas y su profundidad de desplante, cuyos soportes de cálculo se encuentran en el **Anexo 3**.

Tabla 11. Dimensiones de losa para estructuras de Plataforma.

Estructura	Denominación	Ancho (B) m	Largo (L) m
Plataforma 1	PLT 1	2.80	9.30
Plataforma 2	PLT 2	6.10	12.70
Plataforma 3	PLT 3	2.80	9.30

Tabla 12. Capacidad portante admisible de losas para plataformas.

	Capacidad portante de losas de cimentación (Ton/m²)
Df (m)	**0.25**
PLT 1	19.9
PLT 2	30.4
PLT 3	19.9

Para el cálculo de la capacidad portante para cimentaciones apoyadas sobre taludes se utiliza el método de Meyerhof y el método del Codigo Frances, los cuales se encuentran descritos en el capítulo 11 del libro de Jaime Suarez. Los resultados obtenidos de la capacidad portante ultima se presentan en la **Tabla 14** para las metodologías en terreno plano de Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic (**Anexo 3**) y para las metodologías de zapatas sobre taludes de Bowles y el

Código francés, para los que finalmente se recomienda trabajar bajos las capacidades admisibles obtenidas mediante el código francés (**Tabla 13**).

Tabla 13. Resumen capacidad portante admisible en ton/m^2 para zapatas de burbujas.

Profundidad de desplante	Ancho Zapata	Capacidad admisible q_{adm}(Ton/m^2)					
Df (m)	B (m)	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Bowles	Código francés (Teoría de Vesic)
1.0	0.3	18.76	33.66	28.17	34.07	19.18	21
	0.4	18.98	30.22	27.68	33.54	19.38	20
	0.5	19.20	28.25	27.22	33.04	19.57	20

Metodo del Código Frances

$$i_\beta = 1 - C_f(0.9\tan\beta).(2 - tg\beta).\left[1 - \frac{d}{6BC_f}\right]^2$$

Donde:
C_f = 1-0.4B/L (factor de forma del cimiento)
β = ángulo de talud
d = distancia entre el cimiento y la cresta del talud

Cf = 0.600

i_β = 0.735

La expresión analítica para el coeficiente de reducción i_β para la capacidad de soporte de cimientos rectangulares o continuos cerca a taludes es la siguiente:

$$i_\beta = 1 - C_f(0.9\tan\beta).(2 - tg\beta).\left[1 - \frac{d}{6BC_f}\right]^2$$

Tabla 14. Capacidad admisible reducida por metodología Vesic (código francés) a partir de los resultados de **Tabla 13** bajo profundidad de desplante de 1 m.

Ancho Zapata	Capacidad admisible q_{adm} (Ton/m^2)			
B (m)	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic
2.8	14	25	21	25
6.1	14	22	20	25
2.8	14	21	20	24

Metodología Bowles

Se calcula la capacidad de soporte de fundaciones sobre taludes bajo el escenario uno de la metodología planteada por Bowles tal y como se plantea en la **Figura 38** a través de la ecuación modificada de Hansen para una cimentación cuadrada y una pendiente de terreno natural de hasta 20° con base en las condiciones observadas en la **Figura 11** de pendientes del área de

estudio, un coeficiente de fricción de 30° asociado al material de lleno adecuado y una relación b/B=0, además de que se asume un N'r= Nr/2 como simplificación conservativa. Finalmente, los resultados obtenidos se presentan desde la **Figura 40** hasta la **Figura 42**.

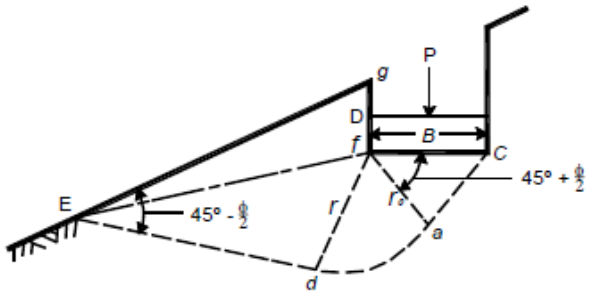


Figura 38. Esquema de cimientos por metodología Bowles.

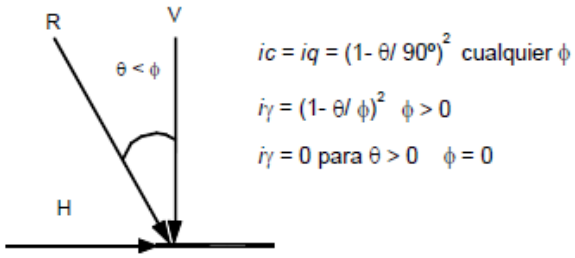


Figura 39. Diagrama para el cálculo simplificado de ic, iq e i asociado a peso específico.

Tabla 15. Factores de calidad de soporte N'c y N'q para cimientos sobre o cerca a talud de acuerdo al método de Bowles.

		D/B=0			b/B=0		D/B= 0.75			b/B=0		D/B=1.50			b/B=0	
β ↓		ϕ =0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
0°	N_c =	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.25	14.83	30.14	75.31
	N_q =	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
10°		4.89	7.80	13.37	26.80	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94	1.03	2.47	5.85	14.13	40.81
20°		4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	66.81	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.90	4.11	9.84	28.21	1.03	2.47	5.65	12.93	35.14
25°		4.51	7.02	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	28.76	62.18	5.14	8.35	14.83	30.14	73.57
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.82	3.85	9.00	25.09	1.03	2.47	5.39	12.04	31.80
30°		4.38	6.77	11.28	21.05	46.88	5.14	8.35	14.83	27.14	57.76	5.14	8.35	14.83	30.14	68.64
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.08	21.91	1.03	2.47	5.04	10.99	28.33
60°		3.62	5.33	8.33	14.34	28.56	4.70	6.83	10.55	17.85	34.84	5.14	8.34	12.76	21.37	41.12
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.36	5.52	0.62	1.04	1.83	3.52	7.80

Metodo de Bowles

$$q_{ult} = cN'_c s_c i_c + \bar{q}N'_q s_q i_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Tipo de cimiento	Cuadrada		
sγ =	0.8		
s_c =	1.00	Se asume areas efectivas t	
s_q =	1.00		
N_q =	18.40	Meyerhof	$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
N_γ =	15.1	Hansen	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi$
R =	1.00		
i_c =	1		
i_q =	1	Se asume carga completamente vertical	
i_γ =	1		
N'_γ =	7.5		$N'_\gamma = N_\gamma/2 + N_\gamma R/2$
N'_c =	30.14		
N'_q =	12.93		
qult =	57.55	Ton/m^2	
qultadm =	19.18	Ton/m^2	

Figura 40. Capacidad admisible bajo metodología Bowles para zapata con base de 0.3m.

Metodo de Bowles

$$q_{ult} = cN'_c s_c i_c + \bar{q} N'_q s_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N'_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Tipo de cimiento	Cuadrada	
$s\gamma$ =	0.8	
s_c =	1.00	Se asume areas efectivas totales
s_q =	1.00	
N_q =	18.40	Meyerhof $N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
N_γ =	15.1	Hansen $N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi$
R =	1.00	
i_c =	1	
i_q =	1	Se asume carga completamente vertical
i_γ =	1	
N'_γ =	7.5	$N'_\gamma = N_\gamma/2 + N_\gamma R/2$
N'_c =	30.14	
N'_q =	12.93	
qult =	58.14	Ton/m^2
qultadm =	19.38	

Figura 41. Capacidad admisible bajo metodología Bowles para zapata con base de 0.4m.

Metodo de Bowles

$$q_{ult} = cN'_c s_c i_c + \bar{q}N'_q s_q i_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Tipo de cimiento	Cuadrada	
sγ =	0.8	
s_c =	1.00	Se asume areas efectivas t
s_q =	1.00	
N_q =	18.40	Meyerhof $N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
N_γ =	15.1	Hansen $N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi$
R =	1.00	
i_c =	1	
i_q =	1	Se asume carga completamente vertical
i_γ =	1	
N'_γ =	7.5	$N'_\gamma = N_\gamma/2 + N_\gamma R/2$
N'_c =	30.14	
N'_q =	12.93	
qult =	58.72	Ton/m^2
qultadm =	19.57	

Figura 42. Capacidad admisible bajo metodología Bowles para zapata con base de 0.5 m.

5.1 ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN DE PLATAFORMAS

De acuerdo con la topografía suministrada, se requieren muros de contención base aledaño a las plataformas propuestas con altura variable hasta una altura máxima sobre nivel de piso acabado arquitectónico de aproximadamente un metro, por lo que se evalúa el caso critico de un muro de 1.30 m de altura.

Teniendo en cuenta que su altura es variable para adaptarse al nivel de piso acabado arquitectónico, 0.3 m de su altura estar empotrados por debajo del nivel de implantación y se propone realizar muros modulares de 5.0 a 6.0 m de ancho sobre el eje longitudinal de las

plataformas. En la **Figura 43** se presenta un esquema de las dimensiones propuestas desde el componente geotécnico para la verificación de la estabilidad lateral del muro.

Los análisis seudo-estáticos, se ejecutaron con un coeficiente sísmico equivalente a 0.23, de acuerdo con lo especificado en el titulo A y H de la Norma Sismo Resistente del 2010 (NSR-10), donde se acepta el coeficiente sísmico de diseño como el 80% de la aceleración máxima del terreno, la cual está representada por la expresión:

$$A_{máx} = A_a\ F_a\ I$$

Donde:

Aa: Aceleración horizontal pico efectiva (0.15 para el municipio de Envigado)

Fa: Coeficiente de ampliación del suelo que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos (igual a 1.50 para suelo tipo D)

I: Coeficiente de importancia (Grupo de uso I igual a 1.00).

Los parámetros del suelo para el diseño estructural de las estructuras de contención propuestas se calcularon utilizando las siguientes expresiones:

$K_0 = 1 - Seno\ \emptyset$ Coeficiente de empuje en reposo

$K_a = Tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$ Coeficiente de empuje activo de Rankine

$K_a = Tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$ Coeficiente de empuje pasivo de Rankine

Donde:

$\emptyset$: Angulo de fricción del material al respaldo del muro.

Los parámetros para el cálculo de los empujes de tierra generado por el lleno se presentan a continuación.

- Peso específico 19 kN/m^3
- Angulo de fricción 30°
- Coeficiente de presión activa (Rankine) 0.33
- Coeficiente de presión en reposo (Rankine) 0.50
- Coeficiente de presión pasiva (Rankine) 3

Coeficiente de presión activo sísmico (Mononobe-okabe) 0.43

El valor del Módulo de Reacción Vertical Kv se estima como:

$$K_V = \frac{E_s}{(1 - v^2)B}$$

Donde:

B, es el ancho del cimiento superficial considerado.

Es, es el módulo elástico del suelo.

El coeficiente de reacción vertical estimado para la zapata del muro de contención es 30860 kN/m^2/m.

Como premisas para el diseño del muro de contención, se tiene:

- La altura máxima de la estructura será de 1.3 m, de los cuales 0.30 m deberán estar empotrados y el metro (1 m) restantes, corresponderán a la longitud expuesta hasta el nivel del primer nivel de piso acabado arquitectónico.
- El material de relleno se recomienda que se haga con materiales adecuados según las especificaciones de la norma INV 220.
- Los materiales se deben compactar al 98% del Proctor modificado y se debe verificar que cumplan con las siguientes características: densidad (γ) = 19 kN/m³, cohesión (c)= 10 kPa y ángulo de fricción (φ) = 30°.
- Con una sobrecarga uniforme mínima temporal de 15 kPa (1.5 t/m2) según lo estipula la NSR-10.
- La zapata del muro de contención se debe apoyar sobre el estrato identificado como material de lleno adecuado, para el cual se considera una capacidad admisible portante de 130 kPa.

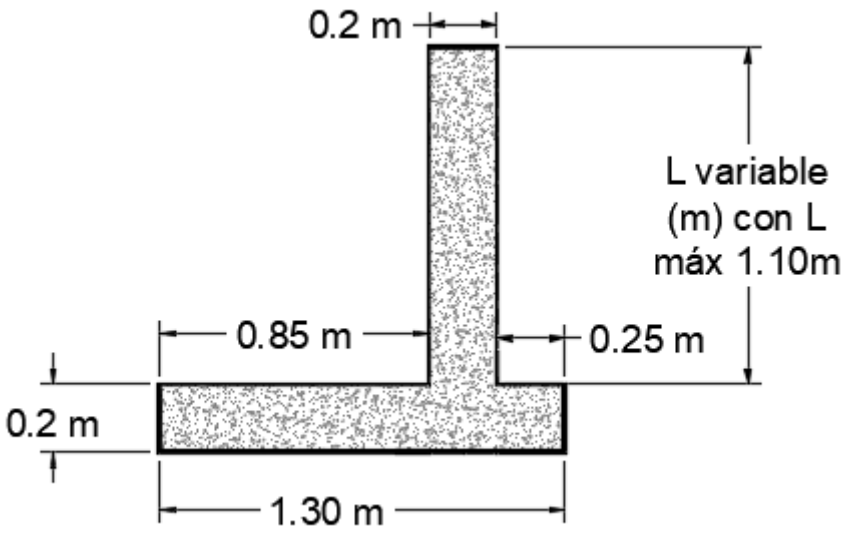


Figura 43. Esquema del muro de contención.

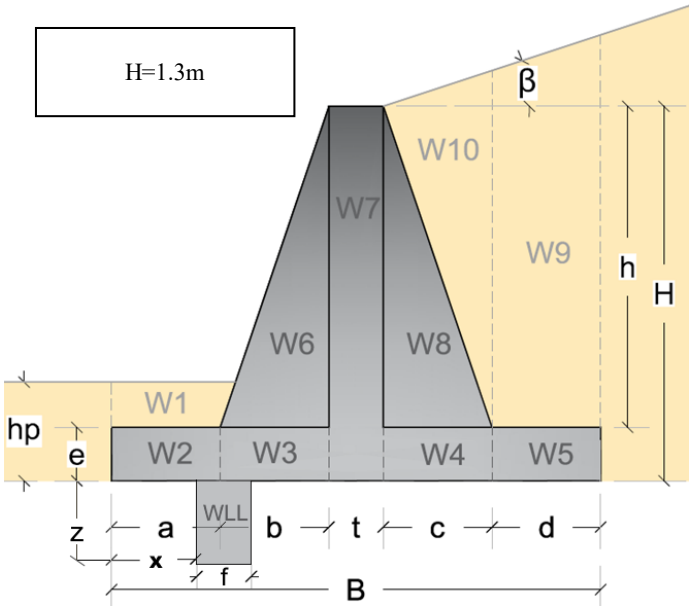
A continuación, se presentan las memorias de cálculo para la verificación de la estabilidad local de los muros de contención propuestos:

DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN

GEOMETRÍA		
a =	0.25	m
b =	0.00	m
t =	0.20	m
c =	0.00	m
d =	0.85	m
e =	0.20	m
h =	1.10	m
hp =	0.00	m

Sobrecarga, S	15.00	kN

Base =	1.30	m
Altura =	1.30	m
Desplante =	0.00	m
Longitud =	1.00	m
B/H	**1.00**	
z =	0.00	m
f =	0.00	m
x =	0.00	m



6

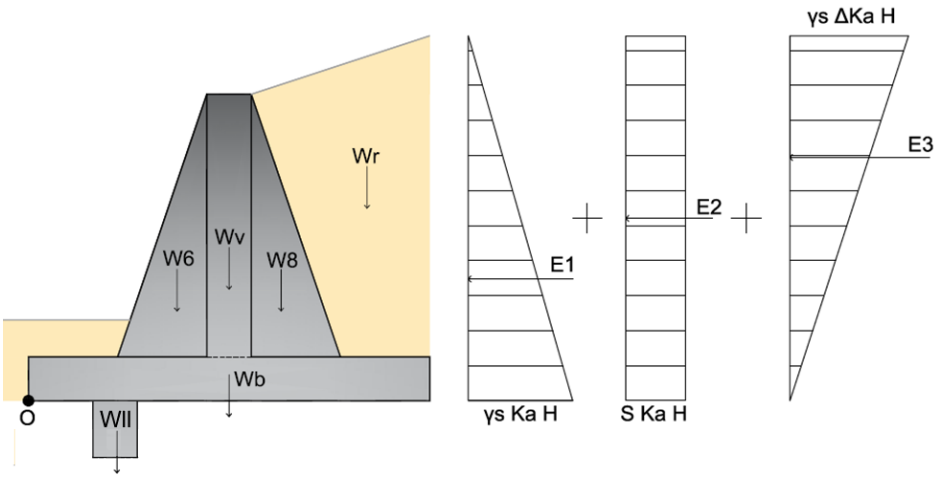
Peso específico agua	10.00	kN/m^3
Peso específico concreto	24.00	kN/m^3

PROPIEDADES TERRENO		
Inclinación lleno β	0.00	°
Inclinación vástago α	90.00	°
Cohesión lleno, C_{Ll}	10.00	kPa
Ángulo fricción lleno, φ_{Ll}	30.00	°
Peso específico lleno	19.00	kN/m^3
δ	20.00	

EMPUJE	
$K_{a\ (Rankine)}$ =	0.33
$K_{p\ (Rankine)}$ =	3.00
$K_{a\ (Coulomb)}$ =	0.30
$K_{p\ (Coulomb)}$ =	6.11
$K_{ae\ (Dinámico)}$ =	0.43

PROPIEDADES SUELO FUNDACIÓN		
Peso especifico suelo de fundaciòn	19.00	kN/m^3
Cohesión, C_b	10.00	kPa
Ángulo fricción, φ_b	30.00	°
Capacidad portante admisible	160.00	kPa

SISMO	
$K_{v=}$	0.00
$K_{H=}$	0.18
θ =	10.20



FUERZAS RESISTENTES		
W_{6} =	0.00	kN/m
W_{v} =	5.28	kN/m
W_{8} =	0.00	kN/m
W_{r} =	17.77	kN/m
W_{b} =	6.24	kN/m
W_{ll} =	0.00	kN/m

FUERZAS RESULTANTES		
Fuerzas verticales	29.29	kN/m
Fuerza vuelco horizontal	11.85	kN/m
Fuerza vuelco horizontal seudoestática	12.22	kN/m
Momentos actuantes	6.54	kN m/m
Momentos actuantes seudoestática	6.86	kN m/m
Momentos resistentes estaticos	21.45	kN m/m
Momentos resistentes sìsmicos	21.45	kN m/m

EMPUJES		
E_{1} =	5.35	kN/m
E_{2} =	6.50	kN/m
E_{3} =	0.37	kN/m
E_{pasivo} =	0.00	kN/m
E_{llave} =	0.00	kN/m

FACTORES DE SEGURIDAD ESTÁTICOS		
F.S Deslizamiento	1.63	OK
F.S Volcamiento	3.28	OK
Excentricidad	0.14	OK
Capacidad portante	OK	

PRESIONES		
σ_{1max} =	37.19	kPa
σ_{2min} =	7.86	kPa
σ_{1} =	38.32	kPa
σ_{2} =	6.73	kPa

FACTORES DE SEGURIDAD DINÁMICOS		
F.S Deslizamiento	1.58	OK
F.S Volcamiento	3.13	OK
Excentricidad	0.15	OK
Capacidad portante	OK	

Al respaldo de los muros, se colocará un filtro en material granular, en toda la altura y longitud del contacto suelo muro, envuelto en geotextil y provisto de tubería de PVC perforada de 100 mm de diámetro y una pendiente mínima del 2% y adicionalmente se colocaran lloraderos en tubería de PVC de 50 mm al tres bolillos; para captar las aguas de infiltración y evitar que se produzcan sobrepresiones sobre las paredes de las estructuras, el filtro tendrá un ancho de 0.35 m. y debe entregar de manera adecuada el agua a las obras de manejo de aguas superficiales que se dispongan en la obra. A continuación, se presentan las propiedades mínimas que deben cumplir los materiales que componen este filtro:

- **Geotextil**

De acuerdo con la normativa INVIAS se recomienda que el geotextil utilizado para los filtros sea un geotextil NT2600 o similar que cumpla con los requisitos especificados en la **Tabla 16.**

Tabla 16. Requerimiento mínimo de las propiedades mecánicas del geotextil (Medidas en el sentido más débil del geotextil).

Propiedad	**Norma de ensayo INV**	**VMPR(nota 1) Geotextiles Tejidos**	**VMPR(nota 1) Geotextiles No tejidos**
Elongación	E-901	< 50%	≥50%
Resistencia a la tensión Grab (N) valor mínimo	E-901	1100	700
Resistencia a la costura (N) valor mínimo	E-901	990	630
Resistencia a la penetración con pistón de 50 mm de diámetro (N) valor mínimo	E-913	2200	1375
Resistencia al rasgado trapezoidal (N) valor mínimo (Nota 2)	E-903	400	250

Nota 1. VMPR es el "Valor mínimo promedio por rollo". El promedio de los resultados de los ensayos practicados a cualquier rollo del lote que se esté analizando, deberá ser mayor o igual al valor presentado en siguiente tabla.

Nota 2. El VMPR para la resistencia al rasgado trapezoidal de los geotextiles tejidos monofilamento deberá ser de 250 N.

Propiedad	**Norma de ensayo INV**	**Valor mínimo promedio por rollo (VMPR)**		
		Porcentaje de suelo pasa tamiz no.200 (0.075 mm) (1)		
		<15	**15 a 50**	**>50**
Permitividad (s^{-1})	E-905	0.5	0.2	0.1
Tamaño de abertura aparente (2)	E-907	0.43 mm (Tamiz No.40)	0.25 mm (Tamiz No.60)	0.22 mm (Tamiz No.70)
Estabilidad ultravioleta	E-910	50% después de 500 horas de exposición.		

(1) El porcentaje de suelo que pasa el tamiz No.200 corresponde a la fracción de la granulometría (INV E-123) del suelo aguas arriba del geotextil.

(2) Los valores del tamaño de abertura aparente (TAA) representan el valor máximo promedio por rollo. Para suelos cohesivos con un índice de plasticidad mayor a siete

(7), el valor máximo promedio por rollo de tamaño de abertura aparente deberá ser de treinta centésimas de milímetro (0.30 mm).

- **Material filtrante**

El material filtrante podrá provenir de la trituración de roca o ser de cantos rodados, o una mezcla de ambos, y estará constituido por fragmentos duros y resistentes a la acción de los agentes del intemperismo; dicho material deberá cumplir los siguientes requisitos:

- Granulometría

El material drenante deberá estar constituido por partículas con tamaños comprendidos entre el tamiz de 75 mm (3") y el tamiz de 19 mm (3/4"). No se requiere ninguna gradación especial, permitiéndose el uso de fragmentos de un solo tamaño. Las partículas podrán ser angulares o redondeadas o una combinación de ellas.

- Calidad de las partículas minerales

El material deberá estar libre de partículas finas y de material orgánico **Tabla 17,** se indican los requisitos que deberá cumplir el material granular para filtros.

Tabla 17. Requisitos del material granular para filtros.

Ensayo	**Norma de ensayo INV**	**Valor**
Desgaste los Ángeles (%)	**E-219**	**≤ 40**
Perdida en el ensayo de solidez (%) -Sulfato de sódio -Sulfato de magnésio	E-220	 ≤ 12 ≤ 18
Índice de desleimiento-durabilidad (%)	E-236	≤ 2
Contenido de materia orgánica (%)	E-121	0

5.2 ASENTAMIENTOS

Para estimar los asentamientos totales y diferenciales, se requiere que el ingeniero estructural realice el análisis y modelamiento estructural de la obra proyectada para la obtención de las cargas de servicio que llegaran a la cimentación en cada apoyo. ***Una vez se tenga definida esta distribución de cargas, se dará aviso a esta oficina para evaluar los asentamientos diferenciales con respecto a lo requerido por la NSR-10.***

6 DISEÑO DE PAVIMENTO

A continuación, se presentan las verificaciones efectuadas a la estructura de pavimento adoquinado para el proyecto, el cual comprende un tramo proyectado como complementación de la peatonalización existente sobre uno de los carriles de la calle 37 sur frente al parque cultural Débora Arango.

En primera instancia, se presentan los criterios de diseño adoptados para la evaluación de la estructura de pavimento peatonal, mediante la metodología propuesta por el ingeniero German Guillermo Madrid Mesa para el ICPC y el Manual de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón (Instituto del cemento y hormigón de Chile ICH).

Según los diseños arquitectónicos el área de intervención se comprende como una franja exclusivamente peatonal, con presencia aledaña de equipamientos recreativos, educativos y culturales. En este espacio se proyecta la instalación de estructuras estancia y de servicio, clasificadas dentro de una categoría de construcción baja, como se muestra en la **Figura 38** y se detalla en la **Tabla 14**.

En este sentido, la propuesta de pavimentación tiene como propósito garantizar la comodidad de los usuarios y facilitar el acceso al parque del teatro tecnológico Débora Arango sin afectar la funcionalidad del espacio peatonal preexistente, tal como se representa en la **Figura 38**, cuyos valores de CBR (%) se presentan en el sub capítulo 6.3 de Resistencia de la Subrasante, incluido en este capítulo.

Tabla 18. Propuesta de sectorización del pavimento urbano en función de las condiciones del suelo superficial determinadas por PDC.

Zonificación de Peatonalización según resultados PDC	Elementos identificados
Zona 1 (ZN-1)	Burbujas
	Plataformas de estancia (PLT1, PLT2, PLT3)
Zona 2 (ZN-2)	-

6.1 VIDA ÚTIL

El pavimento será diseñado para una vida útil de 20 años, que es usual para este tipo de estructuras.

6.2 TRÁNSITO

Con base en la **Figura 38** se establece que el área intervenida tendrá un uso peatonal, sin permitir circulación vehicular, en razón a que no se cruza con ninguno de los accesos

vehiculares presentes en la biblioteca Débora Arango, además de que sobre ella se disponen estructuras destinadas al uso especifico de los usuarios del sector, proyectadas para estancia y como puntos de venta de alimentos de consumo.

6.3 RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE

El parámetro de resistencia con el que se caracterizó la subrasante fue estimado mediante "La capacidad relativa de soporte de California" (CBR). El cual se obtuvo a partir de ensayos de laboratorio, complementado a partir de correlaciones con el ensayo de cono dinámico. Los resultados obtenidos se presentan desde la **Figura 23** hasta la **Figura 28**.

Según lo observado en la **Figura 30** y **Figura 37** todas las estructuras se ubican a lo largo de la zona geotécnica ZN1. En función de su ubicación, se adopta un valor de CBR del 4% para el diseño de la sección peatonal proyectada, en concordancia con la metodología propuesta por el ingeniero Germán Guillermo Madrid Mesa para el Instituto Colombiano de Pavimentos y Construcciones (ICPC) y la metodología propuesta por el Instituto de cemento y hormigón de Chile (ICH).

6.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO ARTICULADO

De acuerdo al Manual de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón (Instituto del cemento y hormigón de Chile) se debe clasificar el tráfico de la vía con base en las características de la misma y el nivel de solicitaciones, es decir con base en la cantidad de ejes equivalentes proyectados. En la **Tabla 15** se evidencia que la categoría asumida para la zona peatonal corresponde a una categoría IV.

Tabla 19. Manual de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón (ICH) Tabla 5.4.

Tipo de tráfico			Nivel de solicitación			Descripción
Nivel	Categoría		EE/día	EEAx10^6	Veh/día (1)	
Pesado	I	IA	>1000	>0,5	Estimar	Calles, caminos y accesos a desarrollos industriales, comerciales y otro con alta presencia de vehículos pesados.
		IB	<1000	>0,5	Estimar	
		IC	<200	>0,5	Estimar	
Medio	II	IIA	<60	>0,5	>5	Calles, caminos, pasajes, retornos, estaciones de servicio y espacios peatonales con presencia de vehículos pesados.
		IIB	<60	<0,5	<5	
Liviano	III	IIIA	<5	--	<1	Áreas peatonales en que circulan eventualmente vehículos pesados como psajes o calles de condominios. Estacionamientos de desarrollos comerciales, industriales, deportivos u otros que reciben vehículos pesados.
Peatonal		IIIB	0	--	0	
	IV		0	--	0	Áreas peatonales, estacionamientos interiores a domicilios, parques y jardines, veredas, paseos peatonales.

EE: Ejes Equivalentes; EEA: Ejes Equivalentes Acumulados totales en la vida de diseño; Veh/día: Vehículos de más de 1.500 kg
(1) Incluye todo vehículo pesado excepto camionetas, minibuses, jeeps (SUV) y automóviles en general

Se plantea como alternativa para las capas de pavimento lo siguiente según el Manual de diseño de pavimentos con adoquines de hormigón (ICH), evaluado en la **Tabla 16**:

- Zona Peatonal: Una capa de mínimo 130 mm de subbase granular y mínimo 100 mm de base granular. Además, se requiere un espesor de cama de arena compactada de 40 mm y un adoquín rectangular de mínimo 60 mm de espesor en aparejo de espina de pescado a 90° ó hilada (**Figura 38).**

Tabla 20. Manual de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón (ICH) Tabla 5.8.

Tipo de Tráfico			Espesor de subbase granular, en mm, según CBR, en %					Espesor de base tratada (mm) (2)	Espesor de cama de arena (mm)	Clase de Adoquín mínima (3)
Nivel	Categoría		2	3	4	5	≥6			
Medio	II	IIA	400	350	250	150	150	150	40	80
		IIB								
Liviano	III	IIA	350	300	225	150	150	100	40	60
		IIA	250	150	100	100	0	100	40	60
		IIB	300	250	180	100	100	100	40	60
Peatonal	IV		200	150	130	100	100	100	40	60

(1) El diseño considera sólo base y subbase granular. Los espesores corresponden a espesores mínimos salvo el de la cama de arena.

Los resultados obtenidos del Manual de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón (ICH) fueron comparados con los derivados de la metodología propuesta por el ingeniero German Guillermo Madrid Mesa para el ICPC con las siguientes medidas constructivas mínimas:

- Zona Peatonal: Una capa de mínimo 125 mm de subbase granular ó mínimo 100 mm de base granular. Además, se requiere un espesor de cama de arena compactada de 40 mm y un adoquín rectangular de mínimo 60 mm de espesor en aparejo de espina de pescado a 90° ó hilada (**Figura 44).**

Como resultado, se identificó que la estructura de pavimento más exigente para la zona peatonal corresponde a la opción inicial, según el Manual de diseño de pavimentos con adoquines de hormigón (ICH).

Finalmente, con el fin de mitigar efectos de impacto derivados del cambio en la categoría del pavimento, se deberá incrementar en al menos un 40% el espesor de la base granular del pavimento de la zona peatonal, dentro de una franja de un metro (1m) de ancho, ubicada inmediatamente antes de la línea de cambio de categoría. Para una mayor precisión, este refuerzo deberá aplicarse tanto previo al empalme con el pavimento vehicular de la calle 37 Sur, como posterior a la zona de transición con el pavimento peatonal preexistente, garantizado en todo momento que los adoquines cumplan con los requisitos establecidos en la norma NTC-2017, en su versión vigente, además de los requisitos de calidad exigidos por el INVIAS.

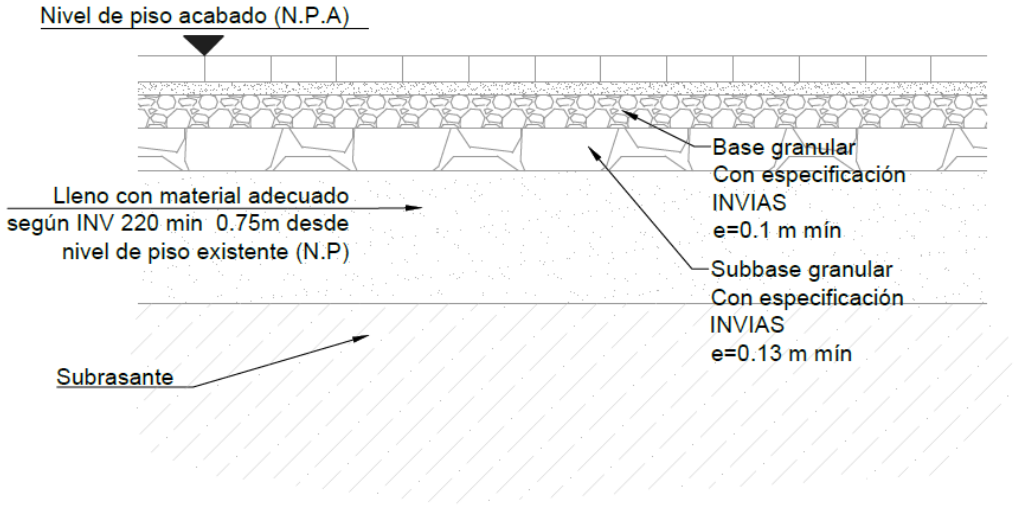


Figura 44. Estructura para pavimento

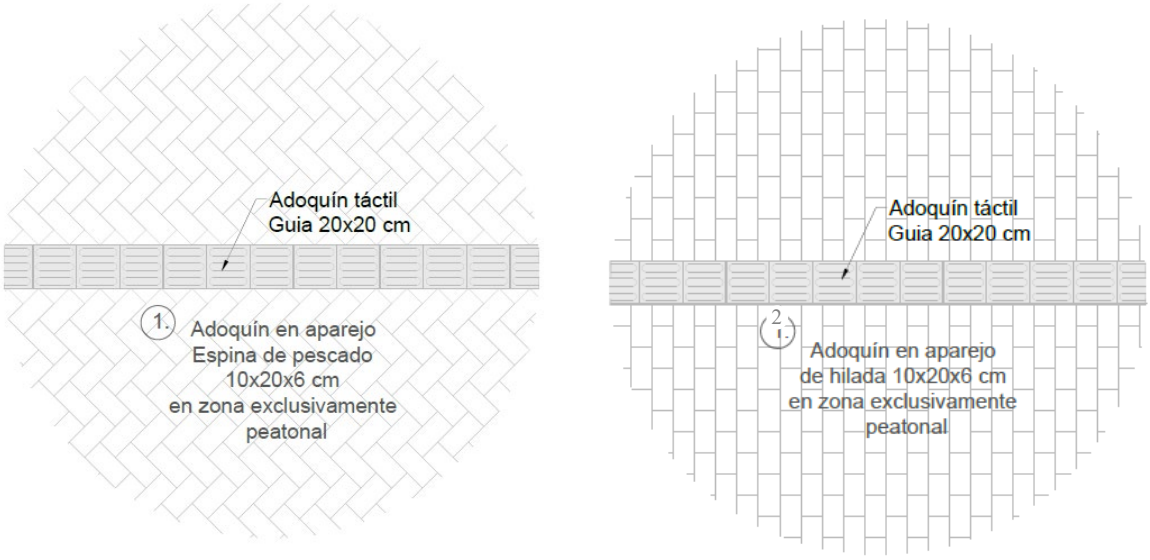


Figura 45. Detalle de opciones de Aparejo y Adoquín, sin escala.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este sentido, la propuesta de pavimentación para uso exclusivamente peatonal, diseñada para un periodo de vida útil de 20 años, garantizando la continuidad con peatonalización existente que permite el acceso al parque cultural Débora Arango en Envigado. Según la **Figura 37**, el área de intervención se proyecta sobre la zona uno (ZN-1), con un CBR de diseño de 4%, definido a partir del análisis conjunto de CBR (%) e índice PDC (mm/golpe) a lo largo de los estratos evaluados, que permitió la regionalización del corredor de peatonalización en dos zonas (ZN-1 con CBR de diseño de 4%, ZN-2 con un CBR de diseño de 5%), diferenciadas por su capacidad portante y densidad relativa (**Figura 30**).

En consecuencia, la solución estructural se plantea bajo un aparejo en espina de pescado a 90° ó aparejo de hiladas con adoquines rectangulares:

- **Zona Peatonal (ZN-1, CBR 4%)**: Se especifica como mínimo, 130 mm de subbase granular y 100 mm de base tratada, 40 mm de cama de arena compactada y adoquín con espesor mínimo de 60 mm.

Asimismo, se presentan las recomendaciones generales para los elementos de pavimentación, y para las cimentaciones de las estructuras proyectadas, que incluyen la construcción de (4) burbujas, y tres (3) plataformas de estancia (**Figura 37**). Para las burbujas se propone un sistema de fundación mediante dados ó zapatas cuadradas con una profundidad de desplante de un metro (1m) y dimensiones de base, donde para cada una se estima una capacidad portante admisible

como se indica en la **Tabla 13**. Para las plataformas se plantea un sistema de fundación en losas rectangulares con profundidad de desplante de 0.25 m cuyas capacidades portantes admisibles se visualizan en la **Tabla 12**, donde las caras que no convergen con el nivel de piso acabado arquitectónico presentan muros de contención en voladizo; los cuales mínimo deben estar a mínimo 0.3m bajo el nivel de piso acabado arquitectónico.

7.1 RECOMENDACIONES PARA SISTEMA DE FUNDACIÓN

- Alternativamente, se podría considerar la opción de realizar un cajeo de mínimo 300mm del terreno a nivel superficial, es decir por debajo del nivel más bajo de la zapata y desplantar sobre este, siempre y cuando se garantice su adecuada compactación al 98% de la densidad máxima del proctor modificado y control de calidad, dado que en ningún caso se debe desplantar sobre material orgánico.

  Esta recomendación se basa en que los materiales de lleno no son adecuados para soportar cimentaciones, ya que son suelos de origen reciente, cuya conformación y grado de compactación resultan inciertos. Estas condiciones pueden dar lugar a asentamientos elásticos o diferenciales significativos, comprometiendo la estabilidad de la estructura.

- Las primeras cimentaciones que se excaven tendrán carácter de prueba, con el fin de ajustar los parámetros de diseño y si es necesario la profundidad de desplante de las mismas. De igual forma se llevará un seguimiento estricto durante obra con el avance de todas las fundaciones. Esto tiene como objeto tener en cuenta la incertidumbre inherente a la naturaleza de la formación geotécnica que nos ocupa, impuesta por el origen de la misma, que requieren que la información consignada en este informe sea verificada durante el proceso constructivo para poder ajustar eventuales comportamientos distintos a los previstos.
- En la obra siempre deberá existir una copia completa del informe de suelos y un libro de Interventoría donde se consignen las visitas del Ingeniero de suelos o del Interventor.
- Deberá llevarse un registro o historia de cada fundación donde se consignen las fechas para los distintos niveles de excavación, colocación de concreto, anotaciones sobre derrumbes, cavernas, dirección de las mismas, perfil estratigráfico con muestras obtenidas cada metro aproximadamente, posición del nivel freático y anotaciones que se estimen de interés.

  La función de estas recomendaciones está orientada a conseguir que las cimentaciones se construyan conforme a las hipótesis de diseño y dentro de las tolerancias aceptables, sin embargo, en el caso de encontrar desviaciones excesivas o condiciones no esperadas

deberá informarse a esta oficina para poder aplicar las medidas correctivas en forma oportuna.

7.2 RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN

- Al respaldo de los muros, se colocará un filtro en material granular, en toda la altura y longitud del contacto suelo muro, envuelto en geotextil y provisto de tubería de PVC perforada de 100 mm de diámetro y una pendiente mínima del 2% y adicionalmente se colocaran lloraderos en tubería de PVC de 50 mm al tres bolillos; para captar las aguas de infiltración y evitar que se produzcan sobrepresiones sobre las paredes de las estructuras, el filtro tendrá un ancho de 0.35 m. y debe entregar de manera adecuada el agua a las obras de manejo de aguas superficiales que se dispongan en la obra, teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la **Tabla 16** para el geotextil y la **Tabla 17** para el material filtrante.
- Teniendo en cuenta que su altura es variable para adaptarse al nivel de piso acabado arquitectónico, 0.3m de su altura estar empotrados por debajo del nivel de implantación y se propone realizar muros modulares de 5.0 a 6.0 m de ancho sobre el eje longitudinal de las plataformas.

7.3 RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO

- Para la instalación de la nueva estructura de pavimento, se deberá retirar completamente la carpeta asfáltica existente para luego realizar un cajeo estimado 0.75 m de espesor, garantizando que se respeten los espesores de la estructura de pavimento propuesta, y que la cara superior del adoquín coincida con el nivel de piso acabado deseado arquitectónicamente. En caso de requerir rellenar para alcanzar dicho nivel, se recomienda que este se haga con materiales adecuados según las especificaciones de la norma INV 220 con compactación controlada al 98% de la densidad máxima del proctor modificado.
- En caso de que se elija aparejo en hiladas, los adoquines deben ser trabados entre sí y deben ser instalados en sentido transversal al de la vía, al llegar a curvas o esquinas, se debe girar el patrón de colocación con ajustes bien partidos o cordones transversales para respetar la perpendicularidad a la dirección preferencial de circulación. Los ajustes cuya área sean inferiores a la cuarta parte del tamaño de un adoquín, se deben hacer después de la compactación final, empleando un mortero compuesto, en volumen, por una (1) parte de cemento, cuatro (4) partes de arena y una cantidad limitada de agua.
- Dada la pendiente de la zona, la colocación de los adoquines se debe hacer preferiblemente de abajo hacia arriba.

- La colocación de los adoquines debe seguir un patrón uniforme, el cual se debe controlar con hilos, para asegurar su alineamiento transversal y longitudinal.
- Los adoquines se deben colocar directamente sobre la capa de arena nivelada, al tope de unos con otros, de manera que generen juntas que no excedan tres milímetros (3mm).
- Es necesario un manejo adecuado del flujo de drenaje alrededor del separador vial con vegetación existente a través de una cuneta, considerando la probabilidad de que estos elementos posean oídos en su diseño de confinamiento ó de que se produzca acumulación de agua dadas las diferencias de altura entre su cota y el nivel de piso acabado definido arquitectónicamente, así como la pendiente natural y el bombeo recomendado para el proyecto.
- Las capas de base y subbase se deben construir por capas de máximo 15 cm de espesor en toda el área del pavimento. Cada capa debe quedar completamente compactada antes de colocar la siguiente.
- Los controles de calidad de las capas compactadas deben cumplir con lo especificado en el capítulo 3 y 5 por el INVIAS.
- El área adoquinada se debe compactar hasta un metro del borde del avance de la obra o de cualquier borde no confinado, dado que, al terminar la jornada de trabajo, los adoquines deben haber recibido al menos la compactación inicial, excepto dicha franja de un metro (1m).
- Inmediatamente después de la compactación inicial se debe aplicar la arena de sello sobre la superficie, en una cantidad equivalente a una capa de tres milímetros (3mm) de espesor y se debe barrer repetidamente en diferentes direcciones.
- La arena empleada tanto para la capa de asiento como para el sello debe ser de origen aluvial, estar libre de material orgánico y no contener material triturado. Para la capa de asiento, no se requiere que esté completamente seca, pero un menor contenido de humedad facilita su manipulación (6 % ± 2 %). En cambio, la arena de sello debe ser lo más seca posible para permitir su adecuada penetración en las juntas, y su tamaño máximo de partícula no debe superar los 2.36 mm, por lo que no se recomienda instalar en condiciones de lluvia. La granulometría de ambas debe cumplir lo establecido en las Tablas 510-2 y 510-4 respectivamente, y los requisitos de calidad especificados en la Tabla 510-3 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras (EGCC, 2022).
- Deberá proveerse de confinamiento externo a nivel de la estructura de adoquines por un bordillo de confinamiento. Estos elementos podrán ser prefabricados o vaciados in sitú, y deberá contar las dimensiones mínimas necesarias para soportar cargas laterales vehiculares. Asimismo, deberán instalarse bordillos o Sardineles en los límites con zonas verdes, con las plataformas y con otro tipo de pavimento, garantizando un

confinamiento efectivo en el área peatonal, sin embargo si se presenta muro de contención aledaño; este funcionará como elemento de confinamiento.

- Tener en cuenta que todos los elementos de confinamiento interno o externo deben ser construidos antes de la colocación de la arena de soporte y los adoquines. Además, deberán tener una profundidad suficiente para quedar embebidos en la subbase o por debajo de la capa de arena al menos 150 mm, y su nivel superior debe cubrir, como mínimo el nivel de piso acabado después de compactado.
- Los bordillos usados para confinamiento deben cumplir las especificaciones detalladas en el artículo 672 para bordillos en concreto y los numerales asociados a confinamiento en el artículo 510 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras (EGCC, 2022), con la finalidad de garantizar buena capacidad mecánica y la estabilidad de la estructura.
- Se recomienda para confinamiento externo para tráfico vehicular, bordillos con espesores mínimos de 15 cm y 45 cm de profundidad.
- Será necesario la colocación de confinamiento interno cada cinco metros (5m) en sentido transversal a la vía para impedir su desplazamiento. Estos elementos podrán ser prefabricados o construidos en sitio con una resistencia a compresión mínima de 3000 psi a los 28 días, tendrán un ancho mínimo de 10 cm y deberán apoyarse como mínimo 15 cm por debajo de la capa de arena, con oídos de 1/2", cada 40 cm, a nivel de la capa de arena con un parche geotextil no tejido cubriendo la entrada del tubo para evitar migración de arena. Estos elementos deberán instalarse o construirse al mismo tiempo de instalación de los adoquines con el fin de no dejar espacios libres que puedan producir el desplazamiento de éstos.
- Alrededor de sumideros, cunetas y cámaras de inspección se deberán instalar oídos de 1/2", cada 25 cm, a nivel de la capa de arena. Estos elementos deberán instalarse o construirse al mismo tiempo de instalación de los adoquines con el fin de no dejar espacios libres que puedan producir el desplazamiento de éstos. El lado del tubo que está en contacto con la arena se cubre con un parche de geotextil no tejido para que no se pierda la arena.
- Considerando la posibilidad de que el andén y la vía puedan estar a nivel en la calle 37sur, se debe conformar una cuenta entre ambos.
- Luego de realizar el cajeo de la estructura se deberá realizar la compactación del material existente, en el, se verificará que el material de soporte no presente fallos puntuales. En caso de evidenciarse se deberá realizar un cajeo adicional y reemplazarlo con material seleccionado.
- Los materiales granulares deben cumplir con las especificaciones del INVIAS para bases y subbases granulares clase b ó clase c, con gradación tipo BG-40 ó BG-38, SBG -50 ó BG-38 respectivamente.

- Se debe proveer a las plataformas una pendiente de al menos 0.5% en dirección longitudinal a la vía para evitar el estancamiento e infiltración de agua a la estructura, y en el resto de áreas adoquinadas la pendiente mínima debe ser del 2%.
- Se debe evaluar el flujo de aguas de escorrentía generado en el empalme entre la peatonalización existente y la proyectada, considerando el bombeo definido, y estudiar la viabilidad de realizar el empalme mediante cunetas.
- Como recomendación complementaria se debe seguir con lo estipulado en el artículo 510 provenientes de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras (EGCC, 2022).
- La función de estas recomendaciones es conseguir que las estructuras se construyan conforme a las hipótesis de diseño y dentro de las tolerancias aceptables, y en el caso de encontrar desviaciones excesivas o condiciones no esperadas deberá informarse a esta oficina para poder aplicar las medidas correctivas en forma oportuna.

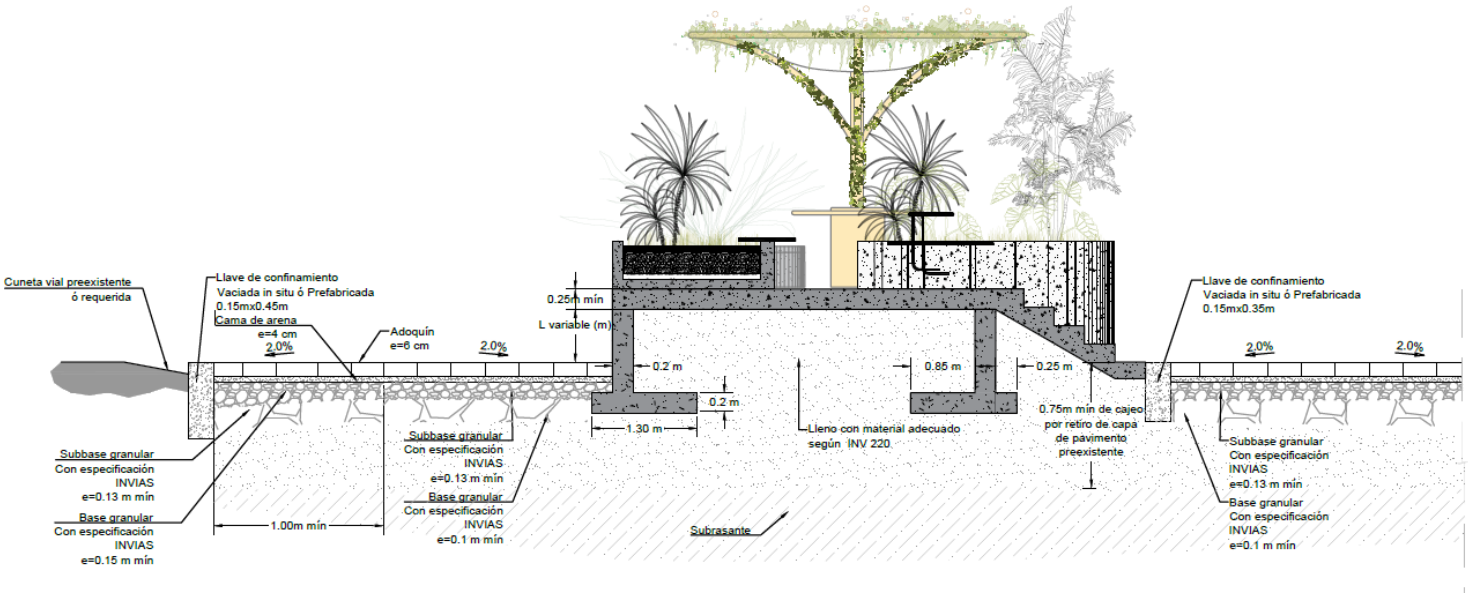


Figura 46. Esquema para zona de peatonalización con plataforma.

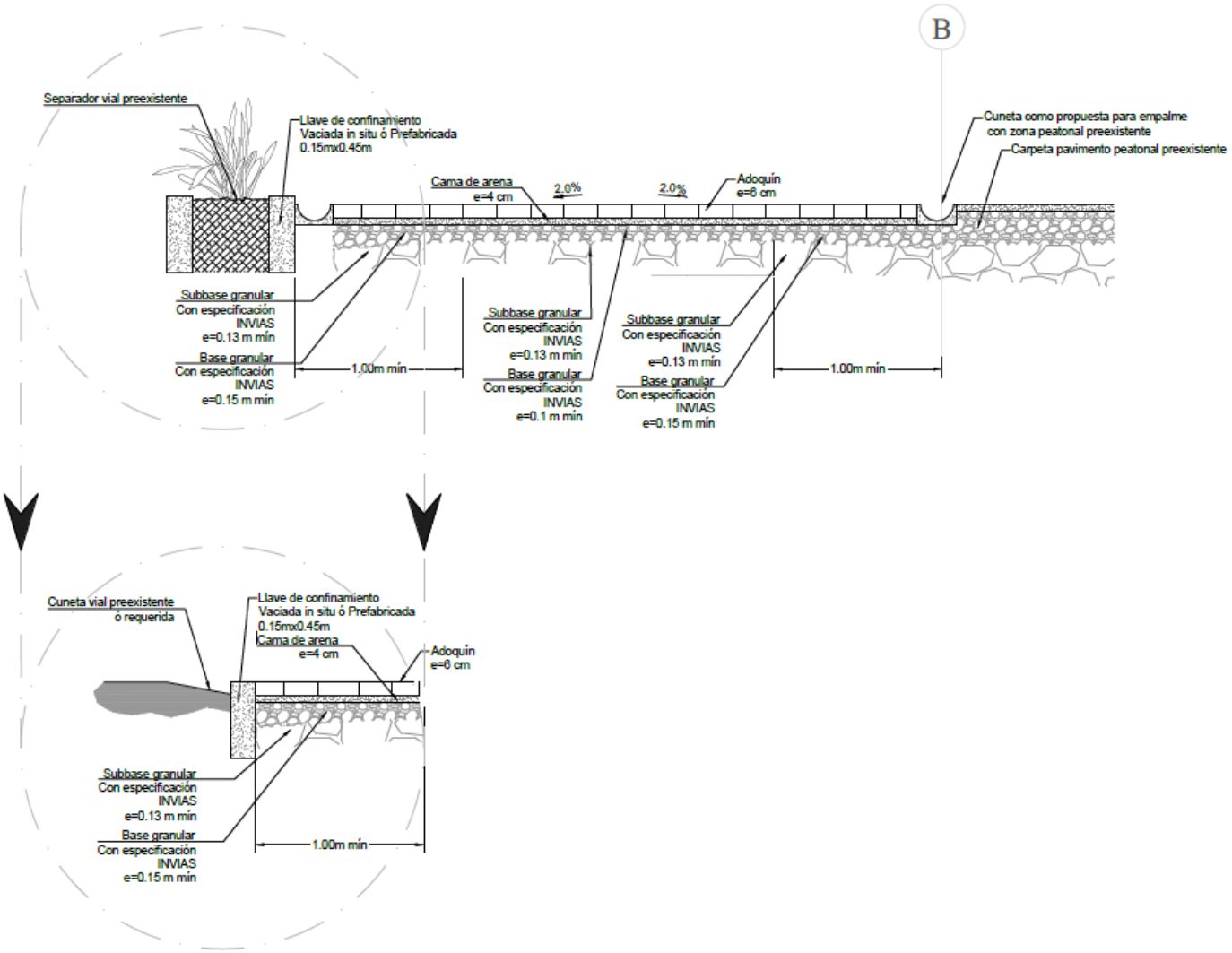


Figura 47. Transiciones de la peatonalización con separador vial, calle 37 Sur y peatonalización existente (B).

7.4 MONITOREO

De acuerdo al alcance del proyecto, se requiere realizar un monitoreo de la construcción, mediante puntos de control topográfico, inspección visual periódica de las estructuras colindantes, seguimiento y control de los procedimientos constructivos conforme lo especificado en este informe.

7.5 MANEJO DE AGUAS

Se debe proveer a las plataformas una pendiente mínima de 0,5 % en dirección longitudinal a la vía para evitar el estancamiento e infiltración de agua hacia la estructura. Para el manejo de aguas de escorrentía en la peatonalización adoquinada, se deberá mantener un bombeo transversal mínimo de 2 %, procurando alcanzar este valor desde la preparación de la subrasante. El drenaje deberá conducirse hacia el borde del pavimento, a la vía o a cunetas (si existen), y de allí a las alcantarillas.

Se recomienda efectuar limpieza y mantenimiento periódico de las cunetas, y, en zonas donde se prevea acumulación de agua, garantizar un drenaje de confinamiento externo o interno, según corresponda, conforme a los artículos 510.2.4.1.1 y 510.2.4.2.1 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras.

Adicionalmente, se debe evaluar el flujo de escorrentía en el empalme entre la peatonalización existente y la proyectada, considerando el bombeo establecido, y analizar la viabilidad de ejecutar el empalme mediante cuneta.

Asimismo, será necesario un manejo adecuado del flujo de drenaje alrededor del separador vial con vegetación existente, mediante cuneta, considerando la probabilidad de que estos elementos presenten orificios en su diseño de confinamiento o que se produzca acumulación de agua debido a diferencias de cota con respecto al nivel de piso acabado, así como la pendiente natural y el bombeo proyectado.

7.6 INSPECCIÓN DE REDES

Cabe mencionar que dentro del alcance del presente estudio no se encuentra la inspección del estado de redes eléctricas, de acueducto, alcantarillado o gas preexistentes; labor que debe ser ejecutada antes de comenzar la construcción con el fin de evitar daños futuros en las nuevas estructuras.

7.7 ACTAS DE VECINDAD

Se recomienda que se realicen actas de vecindad con todas las estructuras cercanas al proyecto, estas deben contar con registro fotográfico de detalles. En estas se deben consignar como mínimo la presencia de grietas y fisuras en las edificaciones, paredes y pisos de las propiedades colindantes a la zona a intervenir.

8 LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe se basan en los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio que se describen en los capítulos respectivos y en la experiencia de los profesionales que participaron en el estudio.

Las investigaciones programadas, así como los alcances y conclusiones consignadas en el presente informe, se ajustan solo a las características del proyecto en mención. Al momento de la elaboración del informe se desconocía la magnitud de las cargas ni la ubicación exacta de estas, por lo cual las recomendaciones se basan en estimativas realizadas por esta consultoría, y por ello, no se presenta un análisis de asentamientos. Si durante la etapa de construcción se encuentran en la zona condiciones del subsuelo diferentes a las descritas como típicas en este informe, o se presentan variaciones sustanciales del proyecto que afecten de una u otra manera las recomendaciones emitidas, se dará aviso oportuno a esta oficina para complementar las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe.

Dado que actualmente se desconocen la carga estructural, ubicación exacta de fundaciones dentro de las estructuras denominadas burbujas proyectadas sobre el área peatonal, no se presenta una propuesta de cimentación para los mismos asumiendo que se cuenta con la separación adecuada entre cada uno de los ejes de transmisión. Por lo que es indispensable contar con la información completa sobre las cargas y su forma de transmisión (concéntrica o excéntrica), así como su ubicación y distribución dentro del área de trabajo, lo que permitirá realizar una evaluación más precisa del tipo de cimentación y su capacidad. De igual forma se debe tener conocimiento sobre las cargas asociadas a los elementos de y sobre la plataforma para poder reevaluar la carga de sobreesfuerzo planteada para el diseño de los muros de contención.

Para garantizar el correcto funcionamiento de las obras y de los rellenos proyectados, deberá implementarse un manejo adecuado de las aguas de escorrentía.

Finalmente, para la emisión del aval definitivo por parte del área de geotecnia se requiere una socialización de las recomendaciones geotécnicas con los demás diseñadores del proyecto, con el propósito de establecer una comunicación directa y efectiva en pro del proyecto y que todas recomendaciones realizadas sean totalmente entendidas por los mismos.

BIBLIOGRAFIA

ALCALDIA DE ENVIGADO. POT Municipio de Envigado 2011-2013.

AREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ. Directrices y lineamientos para la elaboración de los estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera, en el Valle de Aburrá. 2012

AREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ. Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado. 2007.

ARGOS. (s. f.). Construcción de pavimentos en adoquín. En ARGOS (Versión 2). https://colombia.argos.co/fichas_tecnicas/Cartilla-Adoquines-en-concreto-soluciones-viales.pdf

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS. 2010. "Normas de Diseño y Construcción Sismo Resistente". Ed. AIS. Colombia.

Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design (5th ed). McGraw-Hill.

Case, J.E., Duran, L.G., Lopez, A., Moore, W.R., (1971). Tectonic investigations in western Colombia and Eastern Panama. Geological Society of America Bulletin 82, 2685-2712.

Coduto, D. P., Kitch, W. A., & Yeung, M. R. (2016). Foundation design: Principles and practices (3rd ed). Pearson.

CONSUMER PRODUCT SAFETY COMMISSION – CPSC, (2010). "Manual de seguridad para parques infantiles públicos". Washington D.C.

Das, B. M. (2010). Principles of geotechnical engineering (7th ed). Cengage Learning.

DAS, BRAJA M. 2001. "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" Ed. Thomson S.A. México.

Dearman, W.R., (1991), Engineering Geological Mapping. Butterworth-Heinemann Ltd, Oxford, U.K.

GONZALEZ, ÁLVARO J. (2003). Cálculo simplificado de capacidad portante de cimientos superficiales en ladera. Ponencia presentada en el III Encuentro de Ingenieros de Suelos y Estructuras, Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, D. C., Colombia.

GONZALEZ, ÁLVARO J. (1999). Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT. X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana. SCI -SCG – 1999.

GOOGLE EARTH Pro. 2018. Imágenes desde Google Street View.

Hansbo, S. (1994). Foundation engineering. Elsevier.

INGEOMINAS, 1980. Geología y Geoquímica de la plancha 166, Jericó. Escala 1:100000. Memoria Explicativa

Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile (ICH), (2013). “Manual diseño de pavimentos de adoquines de hormigón”. https://ich.cl/documentos-pavimentando/manual-diseno-de-pavimentos-de-adoquines-de-hormigon/

Instituto Nacional de Vías (INVÍAS), (2022) “Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras 2022” (EGCC). Resolución Número 2451 de 15 de julio de 2022. Instituto Nacional de Vías. Colombia.

Look, B. (2007). Handbook of geotechnical investigation and design tables. Taylor & Francis.

Madrid Mesa, Germán Guillermo, (2001). “Guia para el diseño de pavimentos de adoquines de concreto para tráfico vehicular y peatonal”. Medellín.

SECRETARÍA DISTRITAL DE PLANEACIÓN. Cartilla de andenes Bogotá D.C.

Suelo, Ambiente y Obras S.A.S. (2017). Estudio de suelos para estructuras varias y puente peatonal que conecta la zona verde del parque cultural Débora Arango y el lote ubicado en la calle 37 sur por carrera 45b en el municipio de Envigado.

Suelo, Ambiente y Obras S.A.S. (2018). Diseño de pavimento articulado para la calle 37 sur entre las carreras 45a y 46, y las carreras 45b y 46a entre las calles 37sur y 36a sur en el municipio de Envigado.

Toro y Velázquez, (1984). Estudio geomorfológico y estructural del Valle de Aburra, comprendido entre el municipio de Caldas y las quebradas La Iguaná y Santa Elena, zonas 2 y 3 de 6. Tesis de grado Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín.

ANEXO 1. REGISTROS DE APIQUES

ANEXO 2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO 3. MEMORIAS DE CALCULO

ANEXO 4. DOCUMENTOS DE REFERENCIA