

# EMPRESAS VARIAS E.S.P.-EEVV



ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA, LA DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN Y LAS RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA EL CORRECTO MANEJO DE LAS OBRAS ASOCIADAS A LA AMPLIACIÓN DE LA SEDE DE OPERACIONES DE EMVARIAS LOCALIZADA EN EL BARRIO LA TOSCANA DEL MUNICIPIO DE MEDELLÍN (ANTIOQUIA).



## INFORME GD-17-032



<b>CONSULCIVIL S.A.S.</b>					
Proyecto	ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA, LA DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN Y LAS RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA EL CORRECTO MANEJO DE LAS OBRAS ASOCIADAS A LA AMPLIACIÓN DE LA SEDE DE OPERACIONES DE EMVARIAS LOCALIZADA EN EL BARRIO LA TOSCANA DEL MUNICIPIO DE MEDELLÍN (ANTIOQUIA).				
Cliente	EMPRESAS VARIAS DE MEDELLÍN				
Informe No.	GD-17-032	Versión de Informe	0	Fecha	Mayo de 2016
EQUIPO TÉCNICO					
Nombre	Profesión	Cargo		Firma	
Susana Arias Gómez	Ing. Civil Mat. 05202-322734	Ing. Civil. Dirección de Estudios y Diseños			
Carolina López Rendón	Ing. Civil Mat. 05202-211819	Ing. Civil, Msc Geotecnia. Dirección de Estudios y Diseños			
Maria Fernanda Areiza Rodriguez	Ing. Geóloga Mat. 05223-244177	Ing. Geóloga. Dirección de Estudios y Diseños			
DIRECCIÓN TÉCNICA					
Nombre	Profesión	Cargo		Firma	
Alejandro Velásquez Álvarez	Ing. Civil, Esp. Mec. de Suelos y Cimentaciones Mat. 05202-095940	Gerente Técnico			

## CONTENIDO

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>OBJETIVOS Y ALCANCES</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO</b>	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>ANTECEDENTES</b>	<b>7</b>
5.1	POT	7
5.2	ANÁLISIS MULTITEMPORAL	11
<b>6</b>	<b>ETAPA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO</b>	<b>17</b>
<b>7</b>	<b>ETAPA DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO</b>	<b>21</b>
<b>8</b>	<b>CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA</b>	<b>22</b>
8.1	GEOLOGÍA REGIONAL	22
8.2	ESTRUCTURAS TETÓNICAS	25
8.3	GEOMORFOLOGÍA REGIONAL	27
8.4	GEOLOGÍA LOCAL	31
<b>9</b>	<b>CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUB-SUELO</b>	<b>36</b>
9.1	POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO	36
9.2	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS ESTRATOS	37
9.3	PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE	46
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>48</b>
10.1	SISTEMA DE FUNDACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS PROYECTADAS	48
10.2	SISTEMAS DE CONTENCIÓN	50
10.3	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS SISTEMAS DE CONTENCIÓN	54
10.4	PARÁMETROS SÍSMICOS	62
10.5	OPTIMIZACIÓN DEL DRENAJE	62
10.6	CONSTRUCCIÓN MANUAL DE PILAS	65
10.7	RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN	67
10.8	LLENOS	68
10.9	BOMBEOS	68
10.10	MONITOREO GEOTÉCNICO	68
10.11	CONTROLES Y VERIFICACIÓN	69
<b>11</b>	<b>LIMITACIONES</b>	<b>70</b>
<b>12</b>	<b>REFERENCIAS</b>	<b>71</b>
<b>13</b>	<b>ANEXOS</b>	<b>73</b>



LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1. Localización general del lote en estudio.....</b>	<b>2</b>
<b>Figura 2. Vista aérea de la zona del proyecto.....</b>	<b>3</b>
<b>Figura 3. Localización en planta de la estructura proyectada.....</b>	<b>5</b>
<b>Figura 4. Vista en perfil de las estructuras proyectadas.....</b>	<b>6</b>
<b>Figura 5 Clasificación del suelo. Tomado de MapGis (2017).....</b>	<b>7</b>
<b>Figura 6. Amenazas naturales por inundación. Tomado de MapGis (2017).....</b>	<b>8</b>
<b>Figura 7. Amenazas naturales por movimientos en masa. Tomado de MapGis (2017).....</b>	<b>8</b>
<b>Figura 8. Amenaza por avenida torrencial. Tomado de MapGis (2017).....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 9. Condiciones de riesgo. Tomado de Mapgis (2017). ....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 10. Retiros de quebradas. Tomado de MapGis (2017).....</b>	<b>10</b>
<b>Figura 11. Zonificación de la aptitud geológica.....</b>	<b>10</b>
<b>Figura 12. Fotografía aérea. Año 1959. Escala 1:5.000. Vuelo C892. Faja 9. Fotografía 085.....</b>	<b>12</b>
<b>Figura 13. Superposición Fotografía aérea. Año 1959. Escala 1:5.000. Vuelo C892. Faja 9. Fotografía 085 y Planchas IGAC 147 y 196.....</b>	<b>13</b>
<b>Figura 14. Fotografía aérea. Años 1976 y 1983.....</b>	<b>14</b>
<b>Figura 15. Fotografía aérea. Años 1989 y 1994.....</b>	<b>15</b>
<b>Figura 16. Superposición Fotografía aérea del año 1959 y planchas SIGAME 2000. ....</b>	<b>16</b>
<b>Figura 17. Procedimiento para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).....</b>	<b>18</b>
<b>Figura 18. Mapa geológico del sitio de estudio. Tomado de la plancha Consorcio Microzonificación (AMVA, 2006).....</b>	<b>22</b>
<b>Figura 19. Principales estructuras tectónicas en el sector occidental del Valle de Aburrá. Tomada y modificada de Google Maps.....</b>	<b>25</b>
<b>Figura 20. Localización en planta de los perfiles utilizado para el análisis de estabilidad.....</b>	<b>57</b>
<b>Figura 21. Análisis de estabilidad de la pantalla anclada- Condición Estática. ....</b>	<b>58</b>
<b>Figura 22. Análisis de estabilidad de la pantalla anclada- Condición Dinámica. ....</b>	<b>59</b>



<b>Figura 23. Análisis de estabilidad del apantallamiento en pilas- Condición Estática.....</b>	<b>60</b>
<b>Figura 24. Análisis de estabilidad del apantallamiento en pilas- Condición Dinámica. ....</b>	<b>60</b>
<b>Figura 25. Análisis de estabilidad del apantallamiento en pilas- Condición Estática.....</b>	<b>61</b>
<b>Figura 26. Análisis de estabilidad del apantallamiento en pilas- Condición Dinámica. ....</b>	<b>62</b>
<b>Figura 27. Proceso constructivo de los drenes sub-horizontales. ....</b>	<b>63</b>
<b>Figura 28. Detalle constructivo de filtro en material granular. ....</b>	<b>64</b>
<b>Figura 29. Localización esquemática de las obras de drenaje superficial y sub-superficial.....</b>	<b>65</b>
<b>Figura 30. Localización del sistema de monitoreo propuesto. ....</b>	<b>69</b>

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

<b>Fotografía 1. Vista general del lote en estudio. ....</b>	<b>1</b>
<b>Fotografía 2. Accesorios para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT). ....</b>	<b>19</b>
<b>Fotografía 3. Accesorios para la realización de toma de muestras inalteradas tipo tubo de pared delgada Shelby. ....</b>	<b>19</b>
<b>Fotografía 4. Ejecución de la etapa de exploración de campo. ....</b>	<b>20</b>
<b>Fotografía 5. Muestras depósito antrópico 1 recuperadas durante la etapa de exploración de campo. ....</b>	<b>38</b>
<b>Fotografía 6. Muestras depósito antrópico 2 recuperadas durante la etapa de exploración de campo. ....</b>	<b>39</b>
<b>Fotografía 7. Muestras depósito vertiente tipo flujo de lodos recuperadas durante la etapa de exploración de campo. ....</b>	<b>42</b>
<b>Fotografía 8. Muestras depósito vertiente tipo flujo de lodos y escombros recuperadas durante la etapa de exploración de campo. ....</b>	<b>44</b>
<b>Fotografía 9. Muestras del depósito vertiente tipo flujo de escombros recuperadas durante la etapa de exploración de campo. ....</b>	<b>46</b>

## LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1. Listado de planchas y fotografías aéreas analizadas.....</i>	<i>11</i>
<i>Tabla 2. Profundidad alcanzada por los sondeos exploratorios.....</i>	<i>17</i>
<i>Tabla 3. Tipo y cantidad de ensayos de laboratorio. ....</i>	<i>21</i>
<i>Tabla 4. Perfil estratigráfico típico en el sitio en estudio.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 5. Perfil estratigráfico asociado a los sondeos P7 y P8. ....</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 6. Perfil estratigráfico asociado al sondeo P12.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 7. Posición del nivel freático con respecto al nivel actual del terreno.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 8. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito antrópico 1. ....</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 9. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito antrópico 2. ....</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 10. Relación aproximada matriz% bloques% por sondeo exploratorio ...</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 11. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito de vertiente tipo flujo de lodos. ....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 12. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito de vertiente tipo flujo de lodos y escombros. ....</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 13. Parámetros de resistencia utilizados en la modelación geotécnica.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 14. Parámetros geotécnicos para el diseño de la cimentación del edificio administrativo. ....</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 15. Parámetros geotécnicos para el diseño de la cimentación del hangar.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 16. Parámetros geotécnicos para el sistema de estabilización propuesto en la Alternativa No. 1.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 17. Parámetros geotécnicos para el sistema de contención propuesto – edificio administrativo .....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 18. Parámetros geotécnicos para el diseño de la estructura de contención – edificio administrativo.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 19. Parámetros geotécnicos para el diseño de las estructuras de contención - hangar.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 20. Parámetros geotécnicos para el sistema de contención propuesto – zona de parqueaderos .....</i>	<i>53</i>
<i>Tabla 21. Parámetros geotécnicos para el diseño de las estructuras de contención – zona de parqueaderos.....</i>	<i>53</i>

<b>Tabla 22. Escala de valoración de los factores de seguridad según la NSR-10. ....</b>	<b>57</b>
<b>Tabla 23. Escala de valoración de los factores de seguridad según la US Army Corps of Engineers (Octubre 2003) .....</b>	<b>57</b>
<b>Tabla 24. Factores de seguridad para el sistema de estabilización del edificio administrativo propuesto en la Alternativa No. 1. ....</b>	<b>58</b>
<b>Tabla 25. Factores de seguridad para el sistema de estabilización en el edificio administrativo propuesto en la Alternativa No. 2. ....</b>	<b>59</b>
<b>Tabla 26. Factores de seguridad para el sistema de estabilización propuesto en la Alternativa No. 2. ....</b>	<b>61</b>
<b>Tabla 27. Parámetros sísmicos según NSR-10 para el proyecto Sede Operativa. ....</b>	<b>62</b>

## 1 INTRODUCCIÓN

EMPRESAS VARIAS DE MEDELLÍN E.S.P adelanta los estudios y diseños para la ampliación y remodelación su Sede de Operaciones, localizada en el sector plaza ferias en el barrio La Toscana ubicado en la comuna 5 del municipio de Medellín (Antioquia), que comprenderá un nuevo hangar, un nuevo edificio administrativo y las obras de contención asociadas a su construcción.

Por tal motivo EMPRESAS VARIAS DE MEDELLÍN E.S.P, dentro del desarrollo del Contrato N. 010 del 2017 suscrito entre las partes, contactó a la empresa consultora CONSULCIVIL S.A.S. para la realización del estudio de suelos, caracterización geológico geotécnica, definición del sistema de fundación para el desarrollo del proyecto y de las recomendaciones necesarias para su correcto manejo.

1

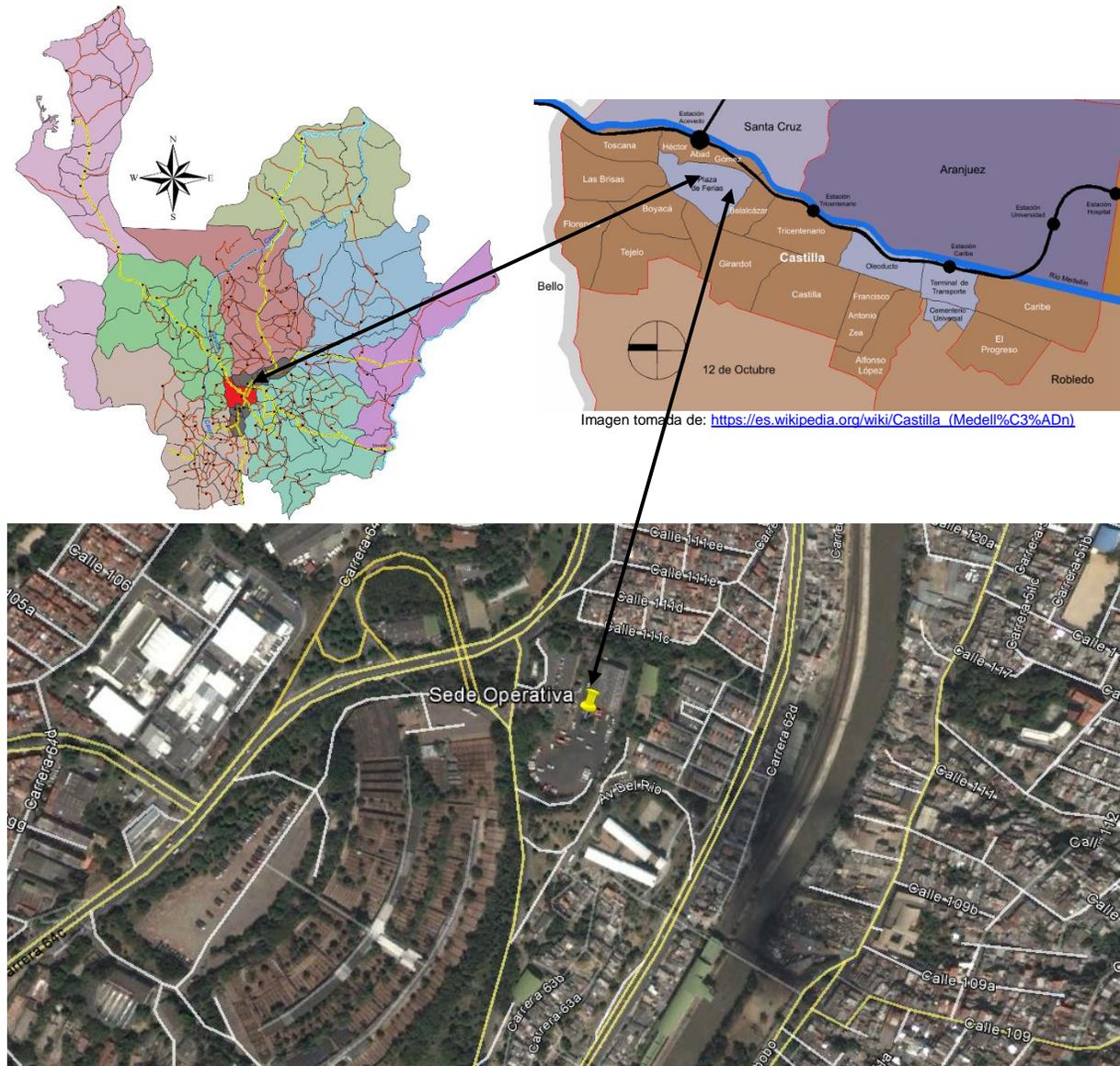


**Fotografía 1. Vista general del lote en estudio.**

El presente informe contiene la descripción detallada de los trabajos realizados en el campo, laboratorio y oficina, a partir de los cuales es posible realizar un análisis y generar recomendaciones orientadas al planteamiento del sistema de fundaciones requerido para las estructuras a construir y las obras complementarias orientadas a optimizar la estabilidad geotécnica del proyecto.

## 2 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El sector en estudio se encuentra ubicado al costado izquierdo de la autopista norte en se sentido Sur-Norte, en el sector plaza ferias en el barrio La Toscana de la comuna 5 (Castilla) en el municipio de Medellín, Antioquia. Las coordenadas aproximadas del lugar de estudio son  $6^{\circ}18'10.67''N$  y  $75^{\circ}33'36.37'' O$ , en el sistema coordenado WGS84.



**Figura 1. Localización general del lote en estudio.**



**Figura 2. Vista aérea de la zona del proyecto.**

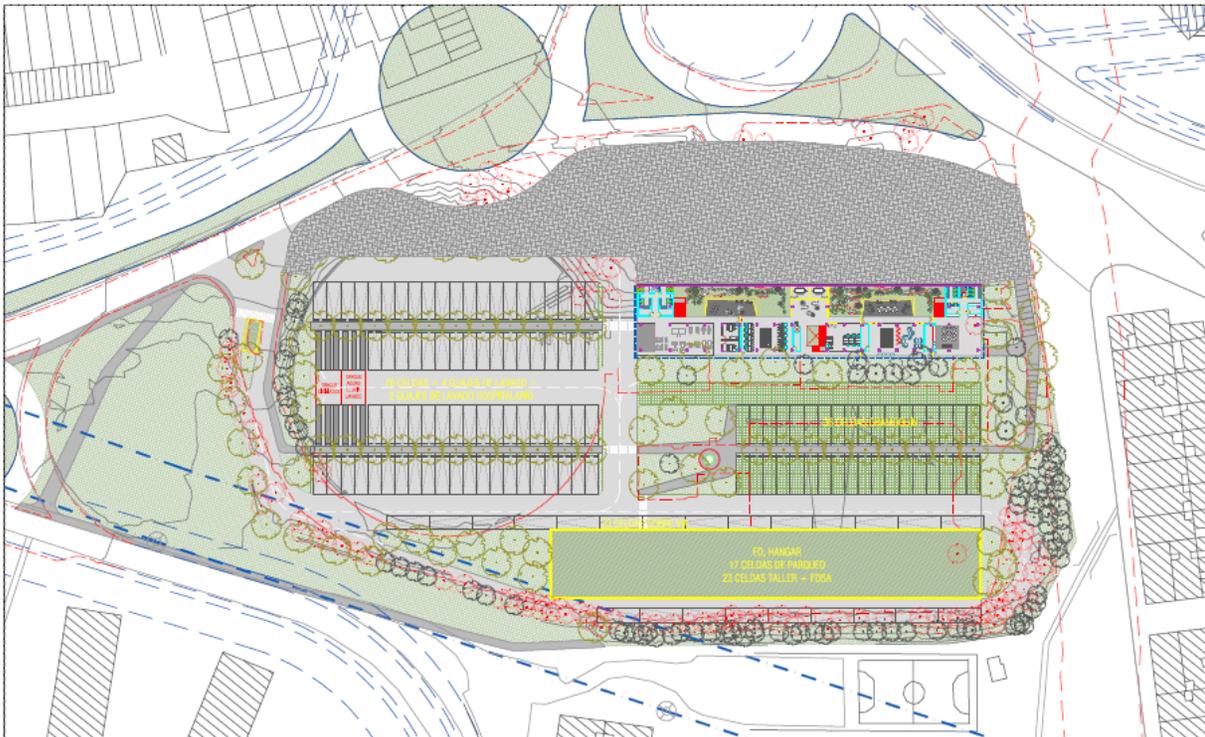
### 3 OBJETIVOS Y ALCANCES

El trabajo consistió en programar y ejecutar todas las actividades de campo, laboratorio y oficina tendientes a realizar estudios sobre la calidad y comportamiento del suelo, tal que nos permitiera llegar a establecer:

- Estratigrafía y propiedades físico mecánicas del subsuelo explorado (mediante análisis estadísticos entre los resultados de la etapa de investigación de laboratorio y el módulo DYNAMIC PROBING del software GEOSTRU).
- Recomendaciones de cimentación para las estructuras proyectadas.
- Profundidad de desplante de las cimentaciones.
- Recomendaciones para el tratamiento de aguas freáticas, de infiltración o de escorrentía superficial.
- Recomendaciones para el tratamiento de zonas o bolsas de materiales inadecuados.
- Recomendaciones para la ejecución de explanaciones y excavaciones.
- Determinación de problemas geotécnicos, caracterización de éstos y recomendaciones para el tratamiento de los mismos.
- Capacidad portante y módulo de reacción lateral del subsuelo para la fundación de las estructuras proyectadas (mediante los módulos LOAD CAP o MP del software GEOSTRU).
- Análisis de estabilidad mediante software SLIDE V 7.0.

#### 4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto de ampliación consta de varias estructuras como son el nuevo edificio administrativo y un nuevo hangar, adicional a esto, el patio de maniobras cambiará su alineamiento y la vía externa a la sede tendrá una ampliación, todas estas estructuras contarán con estructuras de contención.



5

**Figura 3. Localización en planta de la estructura proyectada.**

La estructura se localizará en la zona posterior del colegio, para la adecuación del proyecto se deberá realizar una excavación del talud existente.



**Figura 4. Vista en perfil de las estructuras proyectadas.**

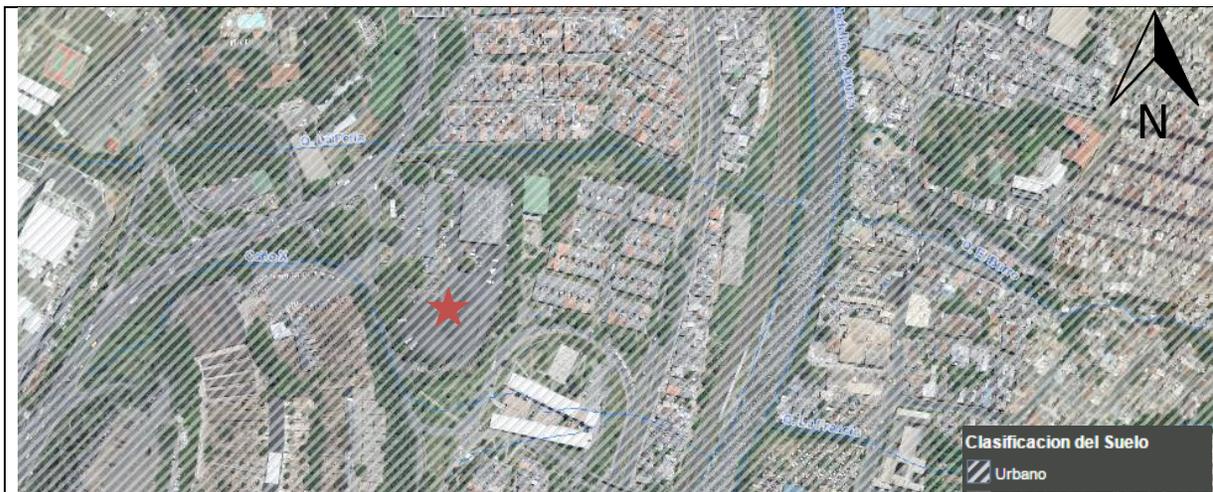
## 5 ANTECEDENTES

### 5.1 POT

El sitio de estudio se ubica en la margen izquierda del Río Medellín, hacia el norte del municipio de Medellín.

La cartografía temática en el Acuerdo 048 de 2014 del municipio de Medellín (Plan de Ordenamiento Territorial) (Alcaldía de Medellín, 2014) se presenta a continuación. La estrella roja marca el sitio de estudio.

**Clasificación del suelo.** El suelo en el área de estudio está clasificado como suelo urbano.



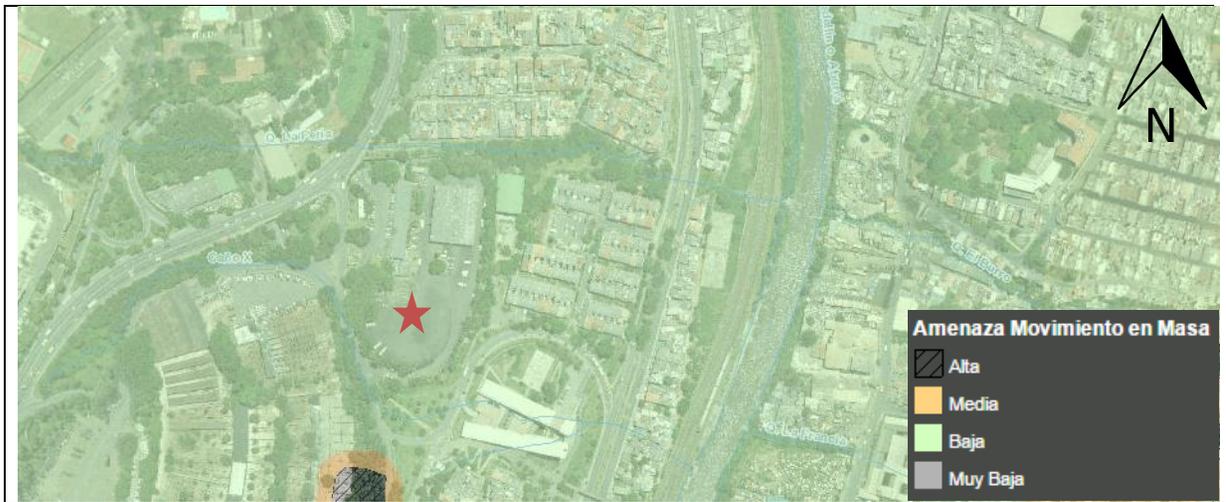
**Figura 5 Clasificación del suelo. Tomado de MapGis (2017).**

**Amenazas naturales por inundación.** En la zona de estudio se presenta una amenaza muy baja por inundación.



**Figura 6. Amenazas naturales por inundación. Tomado de MapGis (2017).**

**Amenazas naturales por movimientos en masa.** En la zona de estudio la amenaza por movimientos en masa es baja.



**Figura 7. Amenazas naturales por movimientos en masa. Tomado de MapGis (2017).**

**Amenaza por avenida torrencial.** En la zona de estudio no hay ninguna amenaza por avenida torrencial.



**Figura 8. Amenaza por avenida torrencial. Tomado de MapGis (2017).**

**Condiciones de riesgo.** En la zona de estudio no hay ninguna condición de riesgo.



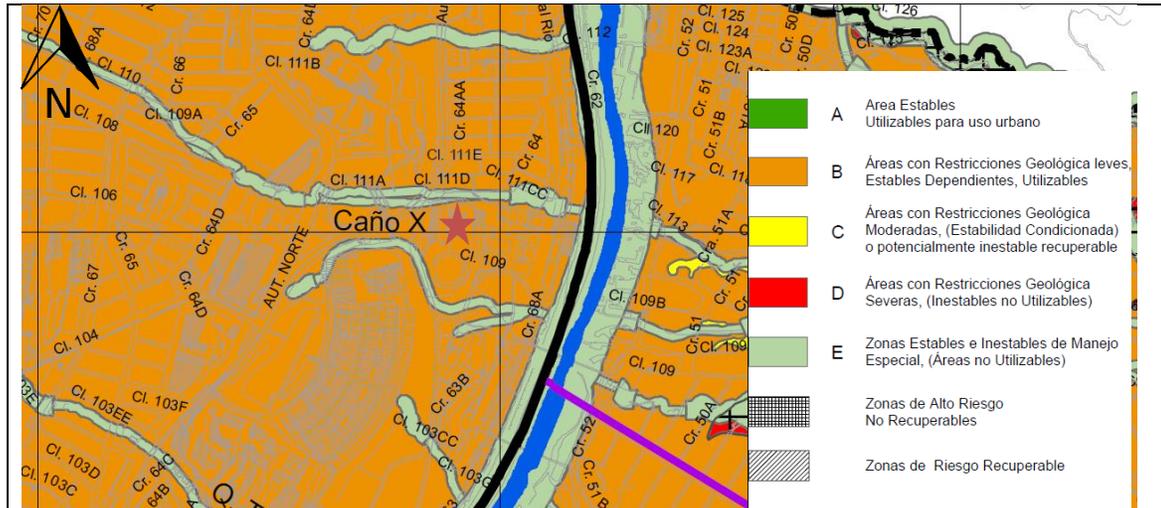
**Figura 9. Condiciones de riesgo. Tomado de Mapgis (2017).**

**Retiros de quebradas.** Al norte y sur del predio en estudio transcurren las quebradas La Feria y Caño X respectivamente, las cuales cuentan con un retiro de 10.00 m.



**Figura 10. Retiros de quebradas. Tomado de MapGis (2017).**

**Zonificación de la aptitud geológica.** La zona de estudio se encuentra en una Zona B: Áreas con restricciones geológicas leves, estables dependientes, utilizables.



**Figura 11. Zonificación de la aptitud geológica.**

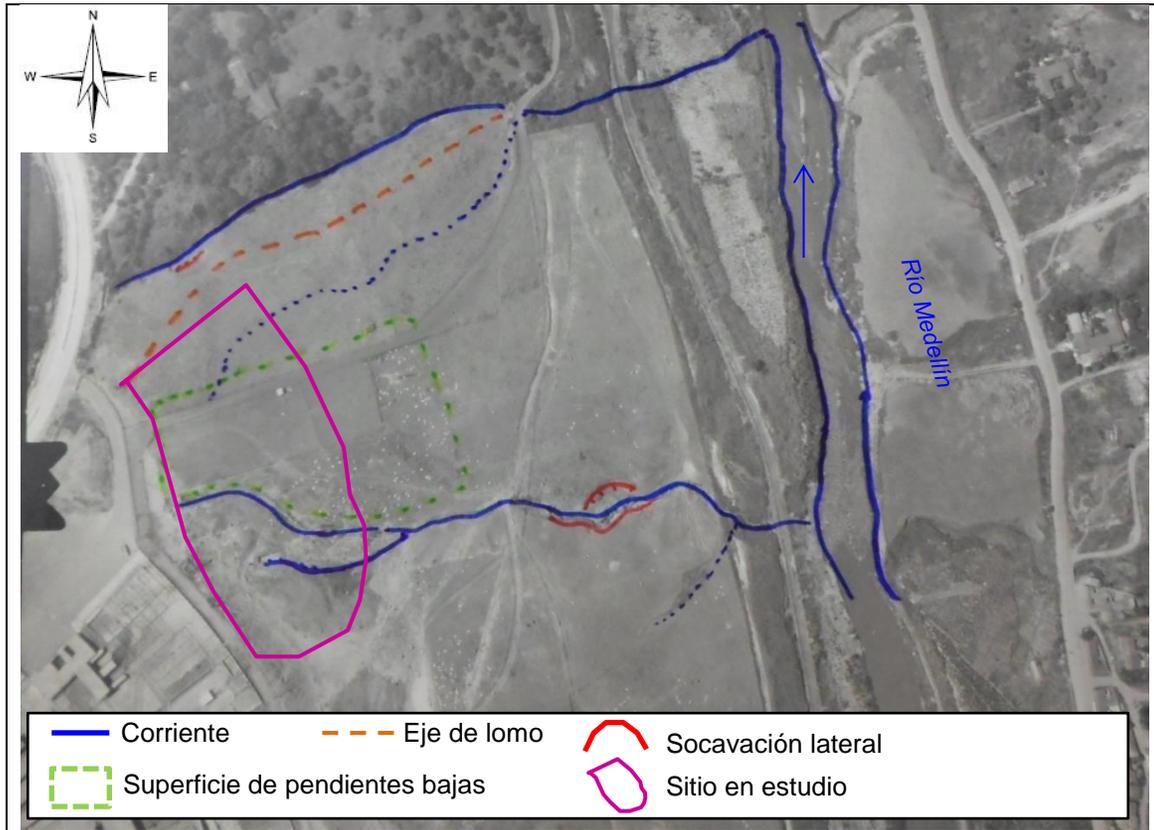
## 5.2 ANÁLISIS MULTITEMPORAL

Esta etapa fue llevada a cabo por medio de la revisión de fotografías aéreas, planchas topográficas e imágenes satelitales, disponibles en el Departamento de Planeación del municipio de Medellín.

**Tabla 1. Listado de planchas y fotografías aéreas analizadas.**

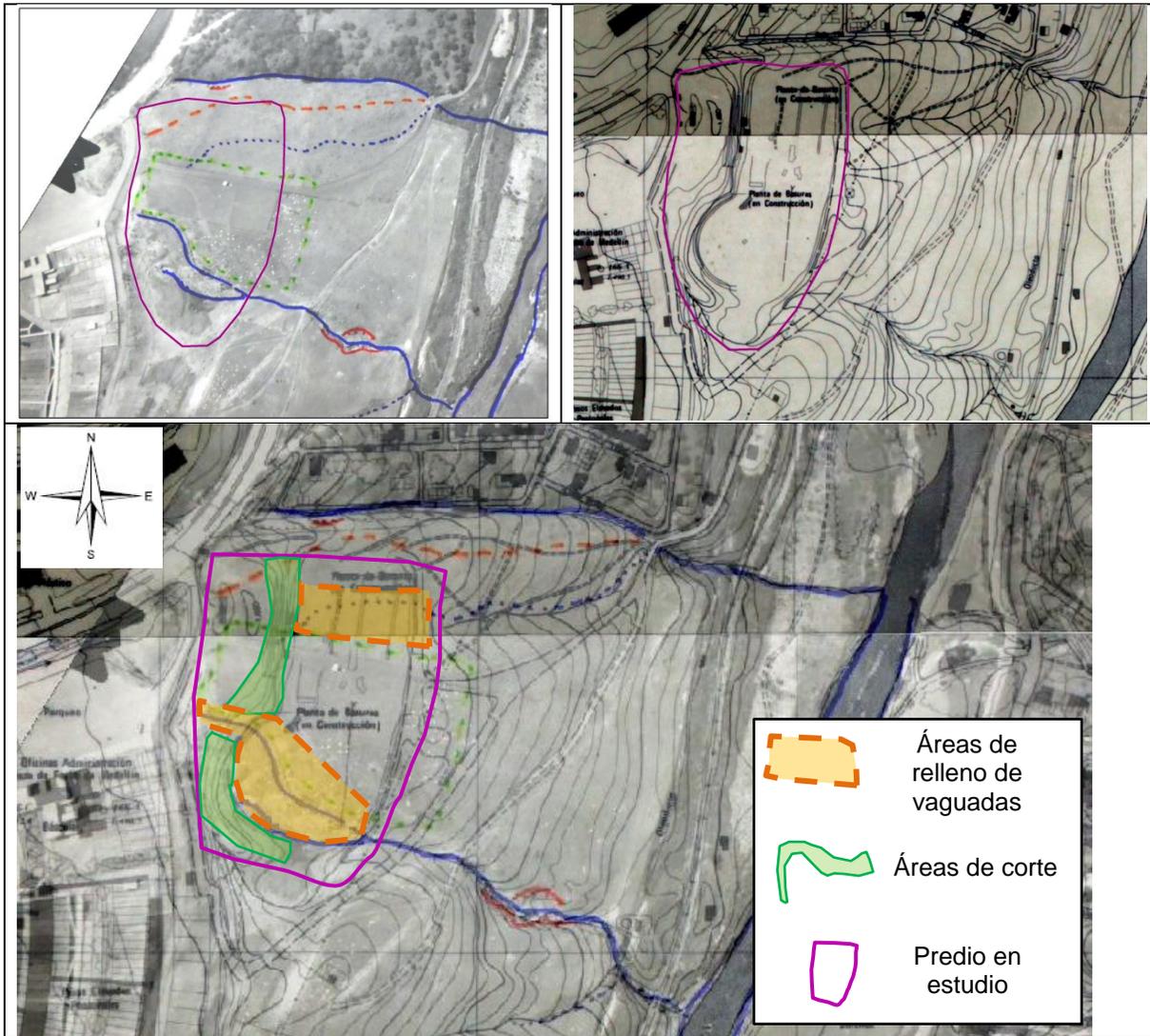
Tipo	Año	Escala	Vuelo	Faja	Fotografía
Fotografía aérea	1959	1:5.000	C892	F9	085
Plancha topográfica	1972	1:2.000	IGAC Plancha 147 y 196		
Fotografía aérea	1976	1:10.000	FD83	F4	127
Fotografía aérea	1983	1:6.250	R899	F11	076
Fotografía aérea	1989	-	-	F8	004
Fotografía aérea	1994	1:5.000	GEOVIAL 65/1	F28	047
Plancha topográfica	2000	1:2.000	SIGAME Plancha 147 y 196		
Fotografía aérea	2004	1:8.000	-	04N	361

**Fotografía aérea. Año 1959. Escala 1:5.000. Vuelo C892. Faja 9. Fotografía 085.** El sitio en estudio se encuentra sobre una superficie de pendientes moderadas orientada hacia el oriente, con un grado de incisión bajo por las corrientes que transcurren en sentido W-E y con un patrón paralelo. Al occidente estas corrientes están cubiertas por la Feria de Ganado. Al norte se identifica un lomo bajo con dirección W-E, con una vaguada bien definida al norte y una vaguada incipiente al sur. Al sur del sitio en estudio se presenta una superficie de pendientes moderadas y hacia el oriente pendientes moderadas a altas.



**Figura 12. Fotografía aérea. Año 1959. Escala 1:5.000. Vuelo C892. Faja 9. Fotografía 085.**

**Superposición Fotografía aérea. Año 1959. Escala 1:5.000. Vuelo C892. Faja 9. Fotografía 085 y Planchas IGAC 147 y 196.** Para el año 1972 se observan las modificaciones que fueron realizadas para la instalación del sitio en estudio, entre las que se encuentran: la realización de un corte de aproximadamente 10.00 m de alto en sentido NS, que separa dos planicies antrópicas, conformadas a partir de una explanación y de relleno de vaguadas al norte y sur del sitio en estudio.



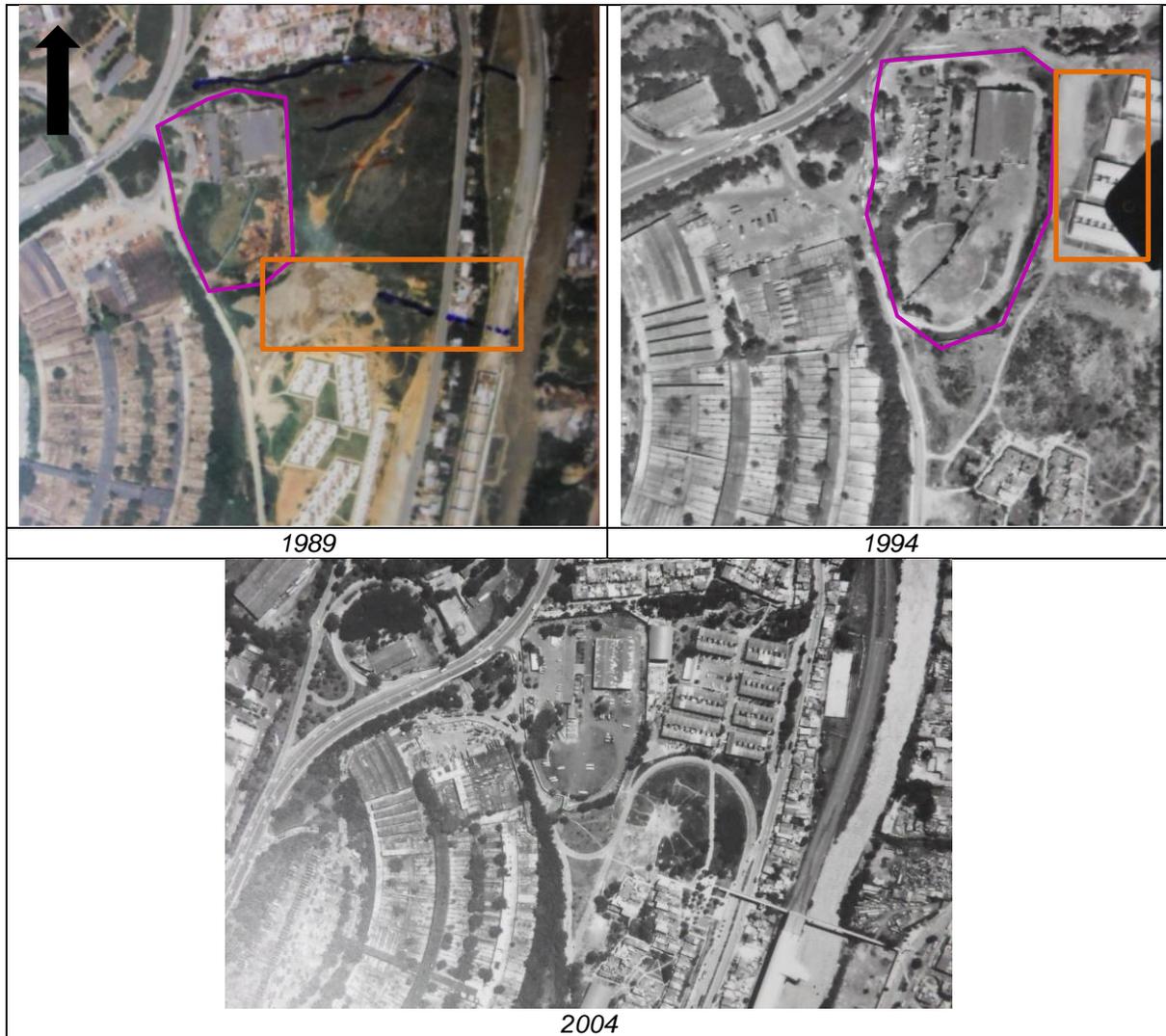
**Figura 13. Superposición Fotografía aérea. Año 1959. Escala 1:5.000. Vuelo C892. Faja 9. Fotografía 085 y Planchas IGAC 147 y 196.**

**Fotografía aérea. Años 1976 y 1983.** En el año 1976 se identifican las estructuras de la sede de EMVARIAS, que presenta en la planicie inferior una construcción tipo bodega y al sur se encuentra una planicie con forma circular, ambas estructuras fueron construidas sobre las vaguadas demarcadas en el año 1959. En la planicie superior se localiza el área de parqueo. En ambos años se observan la continuación de las vaguadas hacia el oriente del sitio en estudio.



**Figura 14. Fotografía aérea. Años 1976 y 1983.**

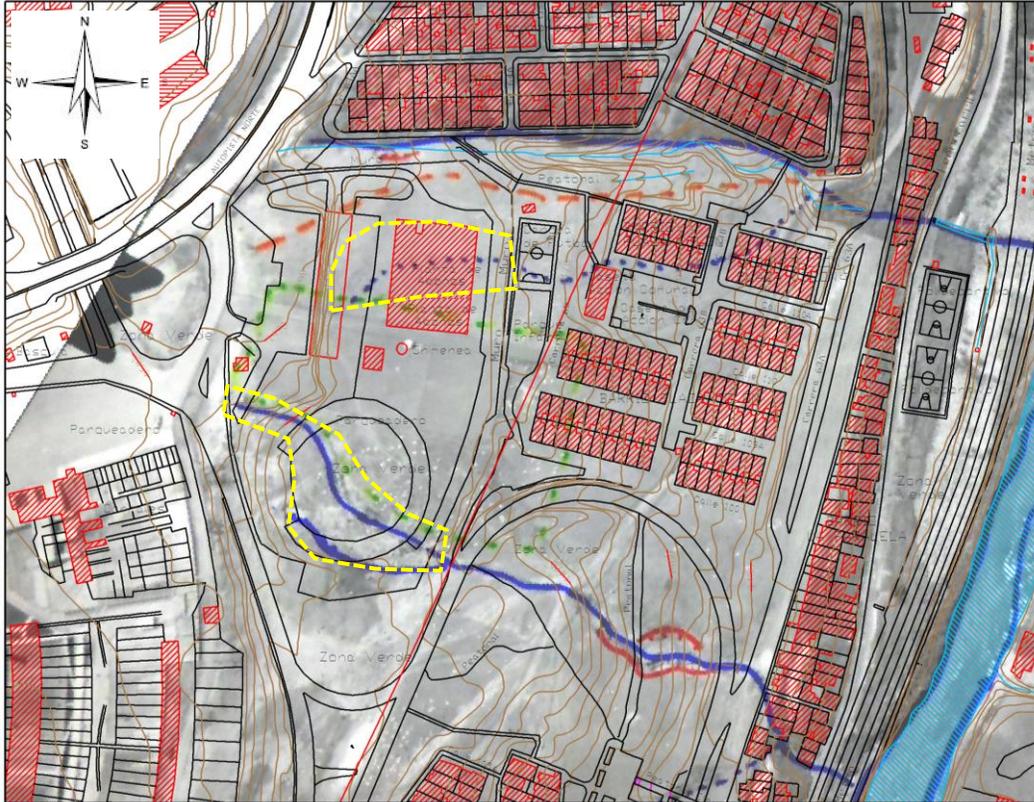
**Fotografía aérea. Años 1989, 1994 y 2004.** En los años 1989 y 1994 se observa la modificación de las vaguadas ubicadas al sur y oriente del sitio en estudio, por medio de la conformación de depósitos antrópicos para la instalación de viviendas multifamiliares. En el año 2004 se identifica que el área circular localizada al sur del predio en estudio es utilizada como parqueadero de los carros recolectores, además se tiene la consolidación de las modificaciones de origen antrópico alrededor del sitio en estudio



**Figura 15. Fotografía aérea. Años 1989 y 1994.**

Teniendo en cuenta las observaciones realizadas durante el análisis multitemporal, se tiene que el terreno original fue modificado para la instalación del sitio en estudio por medio de un corte de aproximadamente 10.00 m de alto en sentido NS, que separa dos planicies antrópicas, conformadas a partir de una explanación y de relleno de vaguadas al norte y sur del sitio en estudio. En este orden de ideas se espera encontrar depósitos antrópicos en la planicie inferior del predio en estudio en el área de la bodega y en la zona de parqueo de los carros recolectores. También se espera encontrar depósitos antrópicos en un sector del talud de corte que separa las planicies antrópicas.

En la Figura 16 se demarca el área aproximada en donde se espera encontrar los depósitos antrópicos.



16

**Figura 16. Superposición Fotografía aérea del año 1959 y planchas SIGAME 2000.**

## 6 ETAPA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO

De acuerdo con los lineamientos del Título H de la NSR-10 y la información suministrada por EMVARIAS, se determinó un total de dos (2) Unidades de Construcción categoría Media (H.3.1 numeral b) y dos (2) Unidades de Construcción categoría Baja (H.3.1 numeral b).

Esta etapa, que cuenta con Certificado Vigente ISO 9001 CO-SC-CER 171393-1, se adelantó mediante la ejecución de trece (13) perforaciones exploratorias realizadas con taladro mecánico por los sistemas de percusión, lavado y rotación con broca de diamante de profundidades variables entre 6.45 m y 20.00 m. Es importante anotar que todo lo anterior se acompañó de reconocimientos detallados en la zona del proyecto y sus vecindades por parte de nuestros profesionales en las áreas de Geología y Geotecnia.

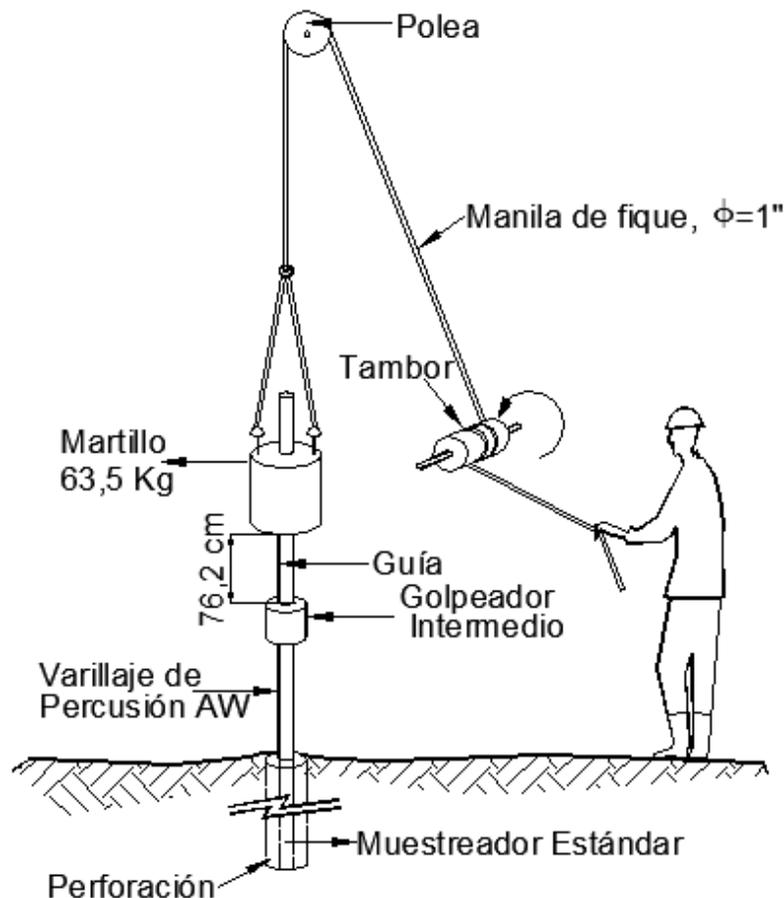
Las perforaciones exploratorias se denominaron P-1 a P-13, su localización en planta se presenta en el Anexo 1 que se incorpora al final del presente informe.

**Tabla 2. Profundidad alcanzada por los sondeos exploratorios**

<b>SONDEO EXPLORATORIO (No.)</b>	<b>PROFUNDIDAD (m)</b>
P-1	10.45
P-2	20.00
P-3	10.45
P-4	15.00
P-5	15.00
P-6	10.00
P-7	6.45
P-8	9.45
P-9	9.45
P-10	6.45
P-11	6.45
P-12	20.00
P-13	15.00
<b>TOTAL</b>	<b>154.15</b>

Durante la realización de las perforaciones exploratorias se realizó el ensayo de penetración estándar hasta las profundidades a las cuales todavía se encontró suelo, comúnmente conocido como SPT (*Standard Penetration Test*), que consiste en penetrar en el suelo un saca-muestras (*Split Spoon*) normalizado contando el número de golpes

necesarios para hincar el mismo 0.30 m. A partir del número de golpes y del tipo de suelo pueden estimarse las propiedades geo-mecánicas de comportamiento del suelo. Su objetivo es el de obtener muestras representativas del suelo para fines de identificación y ejecución de ensayos en laboratorio, además de medir la resistencia a la penetración de la cuchara normal de muestreo (*Split Spoon*). Su utilización no se ha limitado a suelos granulares, el ensayo también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves, teniendo presente las limitaciones del mismo. Éste se realiza de acuerdo a la Norma ASTM D-1586.



**Figura 17. Procedimiento para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).**



**Fotografía 2. Accesorios para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).**



**Fotografía 3. Accesorios para la realización de toma de muestras inalteradas tipo tubo de pared delgada Shelby.**

Durante la ejecución de los sondeos exploratorios se recuperaron 93 muestras remoldeadas tomadas con muestreador estándar “Split Spoon”, 20 muestras inalteradas tomada con tubo de pared delgada “Shelby” y 71 muestras inalteradas recuperadas con broca diamante. De cada sondeo exploratorio (*perforación*) se levantó una columna estratigráfica con la localización de las muestras tomadas, la descripción de los materiales detectados al avanzar la exploración y la posición del nivel freático en los casos en que se encontró. Los testigos de las muestras tomadas permanecerán en CONSULCIVIL S.A.S durante un mes a partir de la fecha de entrega del presente informe. Si durante este tiempo no se recibe instrucción alguna por parte de EMPRESAS VARIAS DE MEDELLÍN E.S.P con respecto al uso que a las muestras deba dárseles, CONSULCIVIL S.A.S. dispondrá de estas de la manera que considere más conveniente.



**Fotografía 4. Ejecución de la etapa de exploración de campo.**

## 7 ETAPA DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

A nuestro laboratorio de suelos, que cuenta con Certificado Vigente ISO 9001 CO-SC-CER 171393-2, el cual se adjunta en el Anexo 3 del presente informe, ingresaron las muestras obtenidas durante la etapa de exploración de campo, las cuales se sometieron a una detallada inspección visual, por parte de nuestros Especialistas en las áreas de Geología y Geotecnia, con miras a seleccionar las muestras más representativas para ejecutarles los ensayos de humedad natural, clasificación granulométrica (*límites de consistencia y granulometría por tamizado*), resistencia a la compresión inconfiada en suelo y corte directo de modalidad “CD”. Los ensayos realizados fueron los siguientes:

21

**Tabla 3. Tipo y cantidad de ensayos de laboratorio.**

<b>TIPO DE ENSAYO</b>	<b>CANTIDAD</b>
<i>Contenido de humedad natural</i>	37
<i>Límites de consistencia (Atterberg)</i>	37
<i>Granulometría por tamizado</i>	37
<i>Compresión simple o inconfiada en Suelo</i>	6
<i>Corte directo modalidad CD</i>	10
<b>TOTAL</b>	<b>127</b>

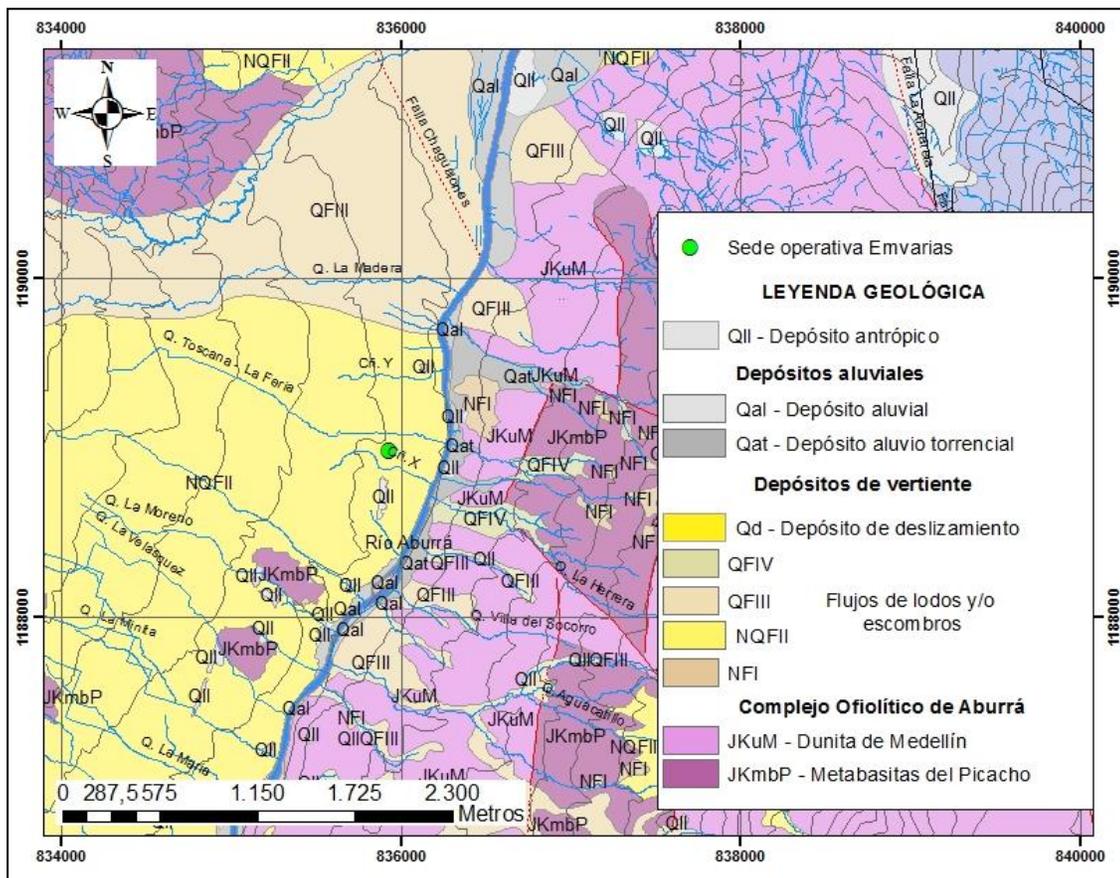
Los resultados de estos ensayos de laboratorio se presentan en el ANEXO 3 que se presenta al final del informe.

## 8 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

### 8.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El sitio en estudio se encuentra localizado en la vertiente noroccidental del Valle de Aburrá, en el barrio Plaza de Ferias, en la comuna 5: Castilla del municipio de Medellín. Geológicamente el área se constituye por rocas ígneas ultramáficas pertenecientes al complejo ofiolítico de Aburrá compuesto por la Dunita de Medellín y las Metabasitas del Picacho. Cubriendo el basamento se encuentran varias series de depósitos de vertiente del tipo flujo de escombros y/o lodos y depósitos aluviales y aluviotorrenciales del río Medellín y sus afluentes, además de depósitos antrópicos (AMVA, 2006).

22



**Figura 18. Mapa geológico del sitio de estudio. Tomado de la plancha Consorcio Microzonificación (AMVA, 2006).**

A continuación serán descritas las unidades geológicas que afloran a nivel regional:

**Complejo Ofiolítico de Aburrá.** Esta unidad comprende a la Dunita de Medellín y las Metabasitas del Picacho, donde se incluyen anfibolitas y metagabros, los cuales se plantea, que hacen parte de la misma ofiolita.

- **Dunita de Medellín (JKuM).** Esta unidad hace parte del Complejo Ofiolítico de Aburrá y atraviesa el Valle del río Medellín, encontrándose en las laderas oriental y occidental. Conforman una faja en forma de cuña dispuesta NNW, ubicada al oriente del Valle de Aburrá, la cual se extiende desde el sector de Las Palmas hasta el municipio de San Pedro (Giraldo & Sánchez, 2004). Se trata de una roca ígnea masiva compuesta esencialmente por olivino, con contenidos menores de cromita y magnetita, con alteraciones parciales a minerales del grupo de la serpentinita y está asociada en su origen con los metagabros mencionados. La roca presenta un color negro, verde oscuro o café cuando está meteorizada, se observa un intenso fracturamiento, que se hace más fuerte en las cercanías de las zonas de contacto. La meteorización de estas rocas genera suelos residuales que dependiendo de factores tales como el grado de fracturamiento del macizo, inclinación de la vertiente y condiciones hidrológicas, presentan características muy diversas, con espesores variables entre 10 y 40 m. Dichos suelos poseen capas con un alto contenido de hierro, evidenciado por la presencia hacia la superficie de gran cantidad de nódulos de este mineral. Hacia los horizontes más profundos del perfil se observa una mezcla de bloques residuales embebidos en una matriz de material fino, correspondiente a suelo residual, generando una apariencia de depósito de vertiente.

Restrepo y Toussaint (1974) describen los contactos de la Dunita de Medellín como producto de una obducción sub horizontal sobre Anfibolitas del denominado Grupo Ayurá-Montebello (Botero , 1963), como resultado de la obducción, consideran que las rocas metamórficas fueron afectadas por metamorfismo dinámico – térmico retrógrado, originando esquistos cloríticos, talcosos y actinolíticos, siendo los esquistos cloríticos derivados de las anfibolitas; además se presentan efectos de cizallamiento que consideran sin – tectónicos. El espesor de la zona de contacto para estos autores es variable entre 3 a 10 m y el sentido de emplazamiento es el de un manto que se movió hacia el Oriente.

- **Metabasitas del Picacho (JKmbP).** Corresponde a metagabros con textura ígnea, gabros miloníticos y anfibolitas de varios tipos asociadas a una secuencia de piso oceánico que incluye a las Dunitas de Medellín. Afloran como ventanas erosivas de extensión variable. Estas rocas son de color gris moteado de blanco, con variaciones texturales, desde bandeada con alternancia de franjas claras y orientación de los minerales máficos, pero generalmente se encuentra como suelo residual sin conservar estructura alguna de la roca original y como saprolito muy meteorizado.

**Depósitos de vertiente (NFprel, NFI, NFQII, QFIII, QFIV y QFa).** Estos depósitos están constituidos por flujos de varias generaciones, cuyos clastos presentan diferentes grados de meteorización. Son generados al producirse hacia las partes altas de las vertientes una saturación y pérdida de resistencia, lo que hace más vulnerables a fenómenos tales como las altas precipitaciones o los movimientos sísmicos. Estos eventos en caso de ocurrir, le confieren a los suelos un carácter viscoso, debido a la mezcla del agua con los suelos arcillosos y limosos, de forma que pueden descender más o menos controlados por los cauces de las corrientes, arrastrando nuevos materiales y mezclándose caóticamente hasta encontrar unas condiciones de baja pendiente que permitan su depositación (AMVA, 2006).

Según la granulometría de los materiales que conforman la fuente, pueden darse depósitos de flujo con predominio de bloques rocosos denominados flujos de escombros o de la fracción fina (en general arcilla o limo) en cuyo caso se llaman flujos de lodos.

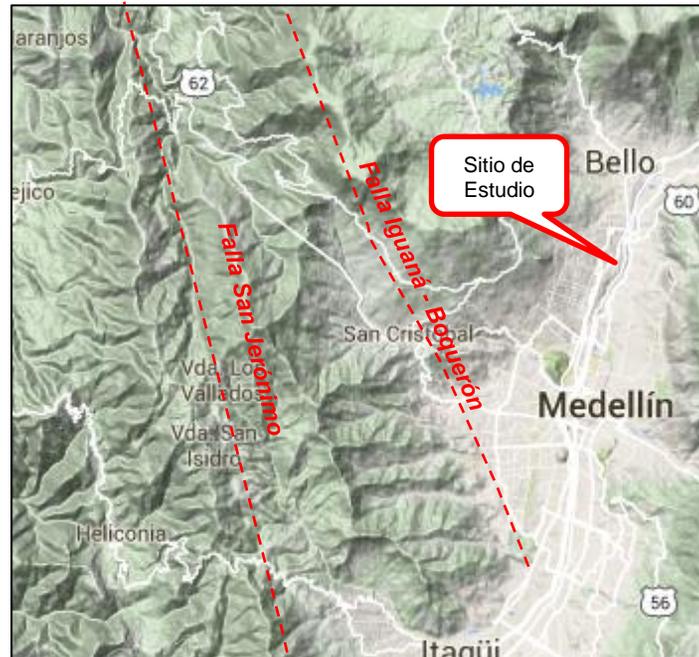
**Depósitos aluviales (Qal).** Se presentan sobre los fondos de los valles del río Aburrá y sus afluentes principales, en las llanuras de inundación como materiales de desborde y en terrazas aluviales. Estos depósitos están constituidos por diversos materiales, que incluyen arcillas, limos, arenas, gravas gruesas y fragmentos rocosos heterogéneos (AMVA, 2006). Presentan una ligera imbricación, selección moderada y alto grado de redondez de los bloques. Desarrollan geoformas de superficies suaves, prácticamente planas, dispuestos en franjas irregulares que siguen las principales corrientes que drenan el río Aburrá.

**Depósitos aluviotorrenciales (Qat).** Estos depósitos son generados por algunas corrientes durante avenidas torrenciales, en los que la alta energía del agua permite arrastrar materiales de granulometría heterogénea, desde bloques rocosos de tamaño variable hasta arenas finas, limos y arcillas. Estos flujos se depositan en zonas con pendientes suaves, lo cual puede ocurrir en pequeños escalones de pendiente suave en las laderas, o en las orillas de los cauces.

**Depósitos antrópicos – Llenos (QII).** Son derivados de la actividad humana. La actividad constructiva genera una gran cantidad de escombros que deben ser dispuestos. Estos depósitos artificiales pueden llegar a tener una extensión y espesor importante. La composición es heterogénea, desde materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas hasta basura, materia orgánica y escombros simplemente vertidos, con propiedades geotécnicas pobres para cortes y capacidad portante. Dentro de esta categoría también se incluyen las acumulaciones artificiales necesarias para la construcción de obras de infraestructura, como los terraplenes de aproximación a puentes viales.

## 8.2 ESTRUCTURAS TETÓNICAS

Al occidente del Valle de Aburrá se encuentran los sistemas de Falla Iguaná-Boquerón y la falla regional de San Jerónimo, ambas con una tendencia NNW.



**Figura 19. Principales estructuras tectónicas en el sector occidental del Valle de Aburrá. Tomada y modificada de Google Maps.**

**Falla Iguaná – Boquerón:** esta estructura es definida como la traza más oriental del Sistema Romeral y ha sido reportada en Rendón (2003) y en el Consorcio Microzonificación (AMVA, 2006) como inversa.

En el valle de la quebrada La Iguaná, en el centro occidente del Valle de Aburrá, diferentes knickpoints fueron identificados a lo largo del perfil longitudinal de La Iguaná y sus tributarios. Episodios tectónicos asociados al origen del valle de Aburrá generaron cambios en el nivel base del río. Estos cambios migraron aguas arriba como pulsos de disección, a través de knickpoints erodando hacia las partes más altas y antiguas secciones formadas por las quebradas. Las vertientes formadas por recientes frentes de erosión son jóvenes, menores pendientes y más estables, conformando una nueva superficie en escalón en una posición más baja a la anterior (ARISTIZÁBAL & SHUICHIRO, 2008). Debido a la tasa de desplazamiento que posee la falla, 0,01 mm/año, se le asigna un grado de actividad de bajo a muy bajo (AMVA, 2006).

**Falla San Jerónimo:** Ingresa al Valle de Aburrá en inmediaciones del Alto de Minas, con dirección NS hasta los alrededores del municipio de Caldas, donde adopta una dirección NNW (Norte-Noroeste), prolongándose hacia las vertientes del río Cauca al NW del cerro del Padre Amaya. Presenta buzamientos que varían entre 60°SW y 80°NE con tendencia vertical. Page (1986) en AMVA (2006) la describe como una falla que afecta varios abanicos y flujos de escombros desplazándolos y truncándolos, algunos de los cuales presentan basculamiento; por paleomagnetismo se calculó la edad de estos depósitos en un millón de años.

El GSM (Grupo de Sismología de Medellín) en 2002, describe a la falla San Jerónimo como *“una falla inversa con componente izquierdo, aunque en el estudio que este mismo grupo realizó en la ciudad de Medellín en 1999 describen la falla San Jerónimo como una falla de rumbo sin que hayan identificado evidencias de actividad cuaternaria en los sitios estudiados y le asignan un grado de actividad de bajo a moderado”* (AMVA, 2006).

En el 2005 se propuso una segmentación para la falla identificándose cinco segmentos diferentes (Estrada et al, 2005) en Lalinde, Caballero, & González, (2009). Como parte de los estudios adelantados entre los años 2006 y 2007 se identificó un sitio localizado al occidente y por fuera del Valle de Aburrá, el cual presenta evidencia de actividad paleo-sísmica que se asocia al segmento 5 de la Falla San Jerónimo Estrada Et al (2005) citado en Lalinde, Caballero, & González, (2009).

Según el estudio de Lalinde, Caballero, & González (2009) la falla identificada como San Jerónimo – Segmento 5 o Falla Sopetrán (al norte de San Jerónimo y en el mismo renglón del alineamiento), ha presentado por lo menos dos sismos en los últimos 10.000 años. El evento más antiguo corresponde a un sismo de magnitud Mw 6.4, al que se le asigna una edad entre 10.000 y 1.800 años y el evento más reciente identificado es un sismo de magnitud Mw 6.7 que ocurrió en los últimos 1.800 años. Si se considera la falla con una longitud de 25 km, un sismo máximo de magnitud Mw 6.7, con un desplazamiento de 900 mm en un último movimiento hace 1800 años, el grado de actividad es moderado (0.5 mm/año).

Según el mapa de sismicidad de la Red Sismológica Nacional, en el sector de estudio se han presentado sismos con una magnitud (Mw) entre 0 y 3 cuya profundidad se determinó somera (entre 0 y 30 km). De acuerdo con este registro de 30 años, en el sitio de estudio no se han presentado eventos sísmicos.

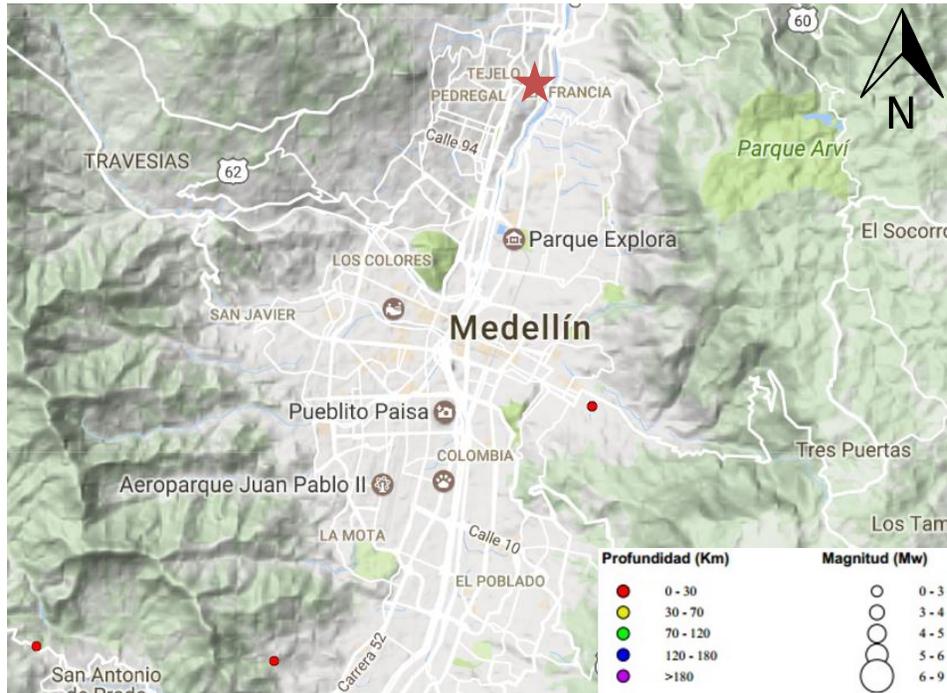
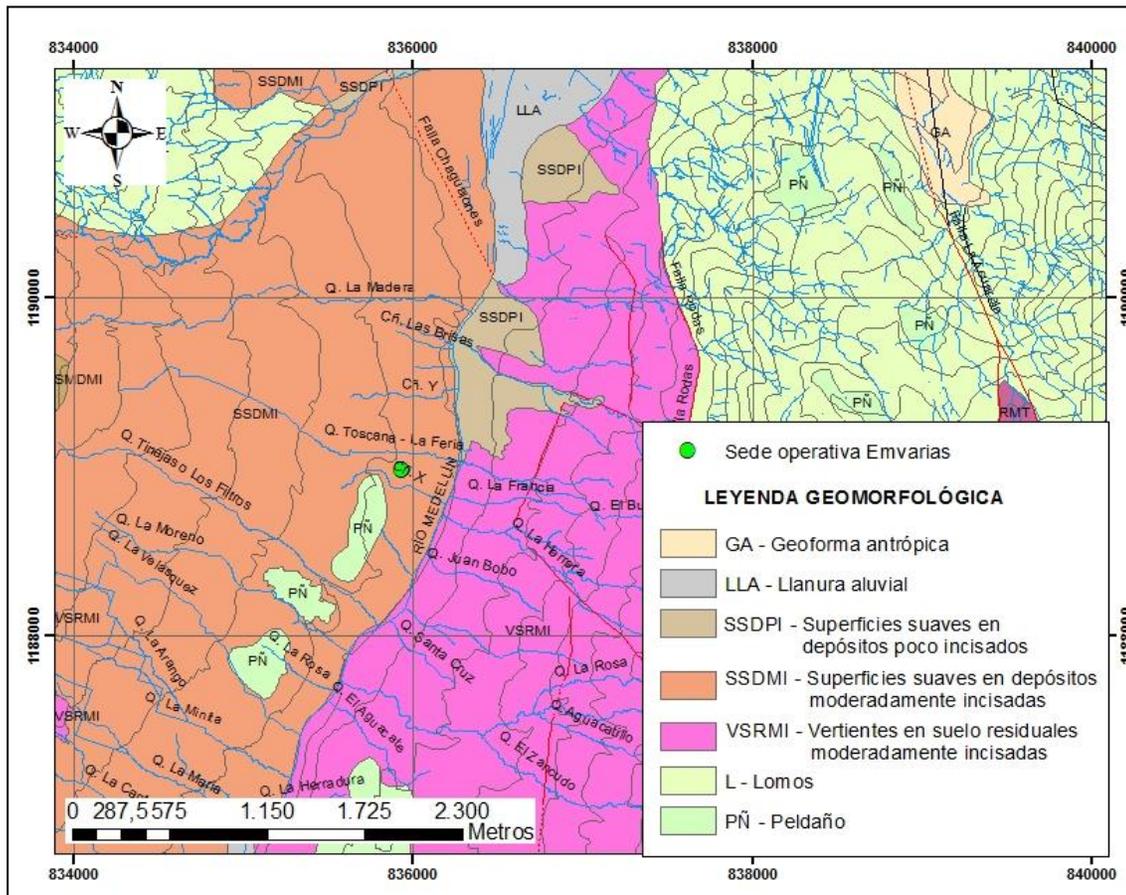


Figura 15. Sismos en la localidad. Fuente: Red Sismológica Nacional.

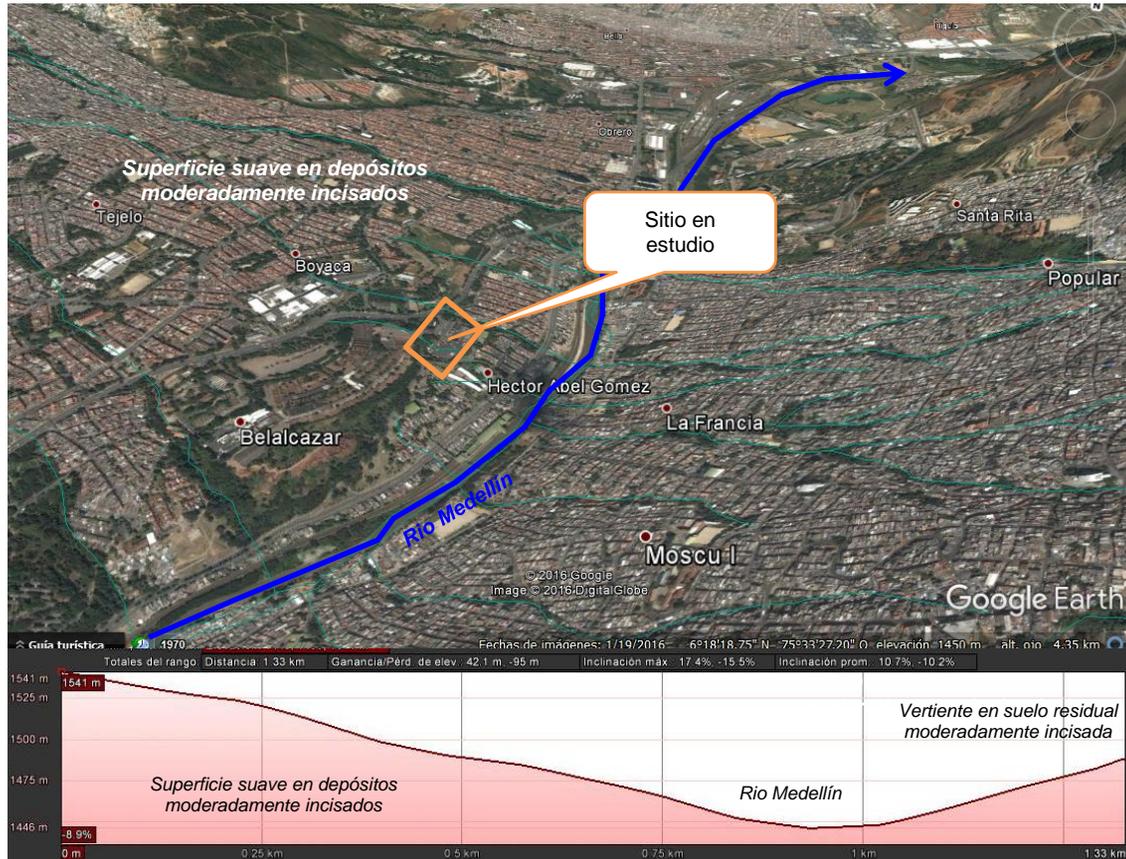
### 8.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

El sector estudio se encuentra en la región Valle Medio, enmarcado dentro de la macro unidad geomorfológica Bloque Robledo – Pedregal. Este bloque representa uno de los rasgos de mayor contraste morfológico, que corresponde a la vertiente noroccidental de la ciudad de Medellín, limitada al sur y al occidente por el cauce de la quebrada La Iguañá, al oriente por el río Aburrá y al norte por la quebrada La Loca hasta sus cabeceras y continuando por la divisoria de aguas hasta la serranía de Las Baldías. Las alturas de la unidad oscilan entre los 2800 y los 1550 msnm; el terreno lo conforman casi en su totalidad, depósitos de vertiente, con esporádicas ventanas erosivas de rocas metamórficas meteorizadas (gneis, metagabros y anfibolitas). Define una ladera homogénea, con vertientes largas, continuas, rectas a levemente cóncavas, prácticamente sin cambios marcados en la continuidad o pendiente desde la divisoria de aguas hasta el fondo del valle. Estas laderas tienen un aspecto claramente correlacionables con grandes eventos de depósitos de materiales de vertiente.

Localmente se encuentra sobre la geofoma Superficies Suaves en Depósitos Moderadamente Incisados, con geofomas continuas de inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros. Presentan un grado de incisión moderado.



**Figura 16. Unidades geomorfológicas, escala 1:10.000. Tomado y modificado de Consorcio Microzonificación (AMVA, 2006)**

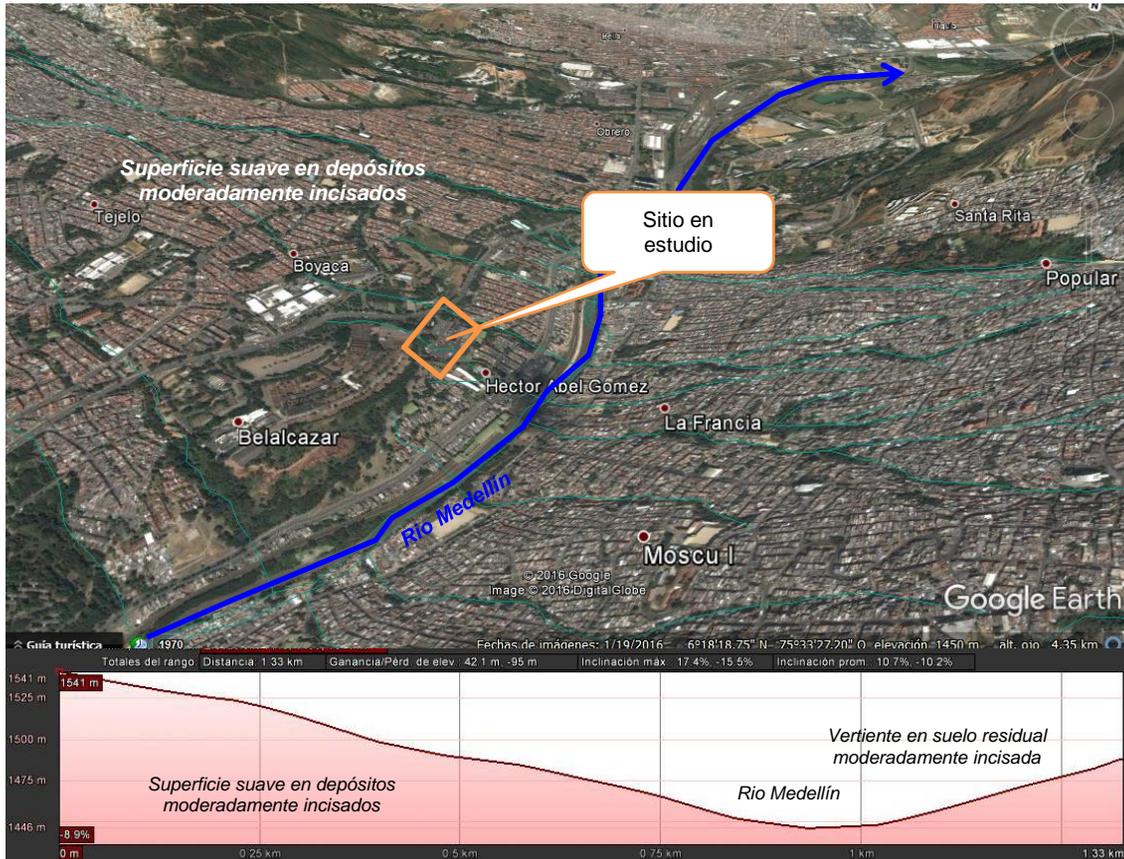


**Figura 17. Perfil regional en donde se enmarca el sitio en estudio. Imagen tomada de Google Earth.**

El sector estudio se encuentra en la región **Valle Medio**, enmarcado dentro de la macro unidad geomorfológica **Bloque Robledo – Pedregal**. Este bloque representa uno de los rasgos de mayor contraste morfológico, que corresponde a la vertiente noroccidental de la ciudad de Medellín, limitada al sur y al occidente por el cauce de la quebrada La Iguaña, al oriente por el río Aburrá y al norte por la quebrada La Loca hasta sus cabeceras y continuando por la divisoria de aguas hasta la serranía de Las Baldías. Las alturas de la unidad oscilan entre los 2800 y los 1550 msnm; el terreno lo conforman casi en su totalidad, depósitos de vertiente, con esporádicas ventanas erosivas de rocas metamórficas meteorizadas (gneis, metagabros y anfibolitas). Define una ladera homogénea, con vertientes largas, continuas, rectas a levemente cóncavas, prácticamente sin cambios marcados en la continuidad o pendiente desde la divisoria de aguas hasta el fondo del valle. Estas laderas tienen un aspecto claramente correlacionables con grandes eventos de depósitos de materiales de vertiente.

Localmente se encuentra sobre la geofoma **Superficies Suaves en Depósitos Moderadamente Incisados**, con geofomas continuas de inclinación suave a

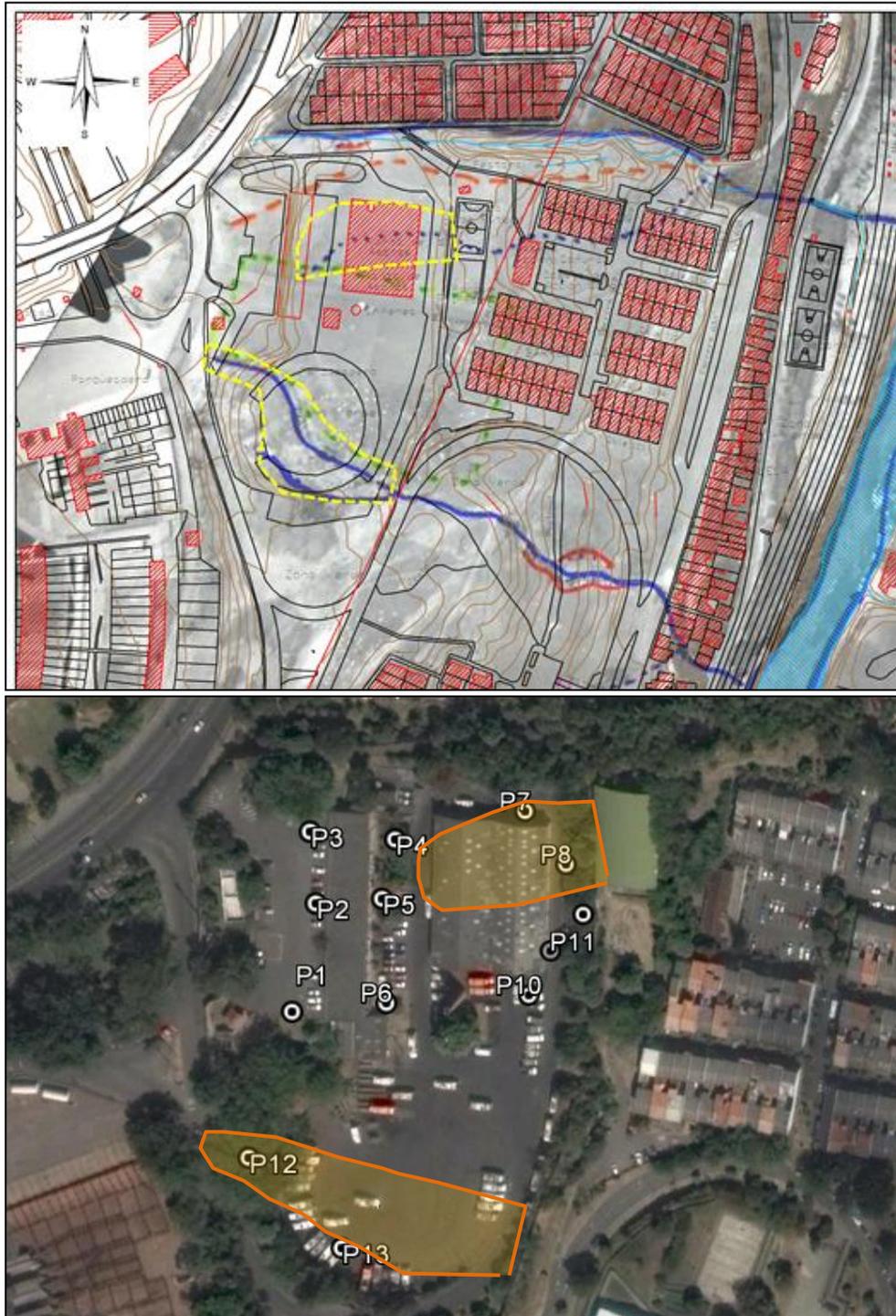




**Figura 17. Perfil regional en donde se enmarca el sitio en estudio. Imagen tomada de Google Earth.**

## 8.4 GEOLOGÍA LOCAL

De acuerdo con el análisis multitemporal fue posible identificar las zonas que presentan depósito antrópicos (llenos) y la presencia de éstos fue corroborada en los sondeos exploratorios P-7, P-8 y P-12. A continuación se presenta el perfil estratigráfico del sitio en estudio.



**Figura 18. Sectores con depósitos antrópicos (llenos).**

**Tabla 4. Perfil estratigráfico típico en el sitio en estudio.**

Prof. (m)	Descripción	Fotografía
0.00 – 2.00	<b><u>Depósito antrópico (lleno).</u></b> Conformado por materiales de textura limosa de consistencia blanda a media. Posee humedad intermedia y color anaranjado. Presenta mezcla con gravas y ladrillos.	
2.00 – 10.25	<b><u>Depósito de vertiente tipo flujo de lodos</u></b> - Relación matriz%/bloques%= 90/10. Matriz de textura limosa de consistencia media a firme, con fracciones arenosas en 10.00 m. Posee humedad intermedia y estado saturado entre 9.00 y 10.25 m. Color anaranjado hasta 3.40 m y verde entre 3.40 y 10.25 m. Embebe fragmentos frescos y saprolíticos de metabasita.	
10.25 – 15.00	<b><u>Depósito de vertiente tipo flujo de escombros</u></b> - Relación matriz%/bloques% 10/90. Constituido por fragmentos de metabasitas frescos, de tamaño grava en su mayoría y bloques de hasta 15 cm de longitud. Remanentes de matriz de color gris entre los límites de los bloques.	

**Tabla 5. Perfil estratigráfico asociado a los sondeos P7 y P8.**

Prof. (m)	Descripción	Fotografía
0.00 – 1.00	<b><u>Carpeta asfáltica</u></b>	
1.00 – 4.00	<b><u>Depósito antrópico (lleno).</u></b> Conformado por materiales de textura limosa de consistencia blanda. Posee humedad intermedia a alta y color anaranjado con tonos pardo oscuro. Presenta clastos embebidos, con formas angulosas, de cuarzo, líticos y materiales de construcción con tamaño entre 1,00 y 3.00 cm. Se encuentra mezclado con materia orgánica.	
4.00 – 9.45	<b><u>Depósito de vertiente tipo flujo de lodos</u></b> - Relación matriz%/bloques% de 90/10. Matriz de textura limosa de consistencia media. Posee humedad media a alta y color beige verdoso. Embebe bloques de metagabro con pátina de óxidos, de hasta 10,0 cm de longitud.	

**Tabla 6. Perfil estratigráfico asociado al sondeo P12.**

Prof. (m)	Descripción	Fotografía
0.00 – 6.00	<b><u>Depósito antrópico (lleno).</u></b> Conformado por materiales de textura limosa de consistencia media a blanda. Posee humedad intermedia y color amarillo. Embebe gravas y materiales de construcción.	
6.00 – 19.00	<b><u>Depósito de vertiente tipo flujo de lodos</u></b> - Relación matriz%/bloques%= 70/30. Matriz de textura limosa de consistencia media a blanda entre 9.00-19.00 m. Posee humedad intermedia a alta y color anaranjado rojizo a beige desde 12.00-19.00 m. Embebe fragmentos de metabasita, en estado fresco, tamaño grava y bloques de hasta 10.00 cm de longitud.	
19.00 – 20.90	<b><u>Depósito de vertiente tipo flujo de escombros</u></b> - Relación matriz%/bloques%= 5/95. Constituido por fragmentos de metabasita frescos de hasta 60.00 cm de longitud.	

## 9 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUB-SUELO

De acuerdo con los resultados obtenidos en las etapas de exploración de campo e investigación de laboratorio, y teniendo en cuenta las observaciones realizadas por los especialistas en las áreas de Geología y Geotecnia de CONSULCIVIL S.A.S., en el polígono de interés, la caracterización geológico-geotécnica de la zona del proyecto es la siguiente:

### 9.1 POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

Durante la época de realización de la exploración de campo el nivel freático se detectó a las profundidades presentadas en la siguiente tabla, es importante resaltar que el nivel freático presenta fluctuaciones asociadas a la dinámica de la Quebrada Caño Vélez y a la presencia de una vaguada influenciada por periodos invernales o de verano intenso y/o prolongado.

**Tabla 7. Posición del nivel freático con respecto al nivel actual del terreno.**

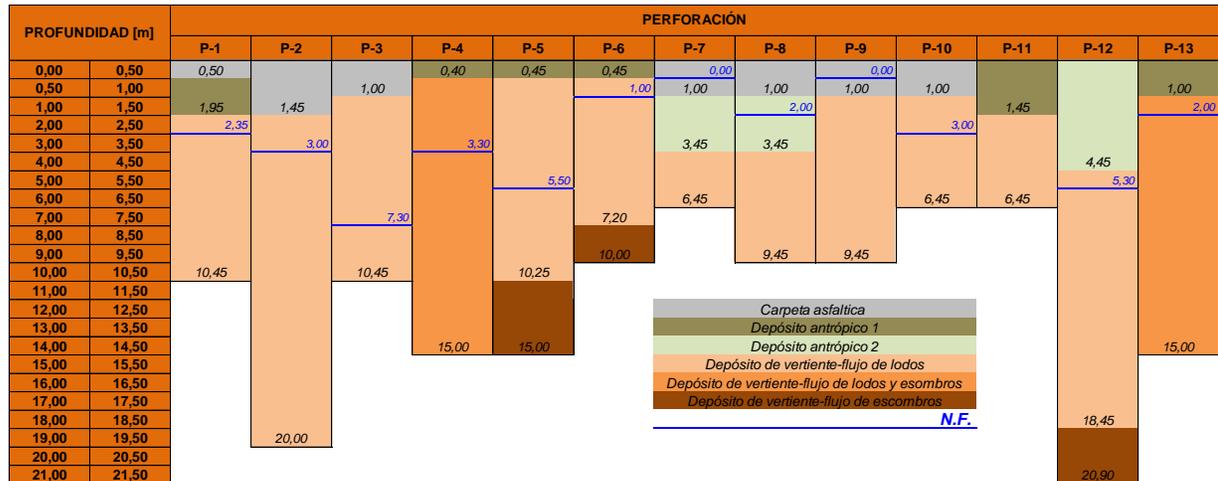
<b>SONDEO EXPLORATORIO (No.)</b>	<b>POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO (m) ( * )</b>
<b>P-1</b>	<b>2.35</b>
<b>P-2</b>	<b>3.00</b>
<b>P-3</b>	<b>7.30</b>
<b>P-4</b>	<b>3.30</b>
<b>P-5</b>	<b>5.50</b>
<b>P-6</b>	<b>1.00</b>
<b>P-7</b>	<b>0.00</b>
<b>P-8</b>	<b>2.00</b>
<b>P-9</b>	<b>0.00</b>
<b>P-10</b>	<b>3.00</b>
<b>P-11</b>	<b>No se detectó</b>
<b>P-12</b>	<b>5.30</b>
<b>P-13</b>	<b>2.00</b>

( \* ) Medida con respecto al nivel inicial de cada sondeo exploratorio (Ver Anexo 2).

La posición del nivel freático corresponde a la línea de presión de poros igual a cero, equivalente a que la presión neta en el polígono es igual a la presión atmosférica. El nivel de agua determina los niveles de presiones hidrostáticas sobre una superficie localizada por debajo de ese nivel o los valores de presión negativa o de succión para el suelo localizado inmediatamente por encima de este.

## 9.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS ESTRATOS

Teniendo en cuenta los resultados de los trece (13) sondeos exploratorios realizados en el subsuelo del polígono y su posterior caracterización en el laboratorio de suelos, se pudo establecer un perfil estratigráfico conformado por una carpeta asfáltica, dos depósitos antrópicos y un depósito de vertiente del tipo flujo de lodos, flujo de escombros y flujo de lodos y escombros.



- **Depósito antrópico 1 (lleno):**

El depósito antrópico 1 se detectó desde superficie en seis de los sondeos exploratorios, subyaciendo la carpeta asfáltica en P-1 y en P-4, P-5, P6, P11 y P13 superficialmente. Este estrato está conformado por materiales de textura limosa de consistencia blanda a media y arenosa que embeben gravas angulosas de hasta 3,00 cm de longitud. El material presenta humedad intermedia, color anaranjado y gris oscuro. Presenta mezcla con gravas, ladrillos, materia orgánica y raíces.



**P1-M2**



**P4-M1**



**P5-M1**



**P6-M1**



**P11-M1**

**Fotografía 5. Muestras depósito antrópico 1 recuperadas durante la etapa de exploración de campo.**

Sobre este estrato se realizó una clasificación granulométrica que identificó la muestra como limo de alta compresibilidad con un contenido de humedad de 36% y un porcentaje de finos 77%. El ensayo de compresión simple determinó un peso específico húmedo de 17,95 kN/m<sup>3</sup>, una relación de vacíos de 0,98 y una resistencia a la compresión de 122 kPa.

**Tabla 8. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito antrópico 1.**

MUESTRA	Prof. [m]	W [%]	L.L. [%]	I.P. [%]	L.P. [%]	UCSC	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Rel. Vacíos, e	Qu [kPa]	P. 200 [%]
P1-M4	1,50-1,95	36	56	19	37	MH	17,95	0,98	122	77

• **Depósito antrópico 2 (lleno):**

El depósito antrópico 2 se detectó en tres (3) de los sondeos exploratorios, desde superficie en P-12 y subyaciendo a la estructura de pavimento en P-7 y P-8, este estrato se detectó hasta los 4,45 m de profundidad correspondiente al sondeo exploratorio P-12.

Este estrato se encuentra conformado por un material de textura limosa de alta y baja compresibilidad de consistencia blanda, humedad intermedia a alta y color anaranjado con tonos pardo oscuro. Presenta clastos embebidos, con formas angulosas, cuarzo,

líticos y materiales de construcción con tamaño entre 1.00-3.00 cm, se encuentra mezclado con materia orgánica.



**Fotografía 6. Muestras depósito antrópico 2 recuperadas durante la etapa de exploración de campo.**

Sobre este estrato se realizaron cuatro (4) clasificaciones granulométricas que identificaron las muestras como limos de baja compresibilidad (ML) y limos de alta compresibilidad (MH), con un contenido de humedad variable entre 22% y 38%, y un porcentaje de finos medio de 63%.

Los dos ensayos de compresión simples presentaron, una relación de vacíos media de 0,90 y una resistencia a la compresión variable entre 96kPa y 186 kPa con una media de 141 kPa. Se destaca que los resultados obtenidos por los ensayos de laboratorio presentan diferencias significativas asociadas a origen antrópico del depósito.

El ensayo de corte directo modalidad “CD” determinó una cohesión efectiva de 46 kPa y ángulo de fricción efectivo de 13°.

El peso específico húmedo presentado en los ensayos de corte directo modalidad “CD” y compresión simple, presentó valores entre 17,08 kN/m<sup>3</sup> y 18,87 kN/m<sup>3</sup> con un promedio de 17,99 kN/m<sup>3</sup>.

**Tabla 9. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito antrópico 2.**

MUESTRA	Prof. [m]	W [%]	L.L. [%]	I.P. [%]	L.P. [%]	UCSC	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Rel. Vacíos, e	Qu [kPa]	C [kPa]	$\phi$	P. 200 [%]
P7-M2	1,00-1,45	27	62	21	41	MH	18,02	0,77	186			57
P8-M2	1,00-1,45	38	44	16	28	ML	17,08	1,02	96			69
P12-M2	1,00-1,45	22	49	10	39	ML						65
P12-M5	4,00-4,45	28	50	21	29	ML	18,87			46	13	63
<b>PROMEDIO</b>		<b>29</b>	<b>51</b>	<b>17</b>	<b>34</b>		<b>17,99</b>	<b>0,90</b>	<b>141</b>			<b>63</b>
<b>MÁXIMO</b>		<b>38</b>	<b>62</b>	<b>21</b>	<b>41</b>		<b>18,87</b>	<b>1,02</b>	<b>186</b>	<b>46</b>	<b>13</b>	<b>69</b>
<b>MÍNIMO</b>		<b>22</b>	<b>44</b>	<b>10</b>	<b>28</b>		<b>17,08</b>	<b>0,77</b>	<b>96</b>			<b>57</b>

40

- **Depósito de vertiente tipo flujo de lodos (Qfl)**

El depósito de vertiente tipo flujo de lodos se identificó en 11 de los 13 sondeos exploratorios (P-1, P-2, P-3, P-5, P-6, P-7, P-8, P-9, P-10, P-11 y P-12) subyaciendo al depósito antrópico 1, depósito antrópico 2 y la estructura de pavimento.

Este estrato se encuentra conformado por un material textura limosa de consistencia variable entre blanda a firme con variaciones erráticas, con fracciones arenosas. Presenta humedad intermedia y color anaranjado con tonos rojos, negros y amarillos. Embebe fragmentos heterocentimétricos de composición metabásita en estado fresco desde gravas redondeadas y bloques de hasta 25 cm de diámetro.

**Tabla 10. Relación aproximada matriz% bloques% por sondeo exploratorio**

Sondeo exploratorio	Relación aproximada matriz% bloques%
P-1	80/20
P-2	70/30
P-3	90/10
P-5	90/10
P-6	90/10
P-7	60/40
P-8	90/10
P-9	90/10
P-10	80/20
P-11	90/10
P-12	70/30



**P1-M8**



**P2**



**P3**



**P5-M9**



**P6-M7**



**P7-M7**



**P8-M9**



**P9-M10**



**P10**



**P11-M7**



P12

**Fotografía 7. Muestras depósito vertiente tipo flujo de lodos recuperadas durante la etapa de exploración de campo.**

42

Sobre este estrato se realizaron 28 clasificaciones granulométricas que identificaron las muestras como limos de baja compresibilidad (ML), limos de alta compresibilidad (MH), arcillas de alta plasticidad (CH), arenas arcillosas (SC), arenas limosas (SM) y gravas limosas (GC), con un contenido de humedad variable entre 22% y 70%, y un porcentaje de finos desde 33% y 91%, las diferencias encontradas se asocian a la variabilidad granulométrica de los materiales encontrados sobre el depósito que se relacionan con su origen gravitacional.

Los ocho ensayos de corte directo modalidad “CD” determinaron una cohesión efectiva con valores entre 1 kPa y 36 kPa con una media de 16 kPa y un ángulo de fricción efectivo desde 11° a 34° con un promedio 21°.

Las tres compresiones simples determinaron una relación de vacíos entre 0.88 – 1.44, y una resistencia a la compresión media de 138 kPa.

El peso específico húmedo presento valores desde 16,11 kN/m<sup>3</sup> hasta 18,78 kN/m<sup>3</sup> con una media de 17,57 kN/m<sup>3</sup>.

**Tabla 11. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito de vertiente tipo flujo de lodos.**

MUESTRA	Prof. [m]	W [%]	L.L. [%]	I.P. [%]	L.P. [%]	UCSC	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Rel. Vacíos, e	Qu [kPa]	C [kPa]	$\phi$	P. 200 [%]
P3-M2	1,00-1,45	33	45	10	35	ML						67
P5-M2	1,00-1,45	46	49	15	34	ML						82
P6-M2	1,00-1,45	32	44	9	35	SM						46
P9-M2	1,00-1,45	53	66	14	52	MH	17,13	1,19	102			51
P2-M3	2,00-2,45	35	51	23	28	CH	18,32	0,88	175			77
P11-M3	2,00-2,45	28	69	32	37	MH						55
P1-M9	4,00-4,45	34	46	11	35	ML	18,20			1	34	77
P3-M5	4,00-4,45	33	53	18	35	MH	18,09			20	18	86
P6-M5	4,00-4,45	22	35	14	21	GC	18,60			27	15	39

P9-M5	4,00-4,45	36	57	23	34	MH	17,53			36	17	88
P10-M5	4,00-4,45	45	59	18	41	MH						91
P2-M6	5,00-5,45	28	50	14	36	ML	17,66			4	29	66
P5-M7	5,00-5,45	48	48	11	37	ML						67
P7-M6	5,00-5,45	56	62	21	41	MH	16,50			6	11	87
P8-M6	5,00-5,45	22	31	9	22	SC	18,78			20	29	33
P11-M7	6,00-6,45	27	62	24	38	MH						53
P6-M8	7,00-7,20	55	70	17	53	MH						66
P8-M8	7,00-7,45	33	54	17	37	MH	16,37			18	17	84
P5-M9	7,00-7,45	40	45	8	37	ML						63
P1-M19	9,00-9,45	52	64	33	31	CH						80
P3-M10	9,00-9,45	70	75	29	46	MH						71
P9-M10	9,00-9,45	46	60	17	43	MH						86
P12-M10	9,00-9,45	36	50	15	35	ML						88
P2-M11	10,00-10,45	62	63	23	40	MH	16,11	1,44	136			80
P5-M12	10,00-10,45	23	36	8	28	SM						37
P2-M14	11,50-11,95	62	51	5	46	MH						80
P12-M15	14,00-14,45	41	54	12	42	MH						82
P2-M27	18,50-18,95	62	51	5	46	MH						80
<b>PROMEDIO</b>		<b>41</b>	<b>54</b>	<b>16</b>	<b>37</b>		<b>17,57</b>	<b>1,17</b>	<b>138</b>	<b>16</b>	<b>21</b>	<b>70</b>
<b>MÁXIMO</b>		<b>70</b>	<b>75</b>	<b>33</b>	<b>53</b>		<b>18,78</b>	<b>1,44</b>	<b>175</b>	<b>36</b>	<b>34</b>	<b>91</b>
<b>MÍNIMO</b>		<b>22</b>	<b>31</b>	<b>5</b>	<b>21</b>		<b>16,11</b>	<b>0,88</b>	<b>102</b>	<b>1</b>	<b>11</b>	<b>33</b>

- **Depósito de vertiente tipo flujo de lodos y escombros (Qfle)**

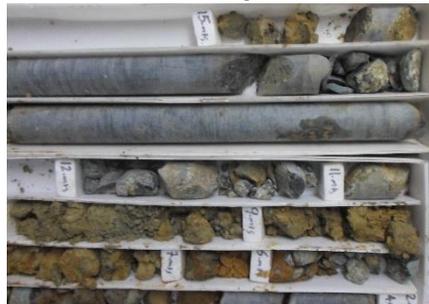
El depósito de vertiente tipo flujo de lodos y escombros se identificó en los sondeos P-4 y P-13 subyaciendo al depósito antrópico 1, hasta 15,00 m de profundidad. Este estrato se caracteriza por tener una relación matriz bloques 50/50 y se constituye por fragmentos de metabasitas heterocentimétricas, con tamaños variables entre gravas hasta bloques de 50 cm de longitud, en estado fresco a moderadamente meteorizadas. Los fragmentos se encuentran embebidos en una matriz limosa de consistencia media a firme, de color anaranjado y humedad intermedia.



**P4 Bloques**



**P4 Matriz**



**P13 Bloques**



**P13 Matriz**

**Fotografía 8. Muestras depósito vertiente tipo flujo de lodos y escombros recuperadas durante la etapa de exploración de campo.**

Sobre este estrato se realizaron cuatro (4) clasificaciones granulométricas que identificaron las muestras como limos de baja compresibilidad (ML), arenas limosas (SM) y arena arcillosas con un contenido de humedad variable entre 18% y 32% con un promedio de 27%, y un porcentaje de finos desde 36% y 51% con una media de 46%.

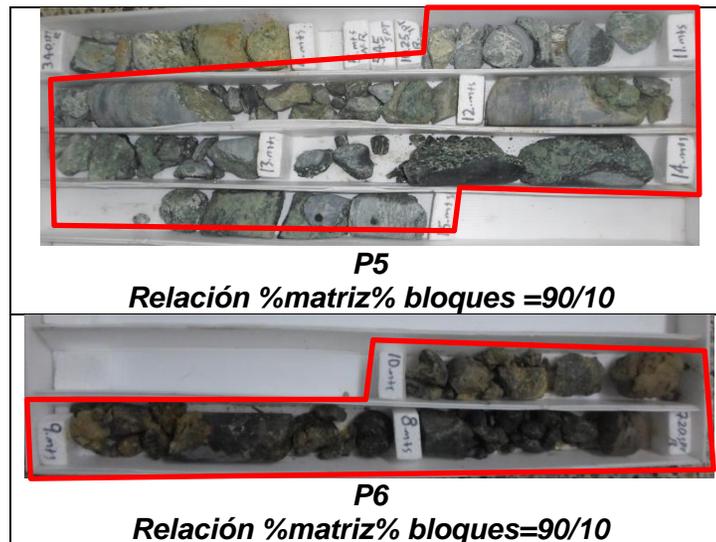
El ensayo de corte directo modalidad “CD” determinó un peso específico húmedo de  $18,32 \text{ kN/m}^3$ , una cohesión efectiva de 2 kPa y un ángulo de fricción efectivo desde  $24^\circ$ .

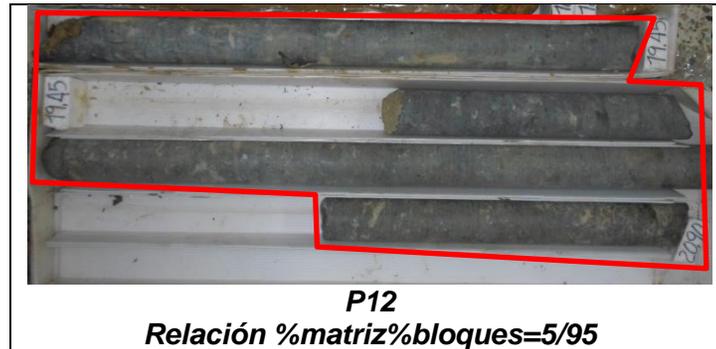
**Tabla 12. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito de vertiente tipo flujo de lodos y escombros.**

MUESTRA	Prof. [m]	W [%]	L.L. [%]	I.P. [%]	L.P. [%]	UCSC	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	C [kPa]	$\phi$	P. 200 [%]
P13-M3	2,00-2,45	28	42	10	32	SM				36
P4-M5	3,00-3,45	31	37	11	26	ML	18,32	2	24	51
P4-M6	4,00-4,40	18	39	14	25	SC				47
P13-M5	4,00-4,40	32	47	13	34	SM				49
<b>PROMEDIO</b>		<b>27</b>	<b>41</b>	<b>12</b>	<b>29</b>		<b>18,32</b>	<b>2</b>	<b>24</b>	<b>46</b>
<b>MÁXIMO</b>		<b>32</b>	<b>47</b>	<b>14</b>	<b>34</b>		<b>18,32</b>	<b>2</b>	<b>24</b>	<b>51</b>
<b>MÍNIMO</b>		<b>18</b>	<b>37</b>	<b>10</b>	<b>25</b>		<b>18,32</b>	<b>2</b>	<b>24</b>	<b>36</b>

• **Depósito de vertiente tipo flujo de escombros (Qfe)**

El depósito de vertiente tipo flujo de escombros se identificó en tres de los sondeos exploratorios (P-5, P-6, y P-12) subyaciendo al depósito de vertiente tipo flujo de lodos. Este estrato se constituye por fragmentos de metabasita frescos, de tamaño grava en su mayoría y bloques de hasta 15,00 cm de longitud. Presenta remanentes de matriz color beige y gris entre los límites de los bloques.





**Fotografía 9. Muestras del depósito vertiente tipo flujo de escombros recuperadas durante la etapa de exploración de campo.**

### 9.3 PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

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 correlaciones, extraídas de la literatura técnica, con el ensayo de penetración estándar SPT a través del módulo DYNAMIC PROBING del software GEOSTRU 2016.

Se realizaron las siguientes correlaciones geotécnicas para los estratos:

- Ángulo de fricción interna del suelo ( $\Phi$ ): Utilizando los conceptos propuestos por Shioi-Fukuni 1982 (Japanese National Rail Way), Schmertmann 1977 y Meyerhof 1965.
- Cohesión no drenada ( $C_u$ ): Utilizando los conceptos propuestos por la U.S. Design Manual Soil Mechanics (U.S.D.M.S.M.) y Shioi-Fukuni 1982.
- Peso unitario húmedo ( $\gamma$  húmedo): Utilizando los conceptos propuestos por Meyerhof y otros.

El cálculo de las correlaciones se realizó utilizando un  $N_{spt-campo}$  corregido por energía o  $N_{60}$ , el cual se obtiene de la siguiente forma (González, 1999):

$$N_{60} = N_{spt} \times (45/60)$$

Para la estimación del valor del ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ) se utilizó la correlación con el número de golpes obtenido en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) propuesta por Kishida para uso en Colombia:

$$\phi = 15 + (12.5 N)^{0.5}$$

Se utilizó un factor de seguridad (Terzaghi) adicional con respecto a la falla ( $Fs_{\text{corte}}$  entre 1.4 y 1.6) para el cálculo de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, así:

$$\phi_{\text{Desarrollado}} = \tan^{-1} (\tan \phi / Fs_{\text{corte}})$$

$$\text{Cohesión}_{\text{desarrollada}} = \text{Cohesión} / Fs_{\text{corte}}$$

Los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio y los obtenidos por las fórmulas arriba descritas, fueron calibrados con los valores típicos de la literatura.

47

**Tabla 13. Parámetros de resistencia utilizados en la modelación geotécnica.**

<b>Estrato</b>	<b>Peso unitario húmedo (kN/m³)</b>	<b>Peso unitario saturado (kN/m³)</b>	<b>c (KPa)</b>	<b><math>\Phi</math> (°)</b>	<b>Módulo Elástico (kPa)</b>	<b>Relación de Poisson</b>
<i>Depósito Antrópico (Lleno)</i>	17.00	18.00	5	19	7500	0.35
<i>Depósito de vertiente del tipo flujo de lodos.</i>	18.06	19.06	20	26	25000	0.33
<i>Depósito de vertiente del tipo flujo de escombros.</i>	20,00	20,50	0	35	35000	0,28

## 10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 10.1 SISTEMA DE FUNDACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS PROYECTADAS

- **EDIFICIO ADMINISTRATIVO**

Para el edificio administrativo se recomienda un sistema de cimentación profundo del tipo *Pilas pre-excavadas y vaciadas "in situ"*, de 4,00 m de profundidad mínima de desplante.

Las modelaciones geotécnicas para el cálculo de la capacidad de soporte y asentamientos para fundaciones se realizaron mediante el módulo MP del software GEOSTRU 2016.

**Tabla 14. Parámetros geotécnicos para el diseño de la cimentación del edificio administrativo.**

<b>Estrato de cimentación</b>	<i>Depósito de vertiente tipo flujo de lodos - Relación matriz%/bloques%= 90/10. Matriz de textura arcillosa de consistencia blanda. Posee humedad alta y estado de saturación alta. Color anaranjado a beige verdoso.</i>	
<b>Tipo de cimentación</b>	<i>Pilas pre-excavadas y vaciadas "in situ" unidas entre sí con vigas de amarre ortogonales diseñadas como aéreas</i>	
<b>Profundidad mínima de desplante</b>	4,00 m	
<b>Capacidad portante admisible del estrato de cimentación</b>	$D_{f_{min}} = 4,0 \text{ m}$	456 kPa
	$D_f = 5,0 \text{ m}$	507 kPa
	$D_f = 6,0 \text{ m}$	559 kPa
	$D_f = 7,0 \text{ m}$	610 kPa
	$D_f = 8,0 \text{ m}$	662 kPa
	$D_f = 9,0 \text{ m}$	1051 kPa
<b>Módulo de reacción del subsuelo (Ks)</b>	<i>Varía linealmente de la siguiente manera</i> Entre 0 - 1,0 m: 0-12500 kN/m <sup>3</sup> 1,0 - 6,0 m: 12500-42000 kN/m <sup>3</sup> 6,0 - 8,0 m: 42000-51800 kN/m <sup>3</sup> 8,0 - 9,0 m: 51800-58333 kN/m <sup>3</sup>	

- **HANGAR**

Para la estructura del Hangar se recomienda, de acuerdo con las solicitudes estructurales, un sistema de cimentación profunda del tipo pilas pre-excavadas y vaciadas “in situ”.

Las modelaciones geotécnicas para el cálculo de la capacidad de soporte y asentamientos para fundaciones se realizaron mediante el módulo MP del software GEOSTRU 2016.

**Tabla 15. Parámetros geotécnicos para el diseño de la cimentación del hangar.**

<b>Estrato de cimentación</b>	<i>Depósito de vertiente tipo flujo de lodos - Relación matriz%/bloques%= 90/10. Matriz de textura arcillosa de consistencia blanda. Posee humedad alta y estado de saturación alta. Color anaranjado a beige verdoso.</i>	
<b>Tipo de cimentación</b>	<i>Pilas pre-excavadas y vaciadas “in situ” unidas entre sí con vigas de amarre ortogonales diseñadas como aéreas</i>	
<b>Profundidad mínima de desplante</b>	4,00 m	
<b>Capacidad portante admisible del estrato de cimentación</b>	$D_{f_{min}} = 4,0 \text{ m}$	456 kPa
	$D_f = 5,0 \text{ m}$	507 kPa
	$D_f = 6,0 \text{ m}$	559 kPa
	$D_f = 7,0 \text{ m}$	610 kPa
	$D_f = 8,0 \text{ m}$	662 kPa
<b>Módulo de reacción del subsuelo (Ks)</b>	<i>Varía linealmente de la siguiente manera Entre 0 - 1,0 m: 0-12500 kN/m<sup>3</sup> 1,0 - 6,0 m: 12500-42000 kN/m<sup>3</sup> 6,0 - 8,0 m: 42000-51800 kN/m<sup>3</sup></i>	

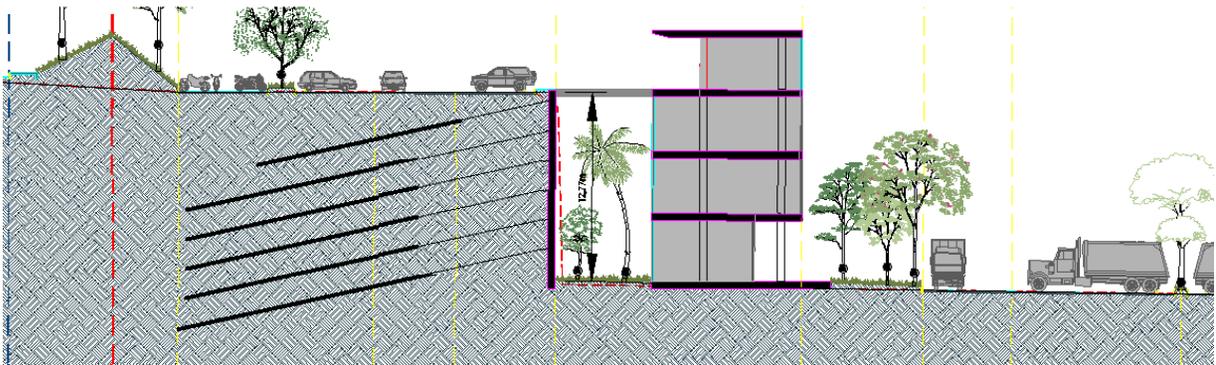
## 10.2 SISTEMAS DE CONTENCIÓN

- EDIFICIO ADMINISTRATIVO

Para la implementación de la estructura se requiere la construcción de una estructura de contención de aproximadamente 13,0 m de altura, para la cual se plantean dos (2) alternativas.

La primera alternativa consiste en una pantalla de 16,0 m de altura, con 3,0 m de empotramiento, anclada por medio de seis (6) filas de anclajes activos de longitudes y tensiones variables de acuerdo a su localización en la pantalla como se muestra en la siguiente tabla.

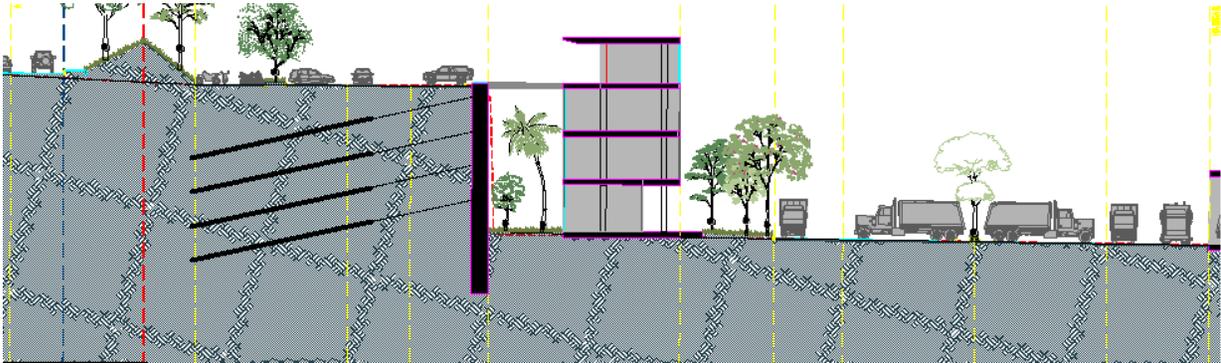
50



**Tabla 16. Parámetros geotécnicos para el sistema de estabilización propuesto en la Alternativa No. 1.**

<b>Longitud de los anclajes activos</b>	
<b>Fila N.1</b>	20,0
<b>Filas N.2-N.5</b>	25,0
<b>Fila N.6</b>	32,0
<b>Tensión Aplicada</b>	
<b>Fila N.1</b>	350 kN
<b>Filas N.2-N.5</b>	400 kN
<b>Fila N.6</b>	400 kN
<b>Longitud del bulbo</b>	
<b>Fila N.1</b>	14,0
<b>Filas N.2-N.5</b>	16,0
<b>Fila N.6</b>	26,0
<b>Diámetro mínimo de la perforación</b>	4 "
<b>Inclinación</b>	-15 ° con respecto a la horizontal
<b>Separación Vertical</b>	2,00 m
<b>Separación Horizontal</b>	2,50 m

La segunda alternativa consiste en un apantallamiento conformado por 32 pilas de 20 m de longitud cada una y de 1,5 m de diámetro, espaciadas 3,0 m entre ejes, dichas pilas estarán reforzadas mediante cuatro (4) filas de anclajes activos de 25,0 m de longitud como se presenta en la siguiente Tabla.



**Tabla 17. Parámetros geotécnicos para el sistema de contención propuesto – edificio administrativo**

<b>Profundidad mínima de Pilas de contención</b>	20,00 m contados a partir del nivel actual del terreno.
<b>Diámetro de las pilas</b>	1,50 m
<b>Separación entre ejes de pilas</b>	3,00 m
<b>Módulo de reacción lateral del sub-suelo (Ks)</b>	Varía linealmente de la siguiente manera: Entre 0,00 y 13,00 m: de 0 kN/m <sup>3</sup> Entre 13,00 y 20,00 m: de 0 a 50000 kN/m <sup>3</sup> Contado desde la cabeza de las pilas.
<b>Longitud de los anclajes activos</b>	25,00 m
<b>Longitud del bulbo</b>	18,00 m
<b>Inclinación</b>	-15 ° con respecto a la horizontal
<b>Diámetro mínimo de la perforación</b>	4 "
<b>Tensión admisible por anclaje</b>	450 kN
<b>Separación Vertical</b>	3,00 m
<b>Separación Horizontal</b>	3,00 m

Los parámetros de empuje para las estructuras de contención descritas anteriormente son presentados a continuación.

**Tabla 18. Parámetros geotécnicos para el diseño de la estructura de contención – edificio administrativo.**

<b>Ángulo de fricción interna del material al respaldo del muro</b>	26°
<b>Coefficiente de fricción suelo-concreto</b>	0.37
<b>Coefficiente de reposo (<math>K_0</math>)</b>	0,56
<b>Coefficiente de empuje activo (<math>K_a</math>)</b>	0,39
<b>Coefficiente de empuje pasivo (<math>K_a</math>)</b>	2,56
<b>Peso unitario húmedo promedio del material al respaldo</b>	18.00 kN/m <sup>3</sup>

- **HANGAR**

Para la estructura de contención requerida para el corte de más de 6,0 m se recomienda un muro tipo cortina, el cual deberá ser avalado por el diseñador estructural del proyecto.

**Tabla 19. Parámetros geotécnicos para el diseño de las estructuras de contención - hangar.**

<b>Ángulo de fricción interna del material al respaldo del muro</b>	30°
<b>Coefficiente de fricción suelo-concreto</b>	0.43
<b>Coefficiente de reposo (<math>K_0</math>)</b>	0,5
<b>Coefficiente de empuje activo (<math>K_a</math>)</b>	0,33
<b>Coefficiente de empuje pasivo (<math>K_a</math>)</b>	3,00
<b>Peso unitario húmedo promedio del material al respaldo</b>	19.00 kN/m <sup>3</sup>

- **ZONA DE PARQUEADEROS**

Para la estructura de contención requerida en la zona de parqueaderos para la ampliación de la vía externa, se recomienda un apantallamiento conformado por 30 pilas de 15 m de longitud cada una y de 1,5 m de diámetro, espaciadas 3,0 m entre ejes, como se presenta en la siguiente Tabla

**Tabla 20. Parámetros geotécnicos para el sistema de contención propuesto – zona de parqueaderos**

53

<b>Profundidad mínima de Pilas de contención</b>	15,00 m contados a partir del nivel actual del terreno.
<b>Diámetro de las pilas</b>	1,50 m
<b>Separación entre ejes de pilas</b>	3,00 m
<b>Módulo de reacción lateral del sub-suelo (Ks)</b>	Varía linealmente de la siguiente manera: Entre 0,00 y 6,00 m: de 0 kN/m <sup>3</sup> Entre 6,00 y 15,00 m: de 0 a 50000 kN/m <sup>3</sup> Contado desde la cabeza de las pilas.

A continuación se presentan los parámetros de empuje para las estructuras de contención descritas anteriormente.

**Tabla 21. Parámetros geotécnicos para el diseño de las estructuras de contención – zona de parqueaderos.**

<b>Ángulo de fricción interna del material al respaldo del muro</b>	30°
<b>Coefficiente de fricción suelo-concreto</b>	0.43
<b>Coefficiente de reposo (K<sub>0</sub>)</b>	0,50
<b>Coefficiente de empuje activo (K<sub>a</sub>)</b>	0,33
<b>Coefficiente de empuje pasivo (K<sub>p</sub>)</b>	3,00
<b>Peso unitario húmedo promedio del material al respaldo</b>	19.00 kN/m <sup>3</sup>

### 10.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS SISTEMAS DE CONTENCIÓN

A continuación se presentan los análisis de estabilidad en condiciones proyectadas del sitio donde se proyecta la construcción del proyecto.

El comportamiento de taludes y de laderas está sujeto principalmente a las variables intrínsecas de los suelos, así como a las restricciones geológicas, condiciones hidrológicas, modos de falla, el entorno físico, entre otros factores que condicionan la estabilidad en el tiempo de los mismos.

Es común que en la ingeniería se evalúen las zonas potencialmente inestables a partir de análisis matemáticos determinísticos que permiten la estimación de un Factor de Seguridad que relaciona las fuerzas o momentos resistentes, con las fuerzas o momentos actuantes, en cuya definición no se considera la variabilidad y confiabilidad de los datos.

Los análisis de estabilidad se realizaron con el software *SLIDE V 7.0* de la empresa *ROCSCIENCE* (Toronto, Canadá), considerando diferentes secciones topográficas de la zona evaluada y las interpretaciones estratigráficas realizadas a partir de los sondeos exploratorios.

La estabilidad del terreno está condicionada por el equilibrio de masas de las fuerzas actuantes "Vs" las fuerzas restauradoras, y por la presencia de capas de materiales de propiedades geotécnicas deficientes que puedan propiciar la formación de una superficie potencial de falla orientada en el sentido de la pendiente, por lo tanto, el éxito en la evaluación de la estabilidad de una ladera depende de un adecuado diagnóstico del tipo de falla que se presenta y de la determinación de los parámetros de resistencia de cada unidad estratigráfica.

El factor de seguridad por equilibrio de masas, está determinado por la relación que existe entre la resistencia al corte que tiene el material que conforma la ladera y los esfuerzos críticos que tratan de movilizar la masa del suelo y generan desplazamientos y deformaciones, asumiendo que un factor de seguridad cercano a 1.00 corresponderá a un talud en equilibrio límite.

El factor de seguridad obtenido nos permite conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud o ladera falle en las peores condiciones de comportamiento, y la probabilidad de falla nos presenta en que rango de posibilidades se encuentra la ladera para la ocurrencia de dicho fenómeno.

Es muy importante anotar que durante la ejecución del análisis de estabilidad de taludes se realizan modelaciones matemáticas a partir de la definición de una estratificación basada en las etapas de exploración de campo e investigación de

laboratorio asumiendo un comportamiento y propiedades geo-mecánicas aproximadamente homogéneas para cada tipo de material.

Teniendo en cuenta lo anterior, las evaluaciones de estabilidad de taludes y laderas brindan un intervalo estrecho de resultados de las condiciones de seguridad geotécnica, siendo solo de utilidad para refinar los diagnósticos conceptuales de los cuales parten las recomendaciones de manejo y las obras propuestas.

Para el análisis dinámico se empleó la modalidad de análisis pseudo-estático (sísmico), teniendo en cuenta un coeficiente de aceleración máxima pico  $a_{max} = A_a * F_a$ :

$$a_{max} = A_a * F_a = 0.15 * 1.50 = 0.225$$

Tomado de la NSR-10 para el municipio de Medellín (Dpto. de Antioquia).

De acuerdo con los numerales H.5.2.5 y A.2.8.1 de la norma NSR-10 se proponen las siguientes proporciones para aceleraciones horizontal y vertical máximas teniendo en cuenta que la aceleración máxima pico ( $a_{max}$ ) únicamente está presente en el momento de la ocurrencia del sismo:

- *Aceleración horizontal máxima*  $\approx 0.80 * a_{max} \approx 0.18$
- *Aceleración vertical máxima*  $\approx 2/3 (A_{horizontal}) \approx 0.12$

Configurando un panorama desfavorable, para someter los cortes a condiciones extremas, se considera en los análisis de estabilidad que las aceleraciones horizontal y vertical máximas se presentan simultáneamente, aspecto que realmente es poco probable.

A continuación se muestran los rangos de clasificación de factores de seguridad para los casos estático y dinámico definidos por el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo resistente (NSR-10) y por la US Army Corps of Engineers (Octubre 2003):

Los Factores de Seguridad Básicos  $F_{SB}$  aplicados al material térreo (suelo, roca o material intermedio) no deben ser inferiores a los Factores de Seguridad Básicos Mínimos  $F_{SBM}$  de la

Tabla 22 (Ver Tabla H.2.4-1 de la NSR-10). En ningún caso el factor de seguridad básico mínimo  $F_{SBM}$  podrá ser inferior a 1.00.

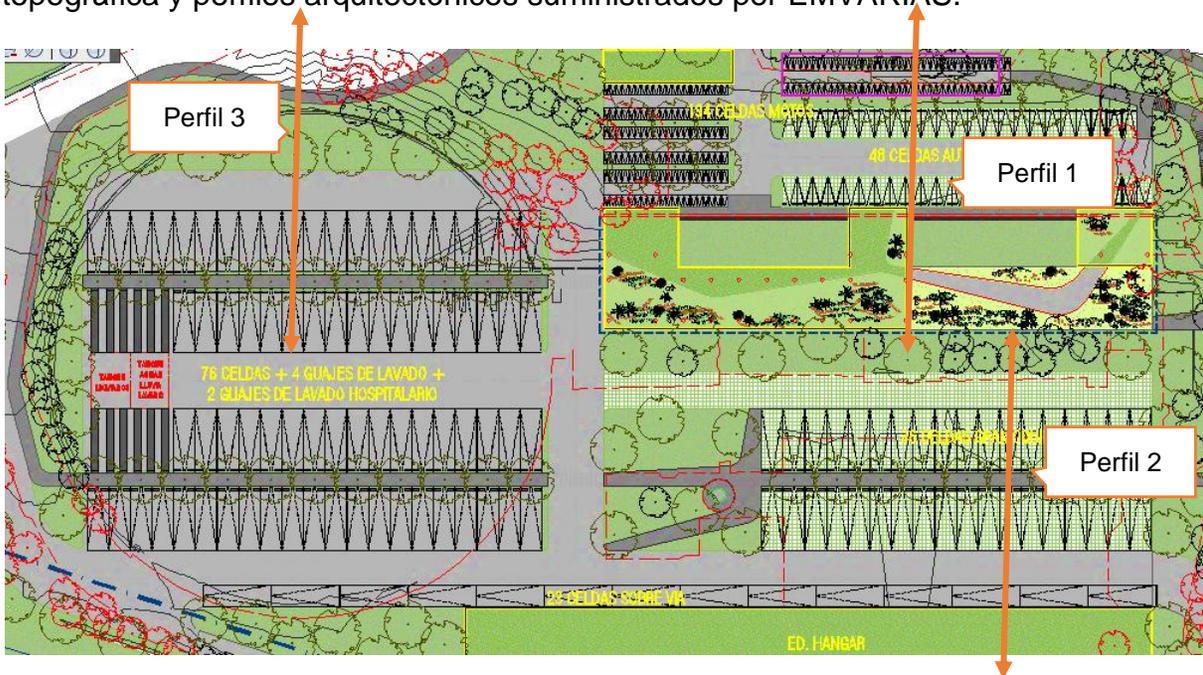
**Tabla 22. Escala de valoración de los factores de seguridad según la NSR-10.**

CONDICIÓN	F <sub>SBM</sub>	
	Diseño	Construcción
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00

**Tabla 23. Escala de valoración de los factores de seguridad según la US Army Corps of Engineers (Octubre 2003)**

CLASIFICACIÓN	F.S. ESTÁTICO	F.S. SEUDO-ESTÁTICO
Inadmisible	<0.75	<0.50
Muy bajo	0.75 – 1.00	0.50 – 0.75
Bajo	1.00 – 1.25	0.75 – 1.00
Aceptable	1.25 – 1.50	1.00 – 1.25
Ideal	>1.50	>1.25

Para los análisis de estabilidad geotécnica se trabajó con base en la información topográfica y perfiles arquitectónicos suministrados por EMVARIAS.



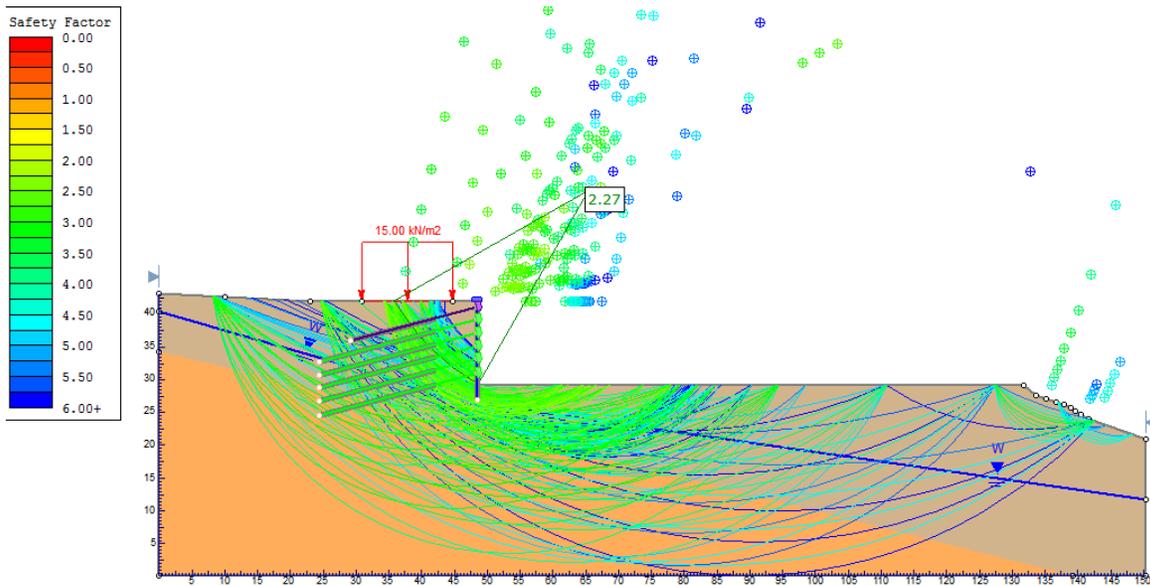
**Figura 20. Localización en planta de los perfiles utilizado para el análisis de estabilidad.**

- EDIFICIO ADMINISTRATIVO

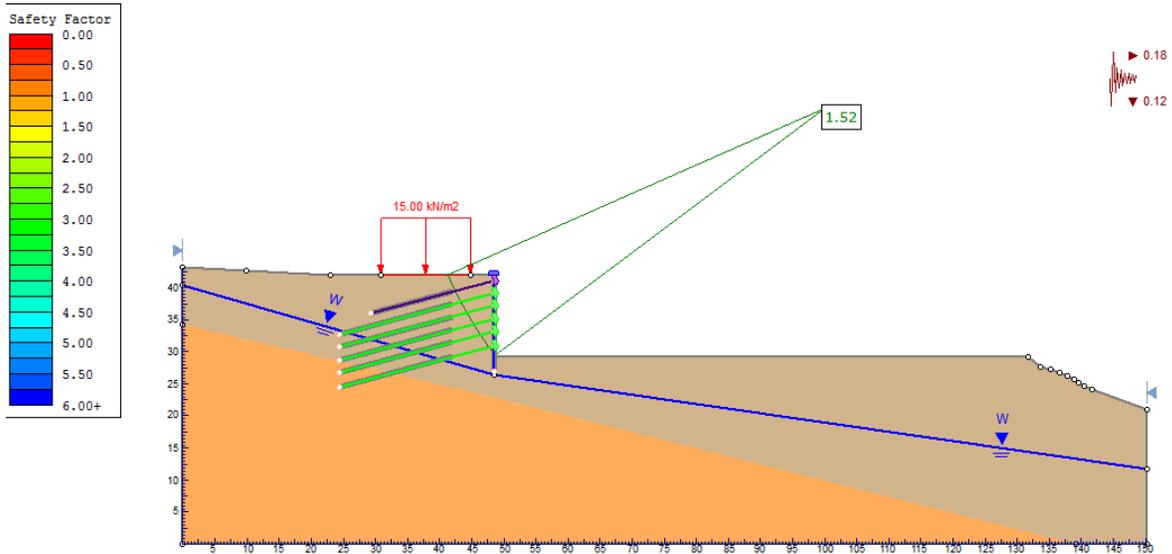
A continuación se presentan los análisis de estabilidad de cada una de las propuestas de estabilización para el edificio administrativo correspondiente al perfil 1.

**Tabla 24. Factores de seguridad para el sistema de estabilización del edificio administrativo propuesto en la Alternativa No. 1.**

<b>Pantalla Anclada</b>	<b>Factor de seguridad Estático</b>	<b>Factor de seguridad Dinámico</b>	<b>Clasificación Según NSR.</b>
	<b>2,27</b>	<b>1,52</b>	<b>Ideales</b>



**Figura 21. Análisis de estabilidad de la pantalla anclada- Condición Estática.**

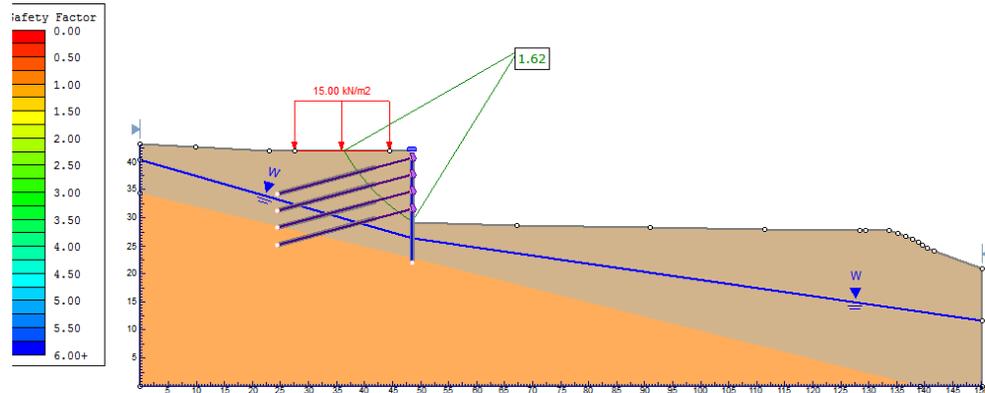


**Figura 22. Análisis de estabilidad de la pantalla anclada- Condición Dinámica.**

A continuación se presenta el análisis de estabilidad de la segunda opción correspondiente al perfil 1.

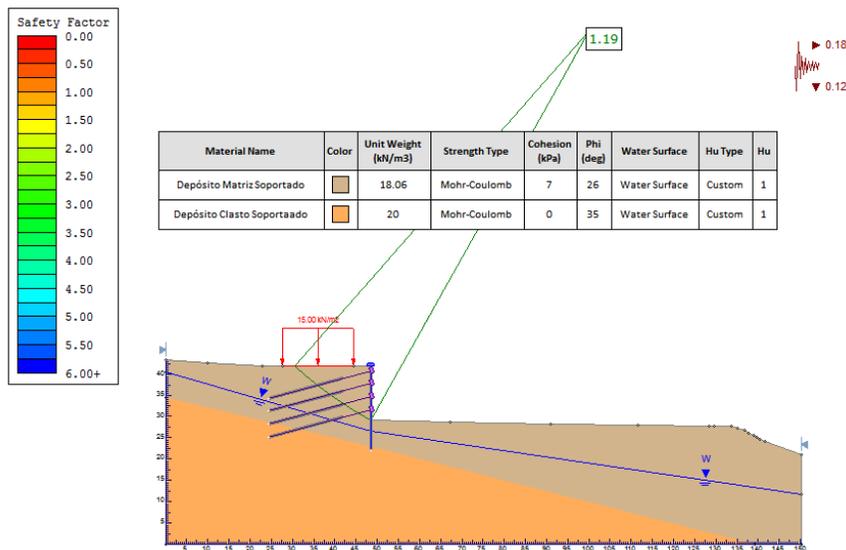
**Tabla 25. Factores de seguridad para el sistema de estabilización en el edificio administrativo propuesto en la Alternativa No. 2.**

Apantallamiento en Pilas	Factor de seguridad Estático	Factor de seguridad Dinámico	Clasificación Según NSR.
	1,62	1,19	Ideales



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type	Hu
Depósito Matriz Soportado		18.06	Mohr-Coulomb	7	26	Water Surface	Custom	1
Depósito Clasto Soportado		20	Mohr-Coulomb	0	35	Water Surface	Custom	1

Figura 23. Análisis de estabilidad del apantallamiento en pilas- Condición Estática.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type	Hu
Depósito Matriz Soportado		18.06	Mohr-Coulomb	7	26	Water Surface	Custom	1
Depósito Clasto Soportado		20	Mohr-Coulomb	0	35	Water Surface	Custom	1

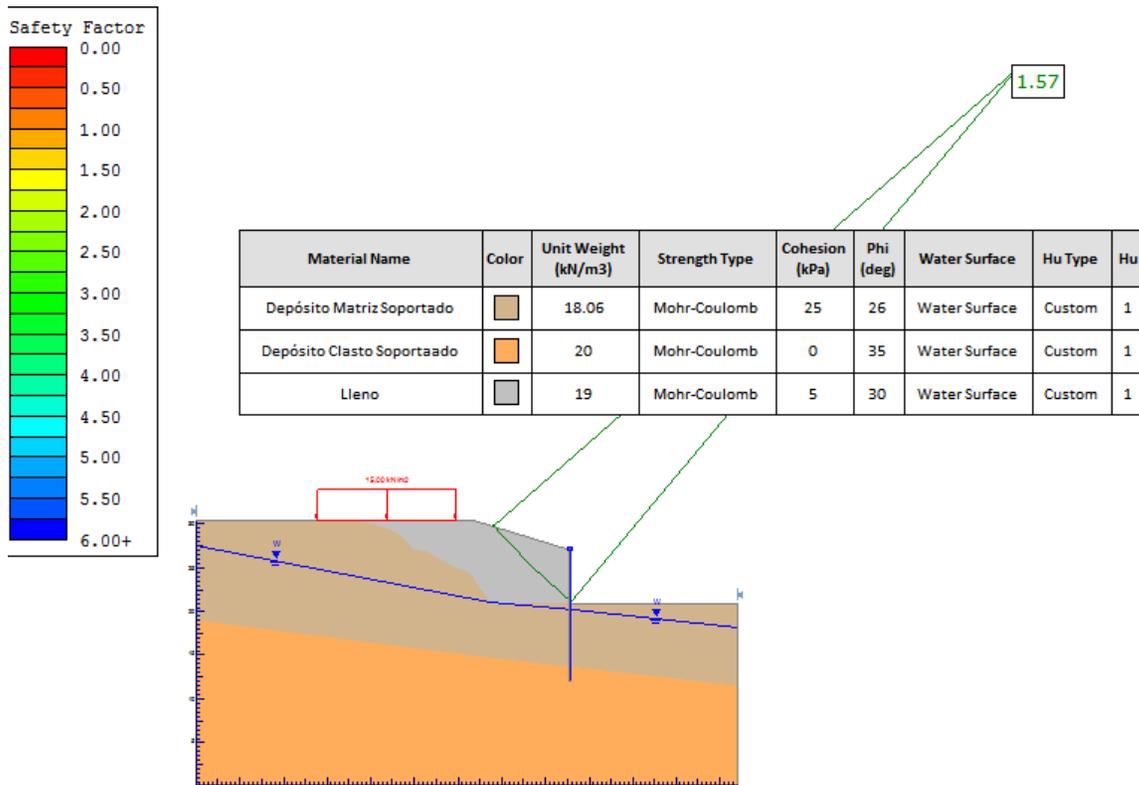
Figura 24. Análisis de estabilidad del apantallamiento en pilas- Condición Dinámica.

- ZONA DE PARQUEADEROS

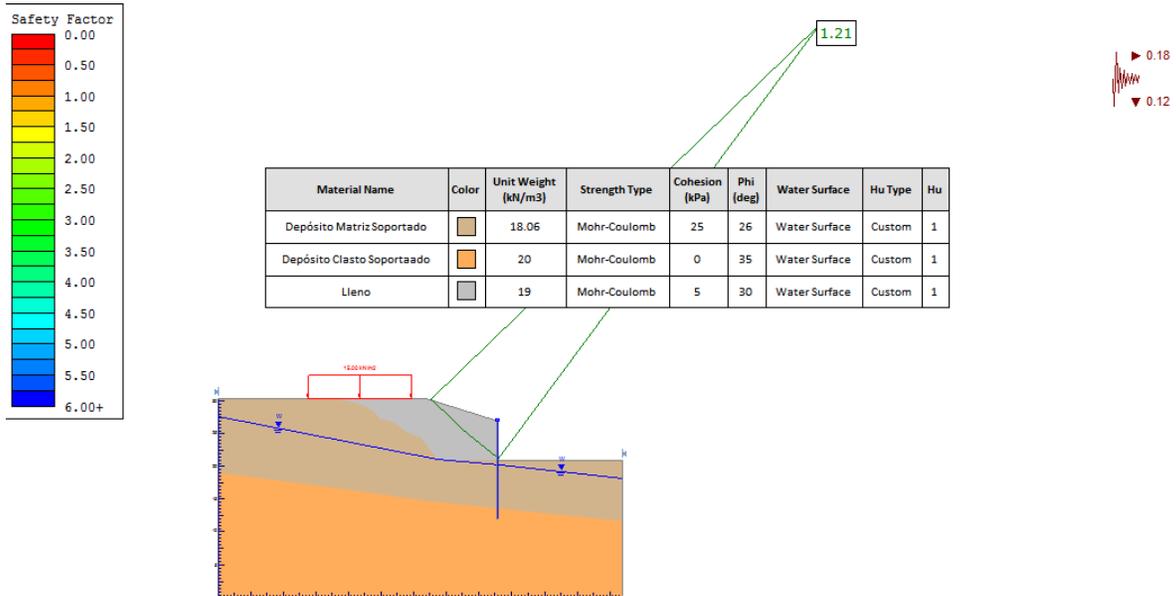
A continuación se presenta el análisis de estabilidad de la zona de parqueadero de la estructura descrita correspondiente al perfil 3.

**Tabla 26. Factores de seguridad para el sistema de estabilización propuesto en la Alternativa No. 2.**

Apantallamiento en Pilas	Factor de seguridad Estático	Factor de seguridad Dinámico	Clasificación Según NSR.
	1,57	1,21	Ideales



**Figura 25. Análisis de estabilidad del apantallamiento en pilas- Condición Estática.**



**Figura 26. Análisis de estabilidad del apantallamiento en pilas- Condición Dinámica.**

#### 10.4 PARÁMETROS SÍSMICOS

Para efectos del análisis sismo-resistente de las estructuras asociadas al proyecto del asunto se tendrán en cuenta los siguientes parámetros sísmicos, teniendo en cuenta el perfil del suelo, el tipo de estructuras, la ubicación del proyecto y la estratigrafía detectada en la zona de estudio, atendiendo las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.

**Tabla 27. Parámetros sísmicos según NSR-10 para el proyecto Sede Operativa.**

<b>Zona de riesgo sísmico</b>	<b>Intermedia</b>	<b>Ae</b>	<b>0.13</b>
<b>Tipo de perfil del suelo</b>	<b>D</b>	<b>Ad</b>	<b>0.07</b>
<b>Aa</b>	<b>0.15</b>	<b>Fa</b>	<b>1.50</b>
<b>Av</b>	<b>0.20</b>	<b>Fv</b>	<b>2.00</b>

#### 10.5 OPTIMIZACIÓN DEL DRENAJE

Por la magnitud de las estructuras de contención propuestas, es de gran importancia evitar la saturación de los suelos, ya que la disminución de las propiedades geomecánicas de los materiales existentes, pueden generar procesos erosivos y morfodinámicos que afectarían la integridad futura del lote y las construcciones proyectadas. Por este motivo, se recomienda la ejecución de obras que permitan la optimización del sistema de drenaje superficial y sub-superficial:

- **Drenaje superficial:**

Se recomienda la construcción de un sistema de recolección de aguas superficiales que permitan captar la escorrentía y llevar el agua al sistema de captación de aguas lluvias más cercanos, lo que puede lograrse mediante la construcción de cunetas interceptoras.

- **Drenaje sub-superficial:**

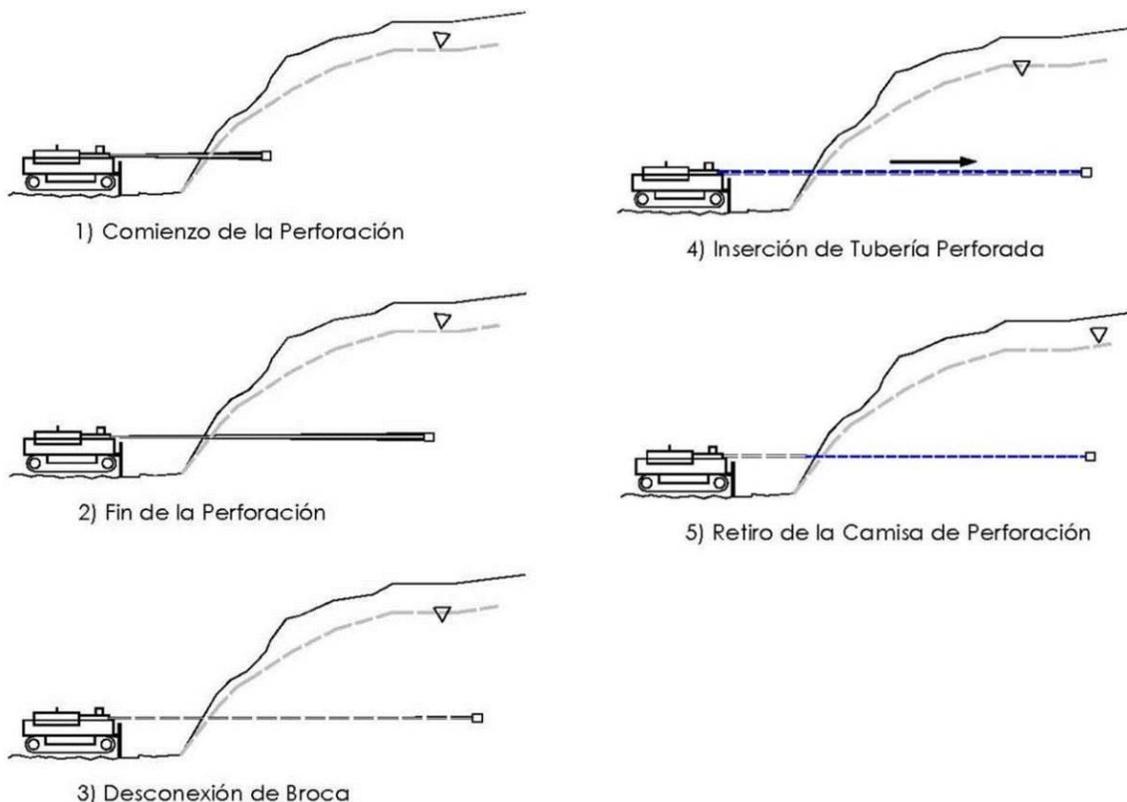
Con miras a optimizar el drenaje e intercepción de aguas sub-superficiales en la estructura de contención del edificio principal, se recomienda la construcción de tres (3) baterías de drenes sub-horizontales, localizados así:

Batería No. 1 en la base de la estructura (H).

Batería No. 2 (2/3 H).

Batería No. 3 (1/3 H).

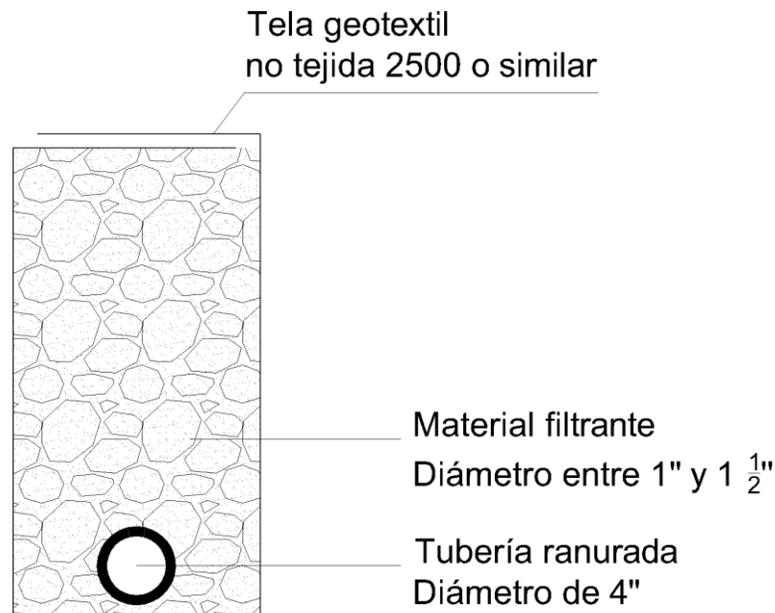
Se debe garantizar una descarga controlada al sistema de colección de aguas lluvias.



**Figura 27. Proceso constructivo de los drenes sub-horizontales.**

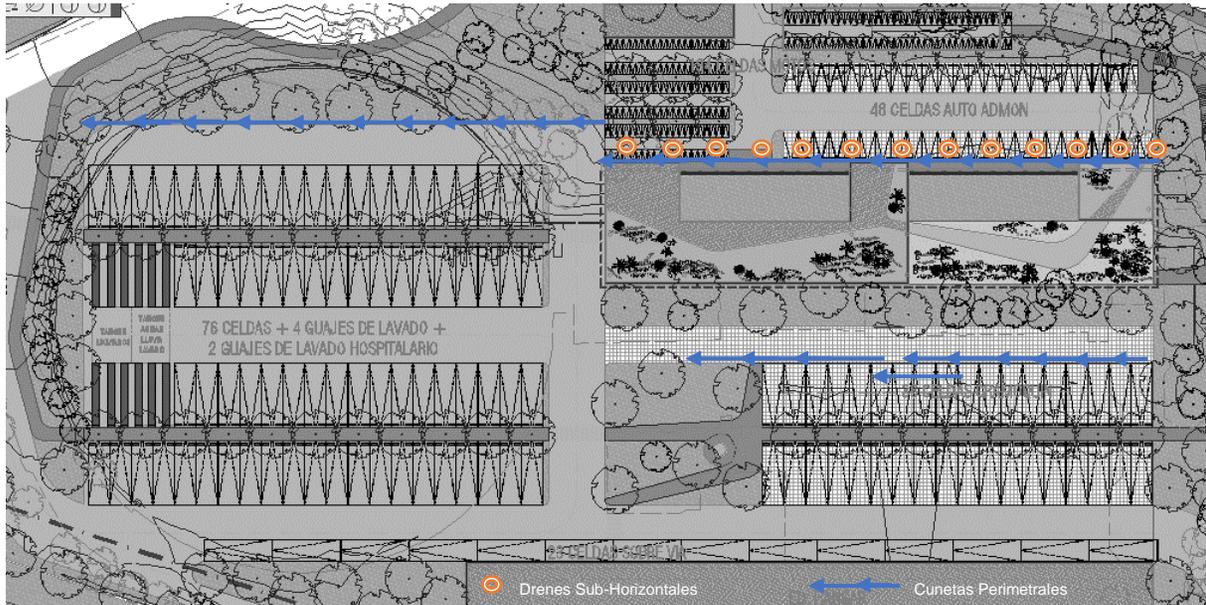
Los drenes sub-horizontales estarán espaciados 3.0 m en la horizontal. Los drenes deberán tener una longitud mínima de 20 m y tendrán una inclinación entre 2° y 5° con respecto a la horizontal.

Para la estructura de contención del hangar (muro cortina) y del parqueadero (apantallamiento en pilas), se recomienda construir un filtro en material granular limpio (diámetro entre 1 y 1.5") envuelto en tela geotextil del tipo no tejida (NT 2500 o similar). Las aguas captadas se descargarán al sistema de alcantarillado del proyecto de acuerdo con el estudio hidráulico particular.



**Figura 28. Detalle constructivo de filtro en material granular.**

Deberá evitarse la entrega o salida del agua captada por los drenes directamente al terreno natural, ya que la descarga incontrolada de agua causa problemas de erosión y ablandamiento de suelos que pueden llegar a remontar hasta afectar la estabilidad del proyecto; por tal motivo se recomienda conducir dichas aguas al sistema de alcantarillado más cercano de acuerdo al diseño hidráulico particular.



**Figura 29. Localización esquemática de las obras de drenaje superficial y sub-superficial.**

## 10.6 CONSTRUCCIÓN MANUAL DE PILAS

- Teniendo en cuenta el perfil geotécnico detectado en el sitio de intervención, se considera factible la construcción de las pilas por el sistema manual de uso generalizado en nuestro medio, sin embargo, el sistema deberá ajustarse de acuerdo con los resultados de las pruebas constructivas, pudiéndose inclusive presentar algunos ajustes de diseño.
- Estas recomendaciones están orientadas a la construcción de pilas pre-excavadas utilizando revestimiento en concreto en tramos máximos de 1.00 m, esta longitud puede disminuirse o incrementarse de acuerdo con los resultados a medida que se avance en la construcción, para el efecto es importante disponer de formaletas “tronco-cónicas”.
- El correcto funcionamiento de las cimentaciones y contenciones propuestas presupone el estricto cumplimiento de las recomendaciones constructivas y de verificación especificadas en este capítulo.
- La función de la inspección y verificación de estas recomendaciones está orientada a garantizar que la cimentación profunda se construya conforme a las hipótesis y especificaciones de diseño y dentro de las tolerancias aceptables, y en el caso de encontrar desviaciones excesivas o condiciones no esperadas en el informe de

suelos, se deberá proporcionar la información necesaria para poder aplicar las medidas correctivas en forma oportuna.

- Es de anotarse que el buen comportamiento de una cimentación profunda depende en gran medida de su correcta construcción, mediante procedimientos adecuados y la selección del equipo apropiado para el caso. Normalmente las fallas que ocurren en cimentaciones profundas están asociadas a procesos defectuosos de construcción.
- El contratista de construcción de pilas debe comprender perfectamente las características de los perfiles de suelos a atravesar, la existencia de mantos permeables o granulares, la existencia de bolas de roca, etc., y debe prever los sistemas y equipos necesarios para alcanzar la cota de cimentación recomendada. Será de su responsabilidad la interpretación de los perfiles del subsuelo y registros de perforación.
- La base de las pilas deberá alcanzar por lo menos a los niveles indicados en el informe de suelos, pero el ingeniero de suelos, de acuerdo con los resultados observados durante el proceso de excavación, podrá modificar estos niveles durante la ejecución de los trabajos. Las pilas serán construidas desde la superficie del terreno actual y el concreto deberá fundirse solamente hasta la cota indicada en los planos de la subestructura, con un incremento máximo de 50 cm. para permitir la demolición del concreto contaminado con agua o con lodo bentonítico que se concentra en la superficie del vaciado.
- El contratista deberá llevar un registro durante la excavación de cada pila donde conste claramente su localización exacta en la obra, la fecha, las condiciones atmosféricas predominantes, tipos de suelos imperantes, estratos atravesados, condiciones de permeabilidad de los estratos (localización, espesor, flujo de agua, estabilidad, etc.), existencia de bolas de roca y procedimientos para removerlas, caudal de descarga de las bombas extractoras de agua o lodo bentonítico en el sondeo exploratorio y en el caso de existir cavernas, presencia de aguas, en general cualquier aspecto relacionado con la excavación y las condiciones del suelo.
- El contratista de construcción de pilas deberá disponer de herramientas para limpieza del fondo de la excavación de las pilas de tal manera que en ningún caso el volumen del material suelto exceda el volumen que se requiera para cubrir el 5% del área del fondo con un espesor de 0.10 m. de mortero. Cuando sea posible se deberá hacer una inspección visual del fondo de las pilas por un inspector calificado.
- Deberán realizarse pruebas de integridad (PIT) a por lo menos el 30% de las pilas después de que estas estén vaciadas y totalmente fraguadas.

- Debido a la naturaleza de las formaciones geotécnicas presentes en los sectores en estudio, como parte integrante del estudio es necesario darle el carácter de prueba a las primeras cuatro (4) pilas que se construyan para cada estructura. Con esta información se refinarán las recomendaciones, especialmente en lo relativo a profundidad, empotramiento y dificultades especiales de excavación o construcción. La localización, profundidad, tipo y secuencia del muestreo será coordinada entre el constructor, interventor e Ingeniero Geotecnista. Finalmente la ejecución de las pilas de prueba debe incluirse dentro de la programación general de la obra, teniendo en cuenta un tiempo de ejecución y análisis. Se recomienda que las pilas de prueba se ejecuten en lugares estratégicos que coincidan con los apoyos finales de las estructuras para que estas puedan hacer parte de la estructura.

## 10.7 RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN

Los materiales a utilizar en la obra deben ser previamente sometidos a ensayos de laboratorio para su aprobación por parte de la Interventoría; además, durante el proceso constructivo se debe realizar el control de calidad con ensayos de campo y laboratorio.

El contratista deberá presentarle a la interventoría para su aprobación las fichas técnicas de la totalidad de los materiales a utilizar en la ejecución de la obra.

Una vez se encuentre el nivel y el suelo de cimentación, se procederá a vaciar un solado en concreto pobre de espesor variable entre 0,05 m y 0,10 m, con miras a garantizar una superficie de apoyo limpia y homogénea en las actividades de armado y vaciado de la infraestructura.

Si el suelo propuesto para servir de apoyo a las fundaciones superficiales no se encuentra al nivel especificado, la excavación debe continuarse y la sobre excavación se remplazará por concreto ciclópeo.

Las excavaciones para las fundaciones no deben permanecer expuestas a la intemperie durante períodos superiores a 24 horas. Si el vaciado no se puede realizar el mismo día en el que se ejecuta la excavación se dejará el nivel unos 0,20 m por encima de la cota de fundación, los cuales se retirarán antes de proceder a realizar el vaciado.

Si se tienen dudas sobre la identificación de los suelos propuestos para servir de apoyo a la infraestructura, se dará aviso oportuno a CONSULCIVIL S.A.S. para que envíe uno de sus Ingenieros e instruya al profesional residente en la obra sobre los parámetros necesarios para su reconocimiento.

## 10.8 LLENOS

Los llenos que se requieran para la adecuación de la obra se deberán conformar con materiales adecuados, libres de materia orgánica, basuras, lodos o terrones de arcilla.

Los suelos orgánicos o los que contengan basuras y escombros no son materiales aptos para realizar rellenos; por consiguiente, éstos no se deberán utilizar en la construcción de la obra.

Los materiales de lleno se colocarán por capas de no más de 0.20 m. de espesor compactando cada capa hasta alcanzar el 98 % de la densidad seca máxima que se obtenga para el material en el ensayo Próctor. No se colocará la capa siguiente hasta no haber alcanzado la compactación en la capa anterior.

Los materiales de lleno deberán cumplir con las especificaciones definidas en los artículos 220-14 y 610-14 del INVIAS.

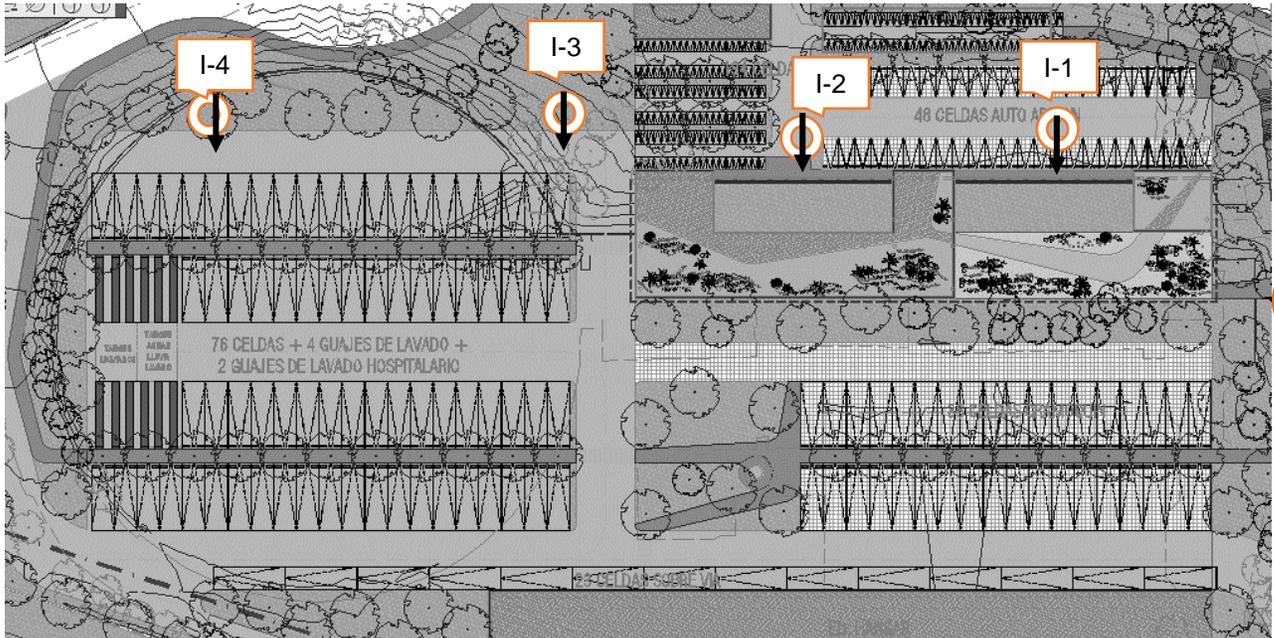
## 10.9 BOMBEOS

Durante la etapa de ejecución de las excavaciones, se programará el bombeo necesario para controlar el nivel del agua sub-superficial. Este bombeo se realizará bajo inspección para evitar el lavado y el arrastre de finos que podrá ocasionar cárcavas al interior del subsuelo y las excavaciones.

Bombes indiscriminados y de larga duración pueden ocasionar asentamiento de las estructuras vecinas por consolidación de la masa del subsuelo adyacente al bombeo, por lo tanto se tendrá especial cuidado con este fenómeno. Cuando se esté trabajando, y por ende bombeando, se recomienda reincorporar las aguas al lote, es decir que el agua que se esté bombeando de una excavación se descargue en otra que esté en ese momento inactiva.

## 10.10 MONITOREO GEOTÉCNICO

Con el fin de medir y hacer un seguimiento a las estructuras de contención propuestas en la sede operativa, se propone la instalación de por lo menos cuatro (4) inclinómetros de 20,0 m de profundidad, dichos inclinómetros deberán monitorearse desde el inicio de la construcción de los mismos, en el caso del edificio administrativo, y hasta por lo menos un año de finalizadas ambas obras. La localización de los inclinómetros se presenta a continuación.



**Figura 30. Localización del sistema de monitoreo propuesto.**

## 10.11 CONTROLES Y VERIFICACIÓN

Una vez elaborados los cálculos estructurales de la cimentación y los planos correspondientes, se solicita enviar una copia a este Consultor para su revisión y recomendaciones adicionales que se estimen convenientes. En los planos estructurales de las fundaciones deberán indicarse las cotas de cimentación y capacidad admisible de soporte. Es recomendable y necesario que el ingeniero de suelos del Consultor tenga un control sobre el comportamiento de las soluciones recomendadas a medida que se avance en la construcción de las cimentaciones, en consecuencia, antes de iniciar la construcción, se recomienda adelantar una reunión con el constructor e interventor, con el objeto de coordinar las visitas a la obra y los programas de verificación.

Deberán dejarse referencias visibles e identificables fácilmente, amarradas a un BM alejado de la construcción de localización y nivelación conocida, que permitan establecer los asentamientos sufridos por la estructura en cualquier momento. Una vez se instale la estructura se realizará la primera nivelación. Los resultados deberán irse enviando al Consultor para su análisis e interpretación. Una vez establecidos los niveles definitivos y el diseño de la cimentación, se analizará conjuntamente con el constructor, interventor e ingeniero de suelos, la secuencia constructiva de la construcción general para evitar problemas de inestabilidad.

## 11 LIMITACIONES

Es importante resaltar que las recomendaciones consignadas en este informe obedecen a los resultados de las etapas constitutivas del trabajo de consultoría y a la experiencia de los profesionales técnicos que participaron en la elaboración del documento. La no acogencia a estas recomendaciones o la variación de alguna de ellas sin dar aviso oportuno a CONSULCIVIL S.A.S. omitirá responsabilidad alguna de nuestra empresa sobre las decisiones tomadas.

Si durante la etapa de construcción se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las descritas como típicas en el presente informe, la empresa contratante deberá dar aviso a CONSULCIVIL S.A.S. para refinar las conclusiones y recomendaciones.

Junio de 2017.

## 12 REFERENCIAS

- Ais, “Normas Colombianas De Diseño Y Construcción Sismo Resistente [Nsr – 010]; Título H: Estudios Geotécnicos. (Decreto 926 De 2010).
- Amva. (2006). *Microzonificación Sísmica Detallada De Los Municipios De Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas Y Envigado*. Medellín: Área Metropolitana Del Valle De Aburrá.
- Astm Standard D3080 / D3080m – 11: Test Method For Direct Shear Test Of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
- Astm Standard D4318-93: Test Method For Liquid Limit, Plastic Limit, And Plasticity Index Of Soils.
- Astm Standard D2166-91: Test Method For Unconfined Compressive Strength Of Cohesive Soil.
- Brown , E., & Hoek, E. (1997). Practical Estimates Of Rock Mass Strength. *Rock Mech. Min. Sci.* 34(8), Int. J.
- Bowles Joseph E. 1988. *Foundation Analysis And Design*”, Cuarta Edición. Mc Graw – Hill International Editions.
- Juárez B. E. & Rico R. A. 2001. *Mecánica De Suelos*. Tomo Ii: Teoría Y Aplicaciones De La Mecánica De Suelos.
- Mcgregor Jeffrey A. Y Duncan J. Michael. 1998. *Performance And Use Of The Standard Penetration Test In Geotechnical Engineering Practice*”.
- Cornare. (2011). *Evaluación Y Zonificación De Riesgos Por Avenida Torrencial, Inundación Y Movimiento En Masa Y Dimensionamiento De Procesos Erosivos En El Municipio De El Retiro*.
- Cornare. (2012). *Evaluación Y Zonificación De Riesgos Por Avenida Torrencial, Inundación Y Movimiento En Masa Y Dimensionamiento De Procesos Erosivos En El Municipio De El Retiro*. El Retiro.
- González, H. (2001). *Mapa Geológico Del Departamento De Antioquia*. Escala 1:400.000 Memoria Explicativa. Medellín: Ingeominas.
- Ingeominas. (2005). *Geología De La Plancha 147 Medellín Oriental*. Escala 1:50.000. Memoria Explicativa. Medellín.

- Ingeominas. (2010). Geología De La Plancha 131 Santa Rosa De Osos.
- Rendón, A., & Et Al. (2011). Estudio Geológico-Geomorfológico En El Oriente Cercano A Medellín, Como Apoyo A La Búsqueda De Actividad Tectónica Reciente. Boletín Ciencias De La Tierra (29), 39-54.
- Rendón, A., Caballero, J. H., Arias, A., González, A., Arenas, J. A., & Gallego, J. J. (2011). Estudio Geológico-Geomorfológico En El Oriente Cercano A Medellín, Como Apoyo A La Búsqueda De Actividad Tectónica Reciente. Boletín Ciencias De La Tierra.
- Servicio Geológico Colombiano, Universidad Eafit. (2014). Mapa Geomorfológico Aplicado A Movimientos En Masa Plancha 147, Medellín Oriental.

### 13 ANEXOS

- ANEXO 1. UBICACIÓN DE SONDEOS EXPLORATORIOS
- ANEXO 2. REGISTROS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO
- ANEXO 3. REGISTROS DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO
- ANEXO 4. MEMORIAS DE CÁLCULO