

PAECIA S.A.S.



CONSULTORÍA TÉCNICA PARA LA DEFINICIÓN LAS OBRAS NECESARIAS
PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE UN TRAMO AFECTADO DE LA VÍA
DE ACCESO AL BARRIO LA HONDA EN EL SECTOR VERSALLES DEL
MUNICIPIO DE MEDELLÍN (ANTIOQUIA).



Alcaldía de Medellín
Cuenta con vos



INFORME GD-17-164

Consulcivil S.A.S.
consultoría de obras civiles

CONSULCIVIL S.A.S.

Proyecto	CONSULTORÍA TÉCNICA PARA LA DEFINICIÓN LAS OBRAS NECESARIAS PARA OPTIMIZAR LA ESTABILIDAD DE UN TRAMO AFECTADO DE LA VÍA DE ACCESO AL BARRIO LA HONDA EN EL SECTOR VERSALLES DEL MUNICIPIO DE MEDELLÍN (ANTIOQUIA).				
Cliente	PAECIA S.A.S.				
Informe No.	GD-17-164	Versión de Informe	0	Fecha	Enero 2018
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

1	INTRODUCCIÓN	1
2	LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO	2
3	OBJETIVOS Y ALCANCES	4
4	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA PROBLEMÁTICA PRESENTADA	5
5	ANTECEDENTES	6
5.1	ACUERDO 048 DE 2014 (DEPARTAMENTO DE PLANEACIÓN - ALCALDÍA DE MEDELLÍN, 2014)	6
5.2	ANÁLISIS MULTITEMPORAL	7
6	ETAPA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO	11
7	ETAPA DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO	15
8	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA	16
8.1	GEOLOGÍA REGIONAL	16
8.2	ESTRUCTURAS TETÓNICAS	19
8.3	GEOMORFOLOGÍA REGIONAL	22
8.4	GEOLOGÍA LOCAL	22
8.5	GEOMORFOLOGÍA LOCAL	24
9	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUB-SUELO	28
9.1	POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO	28
9.2	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	28
9.3	PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE	34
10	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	41
10.1	DIAGNÓSTICO DE LA PROBLEMÁTICA	41
10.2	OBRAS PROYECTADAS	42
10.3	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	44
10.4	PARÁMETROS SÍSMICOS	45
10.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA CONDICIÓN PROYECTADA	45
10.6	OPTIMIZACIÓN DEL DRENAJE	50
10.7	CONSTRUCCIÓN MANUAL DE PILAS	53
10.8	RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN	54
10.9	LLENOS	55
10.10	BOMBEOS	55
10.11	CONTROLES Y VERIFICACIÓN	56
11	LIMITACIONES	57
12	REFERENCIAS	58
13	ANEXOS	59

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización general del lote en estudio.....	2
Figura 2. Vista aérea de la zona del proyecto.....	3
Figura 3. Estado actual del sitio de crítico.....	5
Figura 4. Vista en perfil de la situación actual del sitio en estudio.	5
Figura 5. Mapa de amenaza por movimiento en masa (Departamento de Planeación - Alcaldía de Medellín, 2014).....	6
Figura 6. Aptitud geológica UM Versailles. (Municipio de Medellín, 2006).....	7
Figura 7. Plancha 193-194 de 1972 – IGAC.....	8
Figura 8. Fotografía FD87/F3/33 de 1976.....	8
Figura 9. Fotografía R893/F8B/F57 de 1983.	9
Figura 10. Fotografía Geovial 65/3/F33/F104 de 1994.....	9
Figura 11. Imágenes satelitales 2015-2016.....	10
Figura 12. Procedimiento para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).....	12
Figura 13. Procedimiento para la realización de perforaciones exploratorias mediante rotación con broca de diamante.....	13
Figura 14. Geología regional del sitio en estudio (AMVA, 2006).....	16
Figura 15. Principales estructuras tectónicas en el sector oriental del Valle de Aburrá.	19
Figura 16. Contexto geomorfológico regional.....	22
Figura 17. Mapa de rango de pendientes del sitio en estudio.....	26
Figura 18. Perfil esquemático de la topografía actual.....	27
Figura 19. Modelo de elevación.	27
Figura 20. Estimación del Índice Geológico de resistencia, GSI, en base a una Descripción Geológica del Macizo Rocoso	36
Figura 21. Valores de la constante "mi" de la roca intacta para distintos tipos de roca	37
Figura 22. Guías para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek&Brown, D. Extraída de Hoek et al., 2002.....	38
Figura 23. Envolvente de falla de Mohr Coulomb, grado II Dunita de Medellín	39

Figura 24. Envolvente de falla de Mohr Coulomb, grado III Dunita de Medellín	40
Figura 25. Vista frontal esquemática de la propuesta.....	43
Figura 26. Localización en planta de las pilas recomendadas.....	44
Figura 27. Localización en planta del perfil analizado.	48
Figura 28. Diagrama esquemático del geodrén planar con tubería.	50
Figura 29. Proceso constructivo de los drenes sub-horizontales.	52
Figura 30. Localización de drenes sub-horizontales	52

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Vista general de la problemática presentada sobre la vía.	1
Fotografía 2. Accesorios para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).	12
Fotografía 3. Ejecución de la etapa de exploración de campo.	14
Fotografía 4. Talud inferior a la banca de la vía en el tramo afectado.	25
Fotografía 5. Muestras del depósito antrópico recuperadas durante la etapa de exploración de campo.	30
Fotografía 6. Muestras del perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado V recuperadas durante la etapa de exploración de campo.	30
Fotografía 7. Muestras del perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado III recuperadas durante la etapa de exploración de campo.	32
Fotografía 8. Muestras del perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado II recuperadas durante la etapa de exploración de campo.	33
Fotografía 9. Estado actual del sitio en estudio.	41
Fotografía 10. Análisis de estabilidad para la condición proyectada-Condición Estática.	49
Fotografía 11. Análisis de estabilidad para la condición proyectada-Condición Pseudo Estática.	49

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Profundidad alcanzada por los sondeos exploratorios.....	11
Tabla 2. Tipo y cantidad de ensayos de laboratorio.	15
Tabla 3. Perfil estratigráfico típico del sitio en estudio.....	23
Tabla 4. Posición del nivel freático con respecto al nivel actual del terreno.....	28
Tabla 5. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito antrópico.	30
Tabla 6. Ensayos de laboratorio realizados sobre el perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado V.....	31
Tabla 7. Ensayos de laboratorio realizados sobre el perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado II	34
Tabla 8. Parámetros del macizo rocoso (Hoek and Brown) utilizados en la modelación geotécnica.....	39
Tabla 9. Parámetros de resistencia utilizados en la modelación geotécnica.....	40
Tabla 10. Parámetros geotécnicos para la estructura de contención en pilas.	42
Tabla 11. Localización pilas de contención.	43
Tabla 12. Parámetros para el diseño de obras de contención	45
Tabla 13. Parámetros sísmicos según NSR-10 para el proyecto.	45
Tabla 14. Escala de valoración de los factores de seguridad según la NSR-10.	47
Tabla 15. Escala de valoración de los factores de seguridad según la US Army Corps of Engineers (Octubre 2003).	47
Tabla 16. Factores de seguridad promedio obtenidos de los modelos de análisis de estabilidad por equilibrio de la condición proyectada.	48

1 INTRODUCCIÓN

PAECIA S.A.S. adelanta los estudios y diseños para la definición las obras necesarias para optimizar la estabilidad de un sitio crítico en la vía de acceso al barrio La Honda en el sector Versalles del municipio de Medellín (Antioquia).

Por tal motivo PAECIA S.A.S., contactó a la empresa consultora CONSULCIVIL S.A.S. para la realización del estudio geológico-geotécnico y definición y diseños estructural de las obras requeridas para la optimización de la estabilidad del sitio afectado y de las recomendaciones necesarias para su correcto manejo.

1



Fotografía 1. Vista general de la problemática presentada sobre la vía.

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 diseño de las obras de contención y las obras complementarias orientadas a optimizar la estabilidad geotécnica y estructural del proyecto.

2 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El sector en estudio se encuentra ubicado al costado izquierdo de la carrera 27 N 71-103, en la vía de acceso del sector Versailles No.2, en el barrio la Honda de la comuna 3 (Manrique) en el municipio de Medellín, Antioquia. Las coordenadas aproximadas del lugar de estudio son 6°15'57.46"N y 75°32'26.31" O, en el sistema coordenado WGS84.

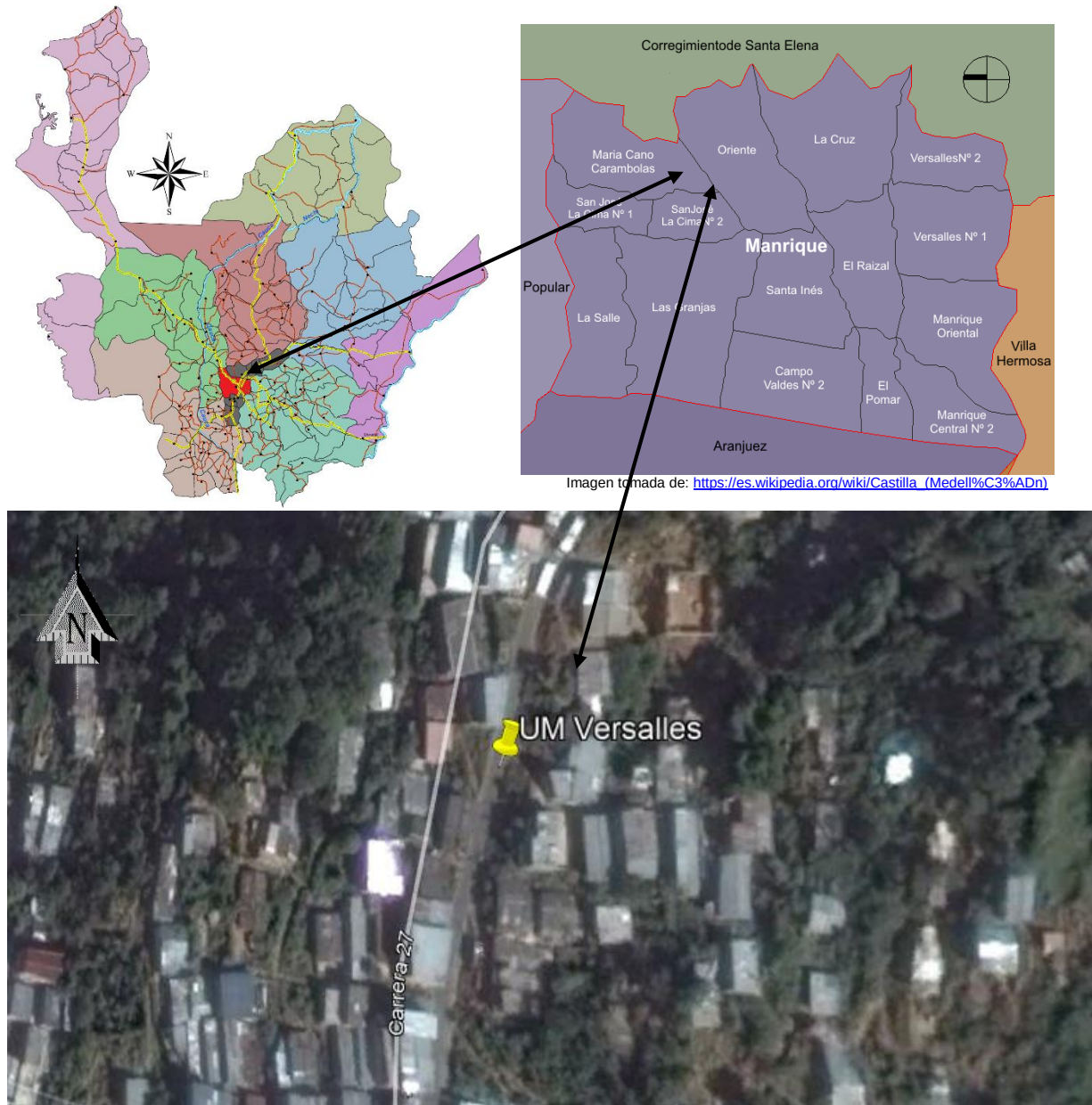


Figura 1. Localización general del lote en estudio.



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).
- Descripción y caracterización de las unidades litológicas y formaciones superficiales que afloran en el sector en estudio y su incidencia en los fenómenos de inestabilidad presentes en el sector de estudio.
- Identificación de las unidades litológicas con sus características geológicas, de resistencia y comportamiento general del sector en estudio.
- Identificación de rasgos estructurales como fallas, diaclasas y fracturas en sector afectado.
- Espesor y características geo-mecánicas de los perfiles de meteorización en el sector de estudio.
- Identificación, localización, descripción y diagnóstico de los fenómenos de inestabilidad presentados en el sector de estudio.
- Análisis de estabilidad de los sectores afectados mediante el uso de software especializado Slide V 7.0 y/o Rs2
- Determinación de problemas geológico - geotécnicos, caracterización de éstos y diseño de las obras necesarias para optimizar la estabilidad del sector en estudio.
- Diseño estructural de la obra de estabilización propuesta.

4 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA PROBLEMÁTICA PRESENTADA

El mes de Noviembre de 2017 se presentó una pérdida de banca parcial en el vía de acceso al barrio La Honda, en el sector conocido como Versalles, del municipio de Medellín específicamente en la Cra. 27 N. 71-103, dicho proceso ocasionó el cierre de la vía ante la disminución del ancho de la banca, dejando incomunicadas un número considerable de personas. A raíz de dicha situación el municipio de Medellín declaró la atención del sitio crítico como Urgencia Manifiesta.

5



Figura 3. Estado actual del sitio de crítico.

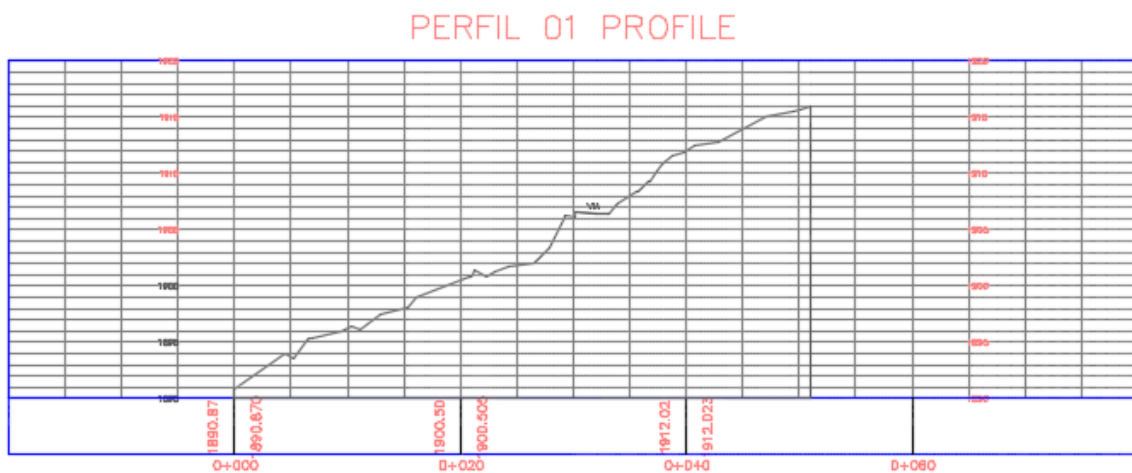


Figura 4. Vista en perfil de la situación actual del sitio en estudio.

5 ANTECEDENTES

5.1 ACUERDO 048 DE 2014 (DEPARTAMENTO DE PLANEACIÓN - ALCALDÍA DE MEDELLÍN, 2014)

De acuerdo con el mapa de amenaza por movimiento en masa el sitio en estudio se encuentra en una zona catalogada como de amenaza alta.

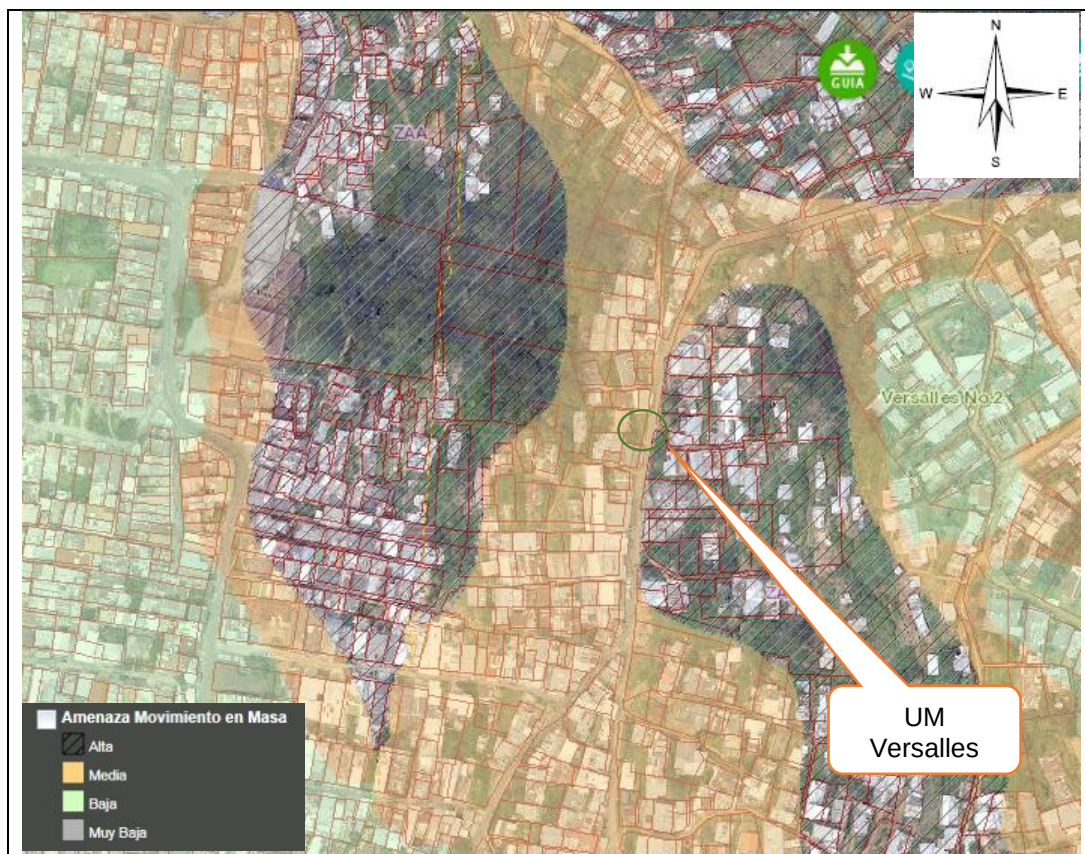


Figura 5. Mapa de amenaza por movimiento en masa (Departamento de Planeación - Alcaldía de Medellín, 2014).

De acuerdo al Mapa de Zonificación de la Aptitud Geológica del Acuerdo 046 de 2006, el sitio en estudio se encuentra en Áreas con Restricciones Geológicas Severas. Estas áreas se explican a continuación:

Áreas con restricciones geológicas severas (inestables no utilizables). Son áreas afectadas por procesos geológicos activos e inactivos o que se consideren susceptibles a procesos de remoción en masa e inundación y que presentan un alto grado de deterioro que en caso de ser posible su recuperación implicaría grandes

inversiones. Se considera que la factibilidad de ubicar en estas zonas o en parte de ellas desarrollos urbanísticos, estará supeditada a la ejecución de un estudio geotécnico de detalle e hidrológico y a la realización de las obras de protección y estabilización requeridas por el mismo. Las áreas que dicho estudio determine como no aptas para vivienda deben tener un uso de protección, tales como parques o senderos ecológicos, áreas de reforestación, entre otros.

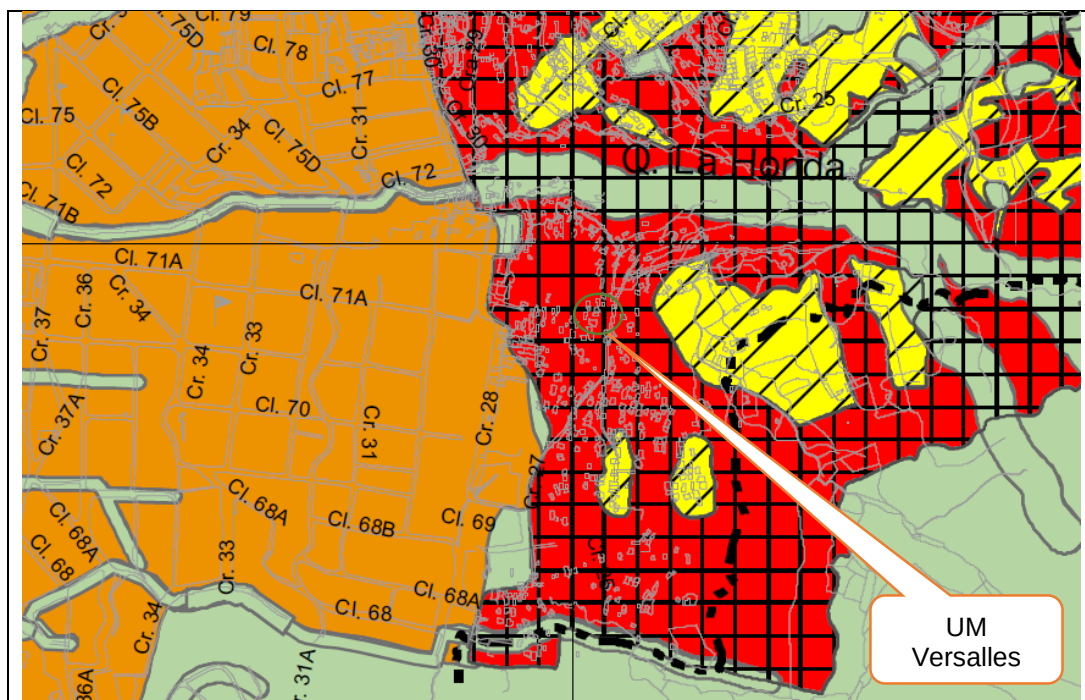


Figura 6. Aptitud geológica UM Versalles. (Municipio de Medellín, 2006).

5.2 ANÁLISIS MULTITEMPORAL

Plancha 193-194 de 1972 – IGAC. El sitio en estudio está localizado en el flanco sur de la divisoria de aguas de la quebrada La Honda y El Ahorcado. El terreno en este sector presenta pendientes muy altas y un grado de incisión bajo, presentándose como una ladera recta aproximadamente. Específicamente el sitio en estudio está ubicado en el talud exterior de un camino. Al occidente del sitio se observa una geoforma de cicatriz de movimiento en masa.

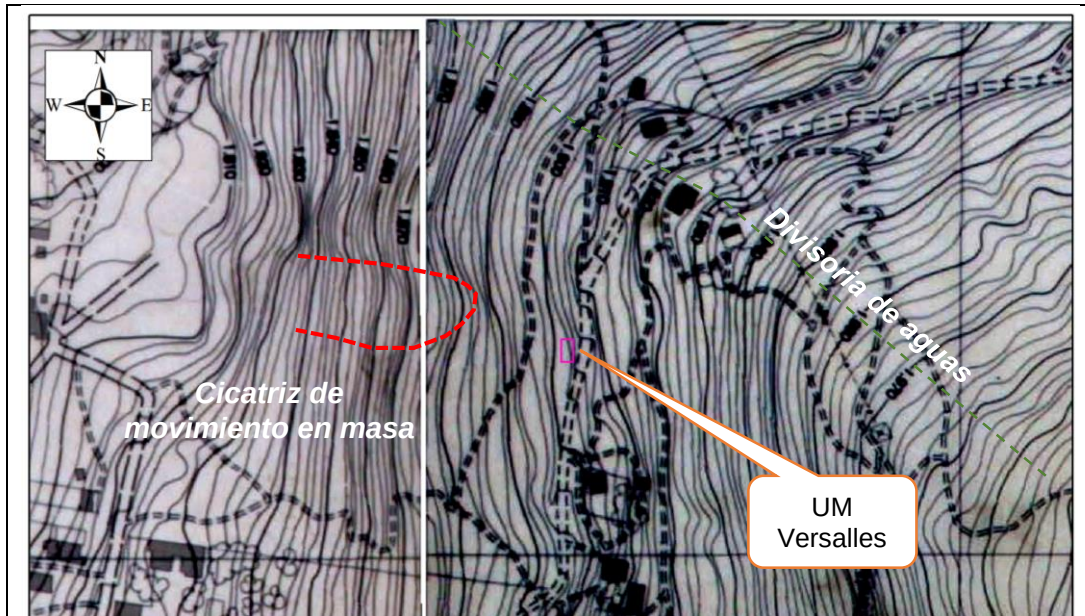


Figura 7. Plancha 193-194 de 1972 – IGAC.

Fotografía aérea año 1976. Para el año 1976 el camino presenta un corte en el talud externo. En el sitio en estudio no se presentan modificaciones. Al occidente se identifica una cantera.

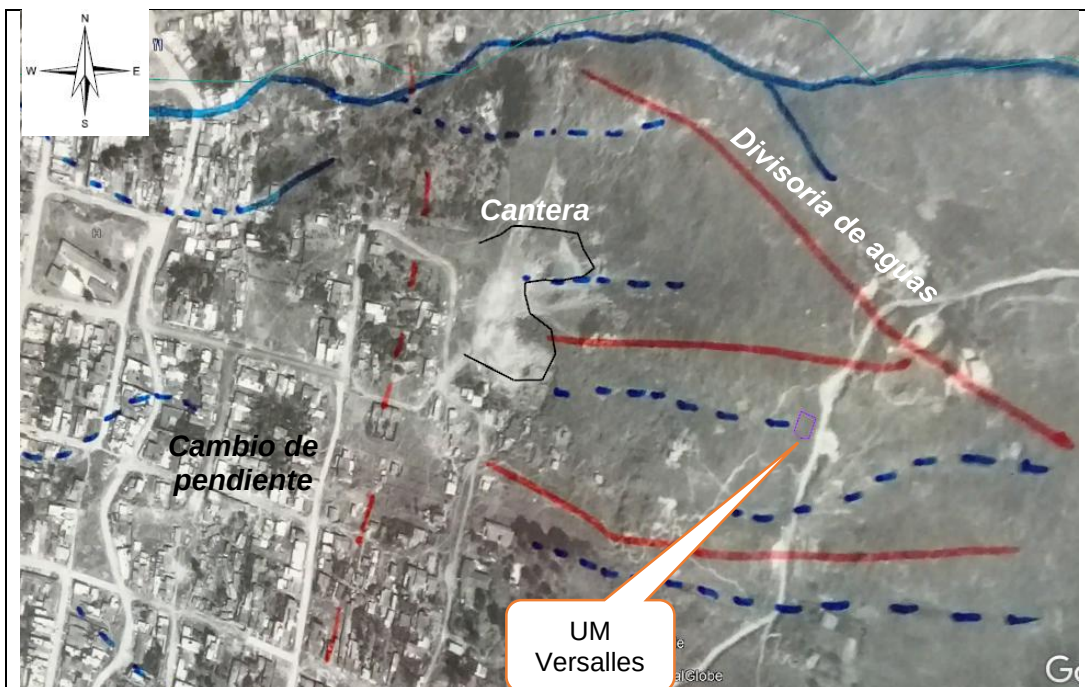


Figura 8. Fotografía FD87/F3/33 de 1976.

Fotografía aérea 1983. En el sector del sitio en estudio se observa el aumento de la densidad poblacional. Hacia el occidente se tiene el avance de la cantera ladera arriba.

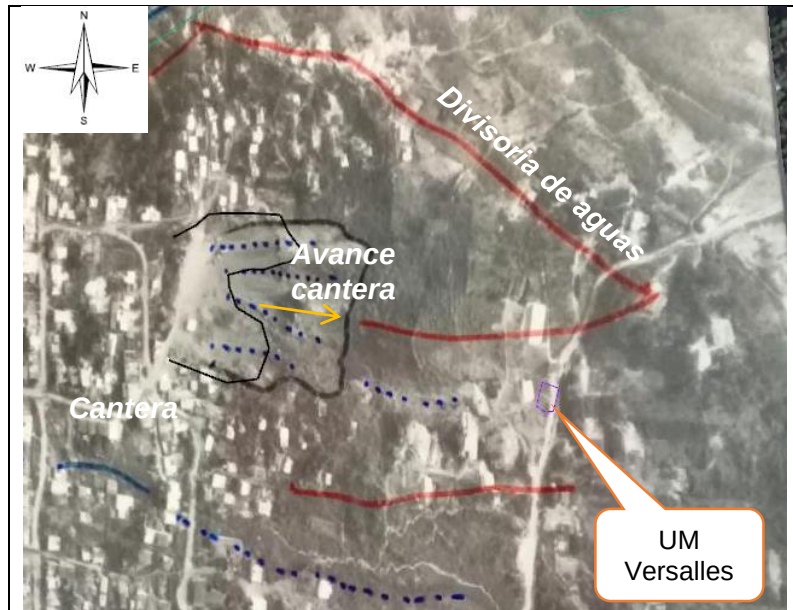


Figura 9. Fotografía R893/F8B/F57 de 1983.

Fotografía aérea 1994. En este año la cantera se encuentra inactiva y en su parte inferior se presenta una alta densidad de viviendas. En el sector de estudio la densidad poblacional sigue en aumento.

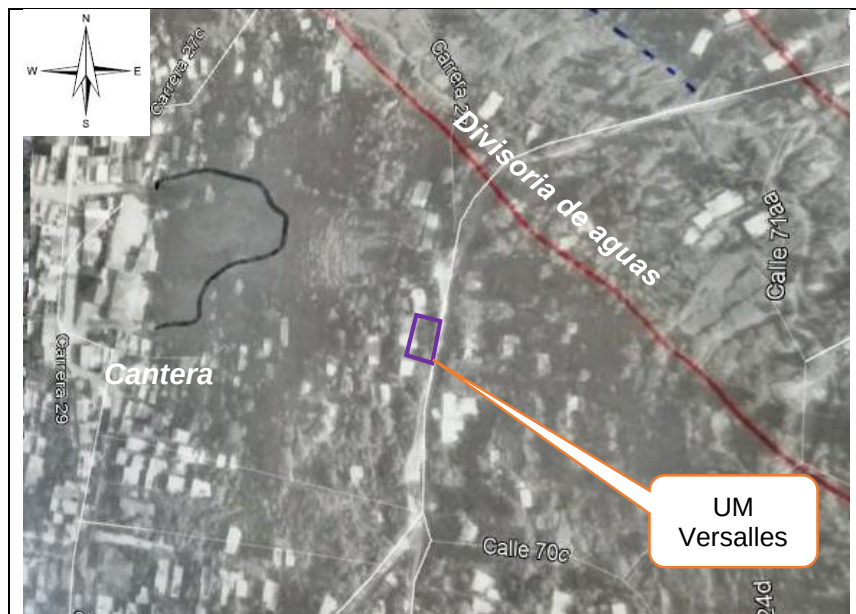


Figura 10. Fotografía Geovial 65/3/F33/F104 de 1994.

Imágenes satelitales



10

Figura 11. Imágenes satelitales 2015-2016.

Con base en la fotografía aérea y las imágenes satelitales se puede concluir en dentro del polígono en estudio y los alrededores no se han presentado procesos de inestabilidad de gran magnitud que hayan afectado la estabilidad del sitio en estudio.

6 ETAPA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO

Esta etapa, que cuenta con Certificado Vigente ISO 9001 CO-SC-CER 171393-1, se adelantó mediante la ejecución de dos (2) perforaciones exploratorias realizadas con taladro mecánico por los sistemas de percusión, lavado y rotación con broca de diamante de 20,00 m de profundidad. 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-2, su localización en planta se presenta en el Anexo 1 que se incorpora al final del presente informe.

Tabla 1. Profundidad alcanzada por los sondeos exploratorios

SONDEO EXPLORATORIO (No.)	PROFUNDIDAD (m)
P-1	20,00
P-2	20,00
TOTAL	40,00

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.

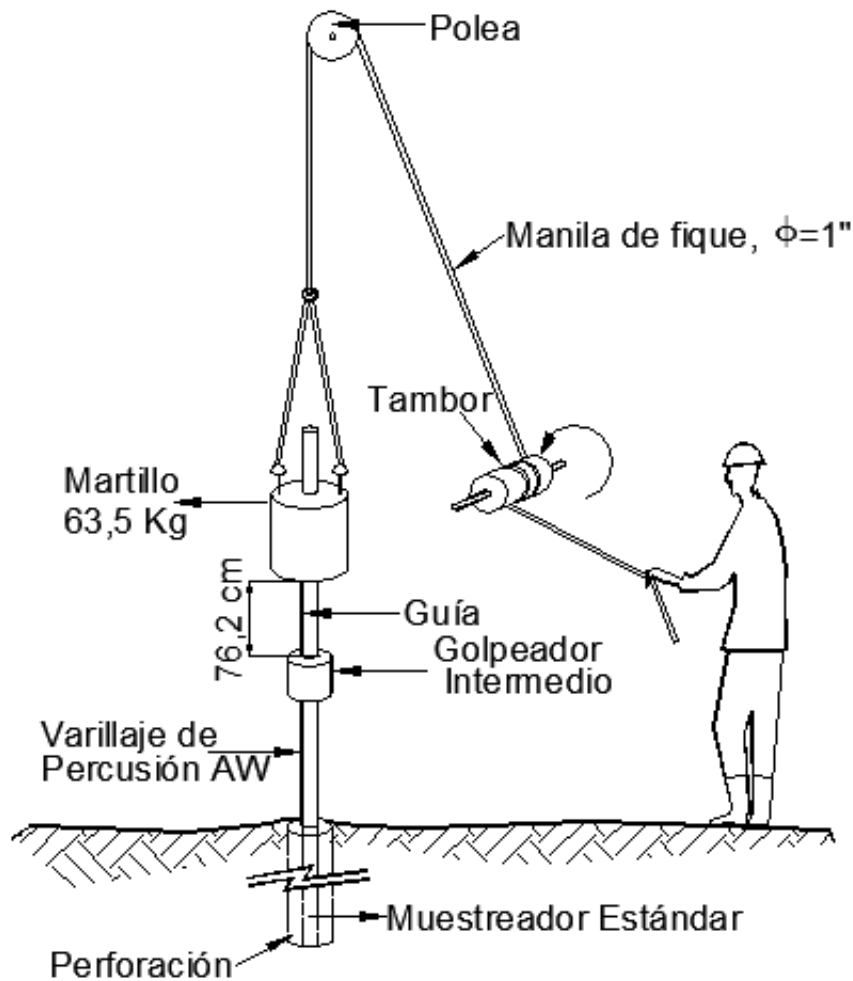
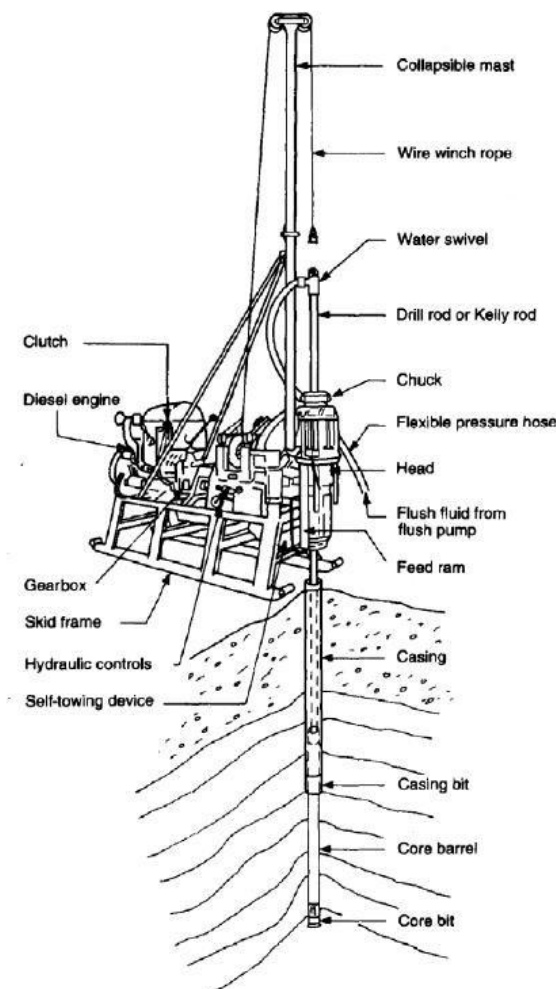


Figura 12. Procedimiento para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).



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

Las perforaciones a rotación con broca de diamante, son sondeos mecánicos, con extracción de testigo continuo, con o sin agua, mediante barrenas simples o dobles que llevan en su borde inferior una corona cortadora. Sirven para todo tipo de suelos o rocas, aunque la corona puede presentar problemas de abrasión, o desviaciones al atravesar bolos o gravas gruesas.



13

Figura 13. Procedimiento para la realización de perforaciones exploratorias mediante rotación con broca de diamante.

Los testigos de las muestras tomadas permanecerán en el laboratorio de 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 la PAECIA S.A.S. con respecto al uso que a las muestras deba dárseles, CONSULCIVIL S.A.S. dispondrá de ellas de la manera que considere más conveniente.



Sondeo exploratorio P-1.

Fotografía 3. 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*) y resistencia a la compresión confinada en roca. Los ensayos realizados fueron los siguientes:

15

Tabla 2. Tipo y cantidad de ensayos de laboratorio.

TIPO DE ENSAYO	CANTIDAD
<i>Contenido de humedad natural</i>	3
<i>Límites de consistencia (Atterberg)</i>	3
<i>Granulometría por tamizado</i>	3
<i>Compresión en roca</i>	1
TOTAL	10

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

La ladera en estudio se localiza en el municipio de Medellín, en la vertiente oriental del Valle de Aburrá, en la zona de divisoria de aguas de las quebradas La Honda y E I Ahorcado. Estas quebradas en su tránsito labran unidades de roca ígnea ultramáfica del tipo Dunita de Medellín, la cual a esta altura se encuentra intruída por unidad ígnea granítica del Stock de Media Luna, el cual es asociado al Batolito Antioqueño. Hacia el occidente y luego del lineamiento de la Falla Rodas se encuentra la Anfibolita de Medellín como cuerpos aislados; en esta misma zona las unidades y sus contactos están cubiertos por depósitos de vertiente.

16

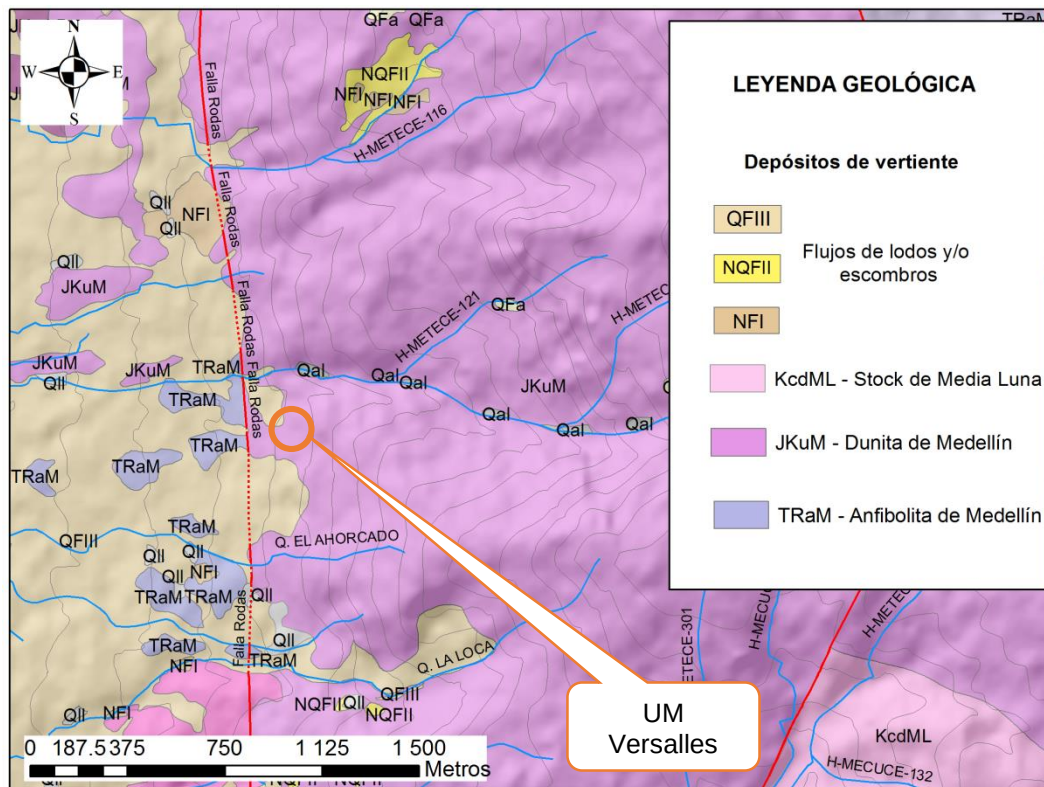


Figura 14. Geología regional del sitio en estudio (AMVA, 2006).

A continuación se presenta las principales características de las unidades geológicas que enmarcan el sitio de estudio:

Complejo El Retiro – Anfibolita de Medellín (PRam). El Complejo El Retiro, de acuerdo con el mapa geológico de la Plancha 147 (Rodríguez, Zapata, González, & Cossio, 2005), agrupa las metamorfitas de medio a alto grado en condiciones de media a baja presión que afloran entre las poblaciones de Medellín y El Retiro en el Departamento de Antioquia, Colombia, en las unidades denominadas Anfibolitas de Medellín, Migmatitas de Puente Peláez, Neis Milonítico de Sajonia, Neis de La Ceja y Granofels de Normandía.

Son rocas constituidas esencialmente por hornblenda y plagioclasa, de textura por lo general isotrópica a bandeada, en ocasiones difícil de diferenciar de un gabro o una diorita, estas rocas han sufrido un metamorfismo de medio a alto grado. A nivel de afloramiento en el Valle de Aburrá, esta roca se encuentra profundamente meteorizada, con desarrollo de suelos residuales con espesores superiores a los 20 m, de carácter limoso, color amarillento a amarillo rojizo predominantemente y están cubiertos frecuentemente por los depósitos de vertiente derivados de estas mismas rocas. Es común un cambio gradual a un saprolito limoarenoso de color gris verdoso con láminas blancas, el cual presenta estructuras heredadas de la roca parental y donde se define la textura de la roca bandeada. Los afloramientos de los diferentes cuerpos de anfibolita se destacan por una morfología de cerros y pendientes fuertes a moderadas, cortas, con una zona donde la topografía es relativamente plana y las rocas presentan un avanzado estado de meteorización. La roca fresca in situ se observa en la parte alta de las vertientes montañosas escarpadas. Según comunicación verbal con Restrepo (en prensa) la sección tipo de estas anfibolitas estaría en cercanías de la quebrada Santa Elena y deberían por tanto retomar este nombre, o sea .Anfibolitas de Santa Elena.

Dunita de Medellín (JKum): 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 y Sánchez, 2004). Se trata de una roca 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. Esta litología conforma las zonas de topografía más abrupta que se observan al oriente del Valle de Aburrá (comuna nororiental), entre las que se incluyen las vertientes escarpadas. La meteorización de estas rocas genera suelos residuales que dependiendo de factores tales como el grado de fracturamiento del macizo, inclinación de la vertiente, geoformas presentes y condiciones hidrológicas, presentan condiciones y características muy diversas, con espesores variables entre 10 y 40 m, como fue encontrado en una exploración en el barrio Aranjuez. 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. Adicionalmente, debe mencionarse que gracias al fuerte efecto tectónico y la posibilidad de disolución de los materiales allí presentes, existen zonas pseudocársticas con drenajes subterráneos, como se presenta hacia la zona del altiplano en terrenos del corregimiento de Santa Elena.

Los antecedentes del área de la vertiente oriental de Medellín y sus zonas vecinas (Santa Elena), dan cuenta de que la unidad de Dunita es propensa a presentar un fenómeno de disolución de minerales ferromagnesianos a través del interior de las grietas y los planos de debilidad ubicados en la zona de circulación del agua que con el pasar del tiempo da lugar a una red altamente anisotrópica e interconectada de túneles o cavernas de tamaño centimétrico a decimétrico. Estas tubificaciones permiten el flujo concentrado de aguas subterráneas. (Herrera, Hoyos, & Vélez, 2008).

Stock de Media Luna. Hace parte de las rocas del Batolito Antioqueño. Se encuentra aflorando en la vereda Media Luna, sobre la vía principal que de Santa Elena conduce a Medellín. Presenta, al igual que el Batolito Antioqueño, una composición cuarzodiorítica de textura fanerítica media.

Flujos de escombros y/o lodos (QFa, QFIV, QFIII, NQFII, NFI, NFprel): 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. 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. Sin embargo, dada la mecánica del fenómeno, que no permite una selección o clasificación del material, pueden existir dentro del mismo depósito zonas que correspondan a flujos de escombros y otras a flujos de lodos. El estado de meteorización, su grado de incisión y altura respecto al fondo de las vaguadas permitirá definir su edad relativa y grado de estabilidad.

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 de diferentes niveles. Los depósitos asociados a estas zonas aluviales se caracterizan por presentar una ligera imbricación, selección moderada y alto grado de redondez de los bloques, que los diferencia de los depósitos aluviotorrenciales. Desarrollan geoformas de superficies suaves, prácticamente

planas, dispuestos en franjas irregulares que siguen las principales corrientes que drenan el río Aburrá.

8.2 ESTRUCTURAS TETÓNICAS

Al Oriente del Valle de Aburrá se han identificado una serie de fallas regionales con tendencia NS-NNW, pertenecientes al Sistema de fallas del Borde Occidental de la Cordillera Central, dentro las cuales se destacan la Falla Rodas y La Acuarela. Estas fallas hacen parte e influyen en la dirección de las fajas de rocas metamórficas, las direcciones de foliación y la disposición de la faja de rocas ultrabásicas representadas por la Dunita de Medellín.

19

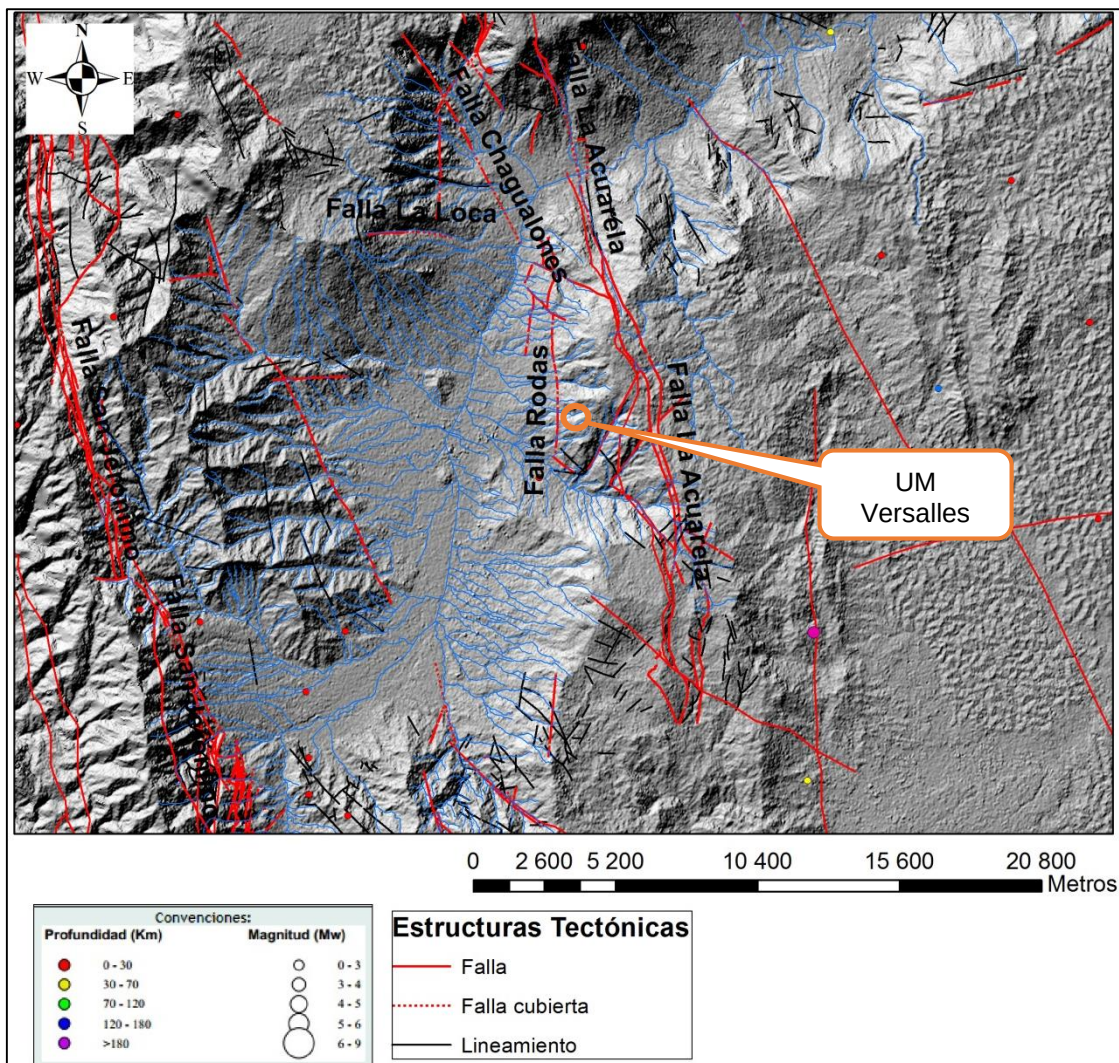


Figura 15. Principales estructuras tectónicas en el sector oriental del Valle de Aburrá.

A continuación se describen las principales fallas que afloran en el sector:

Falla Rodas: ha sido considerada como una falla inversa con dirección general NS/45°NE. Se considera como el límite tectónico de la Dunita de Medellín (escama delgada de rocas ultra básicas de aproximadamente 600 m de espesor) sobre rocas metamórficas del Complejo El Retiro, límite generado mediante un cabalgamiento de ángulo bajo o sub-horizontal menor de diez grados (10°) en el borde occidental y un poco más inclinado en el borde oriental, de acuerdo a la interpretación a partir de cortes geológicos. No hay evidencias de actividad reciente, por lo que es considerada como de muy baja a nula actividad. (GRUPO DE SISMOLOGIA DE MEDELLÍN, 1999) citado en AMVA (2006).

Falla Acuarela. Es una falla de rumbo de dirección N-S a NNW que se une a las trazas de falla del Sistema Belmira. Localmente esta falla se bifurca en dos trazas que limitan al Gneis Milonítico de Sajonia y lo ponen en contacto al occidente con la Dunita de Medellín y las Anfibolitas de Medellín, y al oriente con las Anfibolitas de Medellín.

La falla Acuarela en inmediaciones de Bello tienen asociada evidencias de afectación tectónica en Bello en el barrio Santa Ana (Estec, 1983) citado en (AMVA, 2006), que afecta las cenizas volcánicas y que lo localizan en los últimos 10.000 años, además teniendo en cuenta que se encontraron evidencias de afectación tectónica en el Llano de Ovejas con diaclasas que afectan un paleosuelo y el suelo actual, el AMVA (2006) propone suponer que se tiene un fallamiento ocurrido recientemente, en los últimos 10000 años. Con estas consideraciones el AMVA (2006), propone asignar un sismo probable de magnitud Mw 6,6 a la falla Acuarela y un grado de actividad de bajo a moderado.

Al occidente del Valle de Aburrá se encuentra el sistema de Falla de San Jerónimo con una tendencia N a NW y una serie de lineamientos con tendencia generalmente entre NW a E-W.

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, 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. A la falla San Jerónimo se le asigna un grado de actividad de bajo a moderado (AMVA, 2006).

Localizada a unos 16 km al occidente de la ciudad de Medellín, presenta 29 km de longitud con disposición estructural NS-N10°W/70°E-30°W, con evidencias de desplazamiento en el Cuaternario Tardío entre la quebrada Mirandita y La Sopetrana (en inmediaciones de Sopetrán); sin embargo le asignan un grado de actividad de bajo

a moderado, a partir de otras evidencias encontradas 3 km al NE de la población de San Jerónimo.

En el 2005 se propuso una segmentación para ella 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 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).

21

Falla Iguaná – Boquerón. 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. Corresponde a la traza del sistema Romeral más cercana al valle del río Medellín, con dirección N80°W – N20°W y controla en parte el cauce de la quebrada La Iguaná (Departamento administrativo de planeación, 2012).

En el valle de la quebrada La Iguaná, 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, de 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).

De acuerdo con este registro de 24 años (desde 1993 hasta el 2017), en el sitio en estudio no se han presentado eventos sísmicos. No se identificaron reportes de afectaciones en los suelos del sitio de estudio por movimientos sísmicos.

8.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

El sitio en estudio está localizado en la parte alta de la vertiente oriental del Valle de Aburrá en donde se presenta un cambio de pendiente en la cota 1820 m.s.n.m. aproximadamente orientado de Norte a Sur que separa superficies moderadas en depósitos de pendientes moderadas al occidente y ladera de altas pendientes con presencia de lomos al oriente; es aquí donde se encuentra el sitio en estudio.

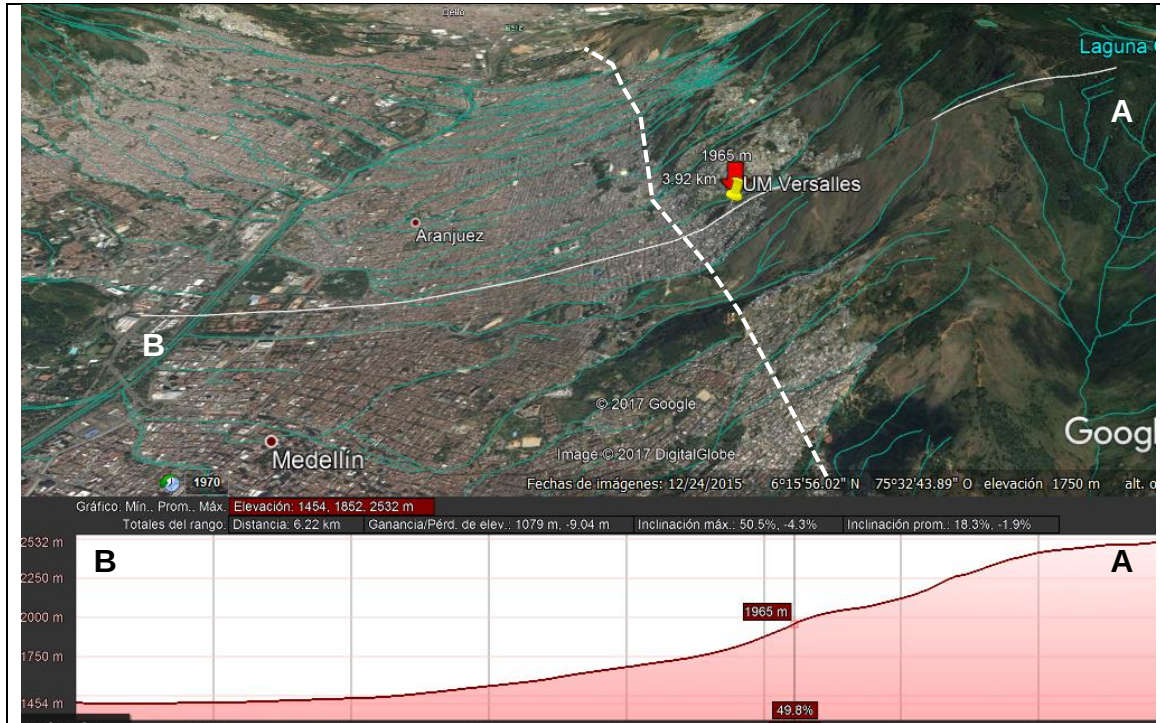


Figura 16. Contexto geomorfológico regional.

8.4 GEOLOGÍA LOCAL

De acuerdo con la revisión de las muestras recuperadas en los sondeos exploratorios de la etapa de exploración del subsuelo, se identificó el siguiente perfil estratigráfico:

Tabla 3. Perfil estratigráfico típico del sitio en estudio.

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
0.00 – 2.45	Depósito antrópico (lleno). Conformado por materiales de textura areno limosa de compacidad relativa variable entre suelta y densa. Posee humedad intermedia y color gris. Entre 0.00-1.00 m embebe gravas alóctonas de diferente composición.	
3.00 – 5.45	Grado V de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita. Constituida por suelos de textura limosa de consistencia blanda a media. Posee humedad intermedia y color anaranjado con tonos verdes por la presencia de serpentina. Preserva en grado moderado la estructura parental.	
5.45 – 11.50	Grado III de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita. Roca altamente meteorizada con desarrollo de pátina penetrativa de color anaranjado. Presenta estructura masiva, color gris oscuro y serpentina secundaria en las caras de las fracturas. Se encuentra fuertemente fracturada, recupera como núcleos tamaño grava hasta de 20.00 cm de longitud. RQD=20%.	

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
11.50 – 20.00	Grado II de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita. Roca moderadamente meteorizada de color negro con sectores anaranjados hacia las caras de los núcleos. Presenta estructura masiva. Se encuentra moderadamente fracturada con núcleos de hasta 25.00 cm de longitud, con RQD de 25% a triturada entre 18.50 m y 20.00 m, con fragmentos menores que 10.00 cm de longitud, con RQD de 0%.	

8.5 GEOMORFOLOGÍA LOCAL

El sitio en estudio está localizado en el flanco sur de la divisoria de aguas de la quebrada La Honda y El Ahorcado. El terreno en este sector presenta pendientes muy altas y un grado de incisión bajo, presentándose como una ladera recta aproximadamente. Específicamente el sitio en estudio está ubicado en el talud exterior de la carrera 27, el cual cuenta con una altura de 3.00 m aproximadamente y presenta pendientes escarpadas (Fotografía 4, Figura 17).



Fotografía 4. Talud inferior a la banca de la vía en el tramo afectado.

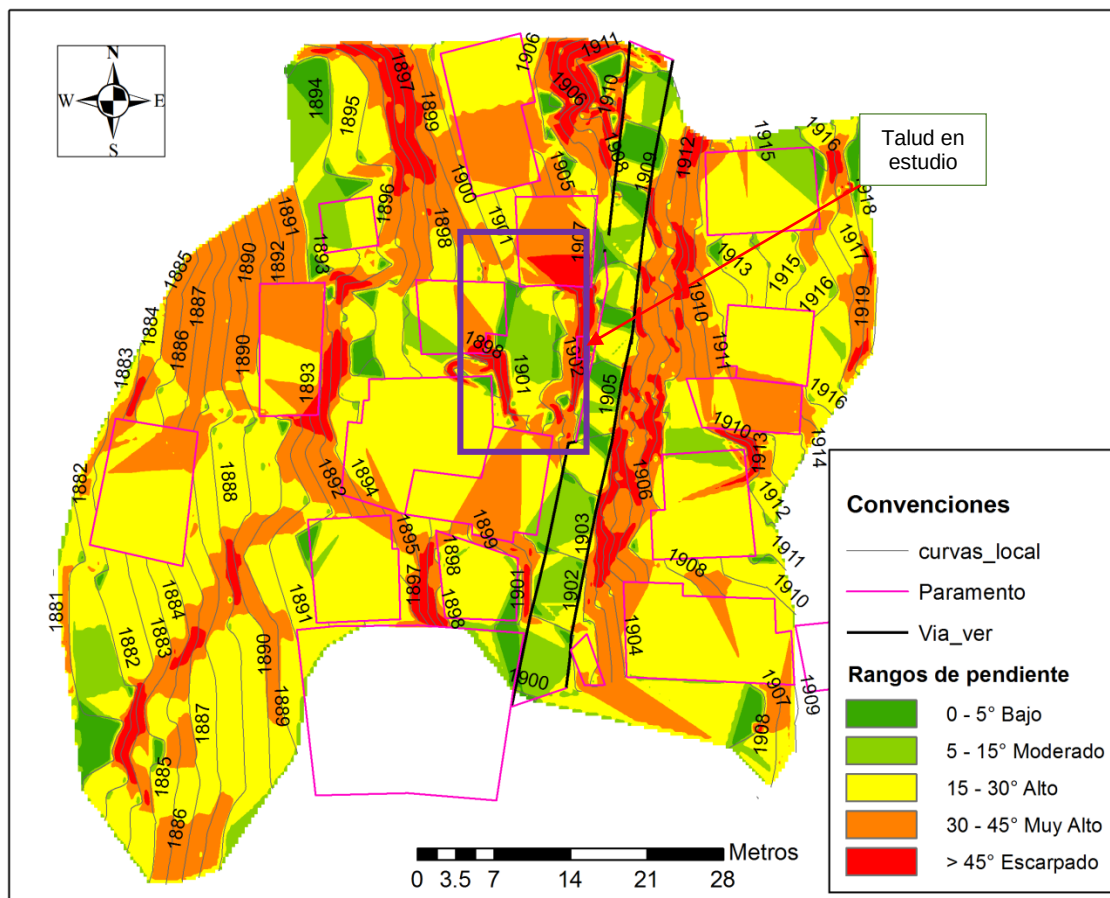


Figura 17. Mapa de rango de pendientes del sitio en estudio.

El talud externo de la vía interna presentó un proceso de remoción en masa en el que una cuña del terreno de aproximadamente 1.00 m de espesor se desprendió del talud, desconfinando 1.00 m del ancho efectivo de la banca de la vía (Figura 18 y Figura 19). El desprendimiento dejó una corona con una amplitud de 14.00 m, un escarpe de 3.00 m, una longitud de 2.00 m aproximadamente y generó una cuña de material de aproximadamente 1.00 m de espesor.

La inestabilidad ocurrida en el talud externo de la carrera 27 es el resultado de la combinación de factores antrópicos tales como la conformación de un corte de pendientes escarpadas para la implantación de una vivienda sin especificaciones técnicas en el lote inferior, combinado con factores ambientales tales como una alta pluviosidad que generó una erosión concentrada inicial y luego saturación excesiva de los suelos que conformaban la intervención antrópica.

En este orden de ideas, la variación en la saturación en los materiales de la superficie y la topografía escarpada del sitio de estudio, favorecieron la ocurrencia de un proceso de remoción en masa del tipo desgarre superficial, que generó una masa de material de aproximadamente 1.00 m de espesor.

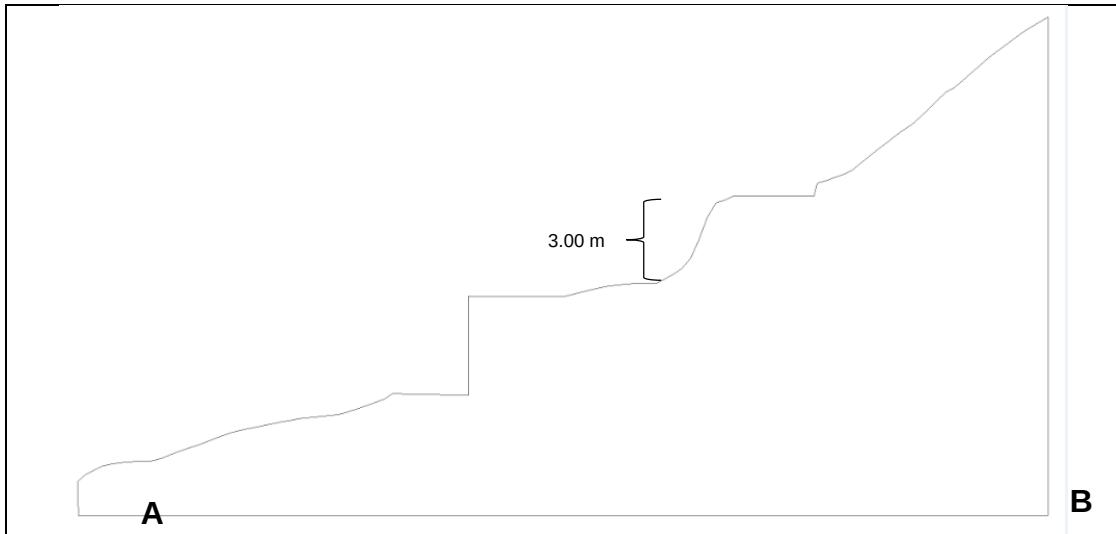


Figura 18. Perfil esquemático de la topografía actual.

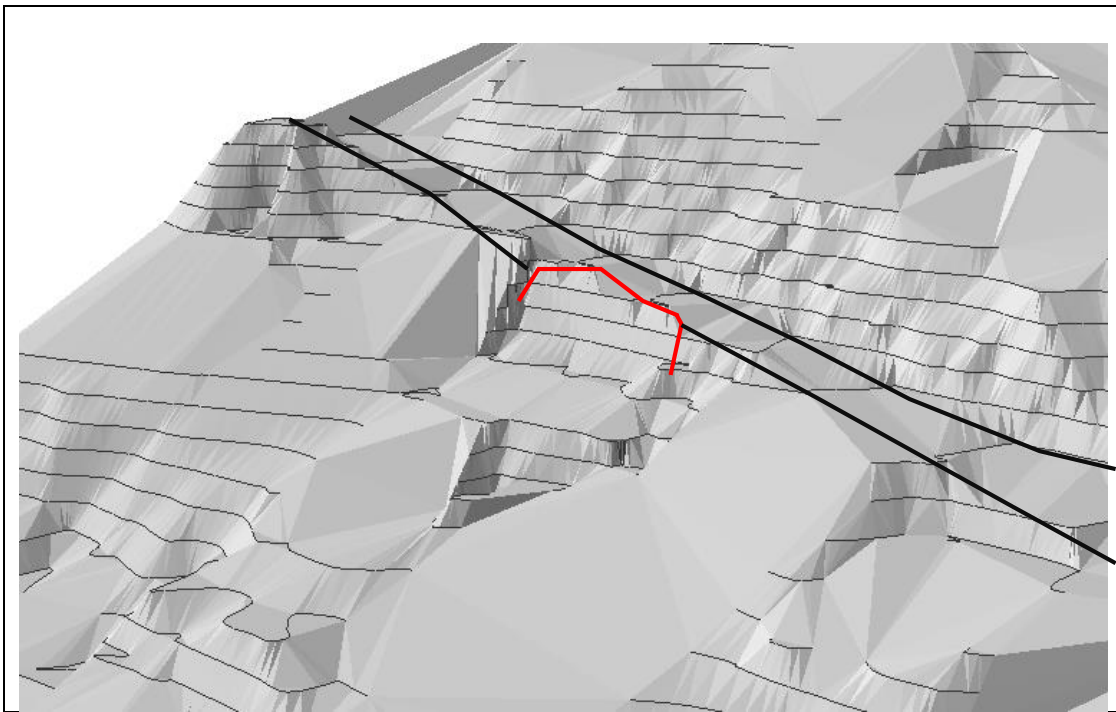


Figura 19. Modelo de elevación.

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 no se detectó en ninguno de los sondeos exploratorios realizados en el sitio de estudio, sin embargo es importante resaltar que el nivel freático presenta fluctuaciones asociadas a por periodos invernales o de verano intenso y/o prolongado.

Tabla 4. Posición del nivel freático con respecto al nivel actual del terreno.

SONDEO EXPLORATORIO (No.)	POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO (m) (*)
P-1	No se detectó
P-2	No se detectó

(*) 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 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Teniendo en cuenta los resultados de los dos (2) 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 un depósito antrópico y un perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita.

PROFUNDIDAD [m]		PERFORACIÓN	
		P-1	P-2
0,00	0,50	2,45	0,45
0,50	1,00		8,45
1,00	1,50		
2,00	2,50		
3,00	3,50		
4,00	4,50		
5,00	5,50		
6,00	6,50		
7,00	7,50		
8,00	8,50		
9,00	9,50		
10,00	10,50		
11,00	11,50		
12,00	12,50		
13,00	13,50		
14,00	14,50		
15,00	15,50		
16,00	16,50		
17,00	17,50		
18,00	18,50		
19,00	19,50		

<i>Depósito antrópico</i>
<i>Grado V de meteorización de roca Ultramáfica tipo Dunita</i>
<i>Grado III de meteorización de roca Ultramáfica tipo Dunita</i>
<i>Grado II de meteorización de roca Ultramáfica tipo Dunita</i>

- **Depósito antrópico (Lleno):**

El depósito antrópico se detectó desde superficie hasta una profundidad máxima de 2,45 correspondiente al sondeo exploratorio P-1. Este estrato está conformado por materiales de textura areno arcillosa de compacidad relativa variable entre suelta y densa. Posee humedad intermedia y color gris, anaranjado y pardo. Sobre el sondeo exploratorio P-1 el depósito antrópico presenta entre 0,00 – 1,00 m de profundidad.



P1-M3, Prof: 2,00 – 2,45 m



P2-M1, Prof: 0,00 – 0,45 m

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

Sobre este estrato se realizó una clasificación granulométrica que identificó la muestra como arena limosa, con un contenido de humedad de 25% y un porcentaje de finos 45%.

Tabla 5. Ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito antrópico.

MUESTRA	Prof. [m]	W [%]	L.L. [%]	I.P. [%]	L.P. [%]	UCSC	P. 200 [%]
P1-M2	1,00-1,45	25	33	12	21	SC	45

• **Grado V de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita:**

El grado V de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita, se identificó únicamente en el sondeo exploratorio P-1 entre 3,00 – 5,45 m de profundidad. Este estrato se encuentra constituido por suelos de textura arcillosa de consistencia blanda a media, posee humedad intermedia y color anaranjado con tonos verdes por la presencia de serpentina. Preserva en grado moderado la estructura parental.



P1-M6, Prof: 5,00 – 5,45 m

Fotografía 6. Muestras del perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado V recuperadas durante la etapa de exploración de campo.

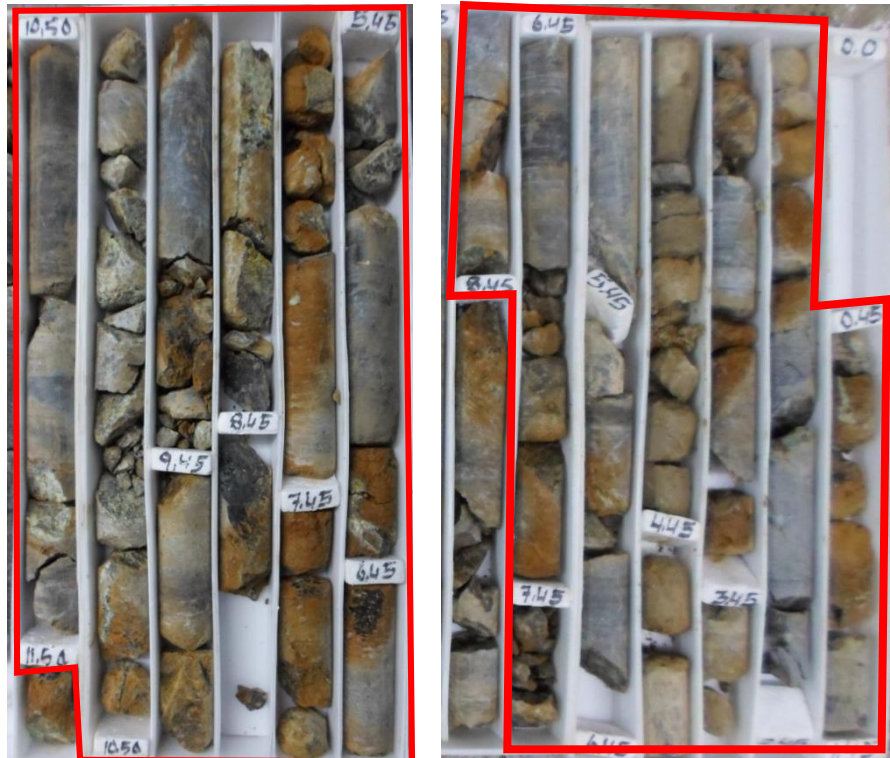
Sobre este estrato se realizaron dos (2) clasificaciones granulométricas que identificaron las muestras como gravas arcillosas (GC) con un contenido de humedad entre 13-25% con una media de 19%, y un contenido de finos promedio de 15%.

Tabla 6. Ensayos de laboratorio realizados sobre el perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado V

MUESTRA	Prof. [m]	W [%]	L.L. [%]	I.P. [%]	L.P. [%]	UCSC	P. 200 [%]
P1-M4	3,00-3,45	13	35	11	24	GC	14
P1-M6	5,00-5,45	25	51	23	28	GC	17
PROMEDIO		19	43	17	26		15
MÁXIMO		25	51	23	28		17
MÍNIMO		13	35	11	24		14

- Grado III de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita.**

El grado III de meteorización de roca ultramáfica tipo dunita, se identificó en ambos sondeos exploratorios subyaciendo al perfil de meteorización en grado V y al depósito antrópico respectivamente. Este estrato se constituye por una roca altamente meteorizada con desarrollo de pátina penetrativa de color anaranjado. Presenta estructura masiva, color gris oscuro y serpentina secundaria en las caras de las fracturas. La roca se encuentra fuertemente fracturada, recupera como núcleos tamaño grava hasta de 25,00 cm de longitud. RQD variable entre <10% - 20%. Sobre el sondeo exploratorio P-2, el estrato presenta desarrollo e suelo de textura limosa entre 4,00-4,45 m de profundidad.



P1

Prof: 5,45 – 11,50 m

P2

Prof: 0,45 – 8,45 m

Fotografía 7. Muestras del perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado III recuperadas durante la etapa de exploración de campo.

- **Grado II de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita**

El grado II de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita, se identificó en ambos sondeos exploratorios, subyaciendo al perfil de meteorización en grado III. Este estrato se constituye por una roca moderadamente meteorizada de color negro con sectores anaranjados hacia las caras de los núcleos. Presenta estructura masiva. Sobre el sondeo exploratorio P-1 la roca se encuentra moderadamente fracturada con núcleos de hasta 25,00 cm de longitud a altamente fracturada entre 18,50 m y 20,00 m, con fragmentos menores a 10,00 cm de longitud. Sobre el sondeo exploratorio P-2 el estrato presenta desarrollo de suelo con estructura esquistosa de textura arcillosa y untuosa de color verde entre 14,00 – 15,45 m y 16,45 – 17,45 m, la roca se encuentra moderadamente fracturada entre 8,45 – 14,45 m con núcleos de hasta 20,00 cm de longitud con un RQD=30% y triturada entre 14,45 m-20,00 m con fragmentos menores a 15,00 cm de longitud, con un RQD=16%.



P-1
Prof: 11,50 – 20,00 m



P-2
Prof: 8,45 – 20,00 m

Fotografía 8. Muestras del perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado II recuperadas durante la etapa de exploración de campo.

Sobre este estrato se realizó una compresión en roca que presento una resistencia a la compresión de 66191 kPa y un peso específico húmedo de 28,87 kN/m³.

Tabla 7. Ensayos de laboratorio realizados sobre el perfil de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunita: Grado II

COMPRESIÓN EN ROCA		γ_h (kN/m ³)	Qu [kPa]
MUESTRA	PROF. [m]		
P1-M15	13,50-14,50	28,87	66191

9.3 PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

Los parámetros geo-mecánicos de resistencia al corte se determinaron a partir de correlaciones, extraídas de la literatura técnica, con el ensayo de penetración estándar SPT para los parámetros del suelo, y con ayuda de un ensayo a la compresión simple en roca y el módulo roclab de la casa de software Rocscience.

Se realizaron las siguientes correlaciones geotécnicas para los estratos:

- Ángulo de fricción interna del suelo (Φ): 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 (γ 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):

$$N_{60} = N_{spt} \times (45/60) = 46$$

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

$$\phi = 15 + (12.5 N)^{0.5} = 39^\circ$$

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

$$\phi_{\text{Desarrollado}} = \tan^{-1} (\tan \phi / F_{s \text{ corte}}) = 30^\circ$$

$$\text{Cohesión}_{\text{desarrollada}} = \text{Cohesión} / F_{s \text{ corte}}$$

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.

Para caracterizar el macizo rocoso se utilizó el criterio de Hoek & Brown Generalizado, a partir del programa RockLab V.1.031 desarrollado por Rocscience Inc. Para obtener los parámetros de resistencia es necesario determinar las siguientes variables del sistema:

- **Resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci})**: para este proyecto la resistencia del macizo se obtuvo de ensayos de resistencia a la compresión, pero también se puede correlacionar con el ensayo de tracción indirecta y los valores de resistencia típica reportadas en la literatura.
- **Índice geológico de resistencia (GSI)**: es un método para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo (ver Figura 20). Los valores del GSI varían desde 1 hasta 100. Los valores cercanos al 1 corresponden a las situaciones del macizo rocoso de menor calidad, es decir con la superficie muy erosionada, con arcilla blanda en las juntas, y con una estructura poco resistente debido a las formas redondas, y a la gran cantidad de fragmentación que sufre el macizo. Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, implican macizos de gran calidad, ya que significa una estructura marcada por una pequeña fragmentación en la que abundan las formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión.

Rock Type: <input type="text" value="General"/>		SURFACE CONDITIONS				
GSI Selection: <input type="text" value="20"/> <input type="button" value="OK"/>		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities  BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets  VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets  BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity  DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces  LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓	90			N/A	N/A
		80				
		70				
		60				
		50				
		40				
		30				
		20				
		10				
		N/A	N/A			

Figura 20. Estimación del Índice Geológico de resistencia, GSI, en base a una Descripción Geológica del Macizo Roco¹

Constante m de Hoek-Brown: esta depende del tipo roca y se define como el parámetro de roca intacta ver Figura 21.

² Tomado del artículo ESTIMACION DE LA RESISTENCIA DE MACIZOS ROCOSOS EN LA PRACTICA

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Arcillolita 4
			←----- Grauwaca -----→ (18)			
	No Clásticas	Orgánicas	←----- Creta -----→ 7			
			←----- Carbón -----→ (8 – 21)			
		Carbonatos	Brechas (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
	Químicas		Yeso 16	Anhidrita 13		
METAMORFICAS	No Foliadas		Mármol 9	Rocas Córneas (19)	Cuarcita 24	
	Levemente Foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 25 - 31	Milonitas (6)	
	Foliadas		Gneiss 33	Esquistos 4 – 8	Filitas (10)	Pizarras 9
IGNEAS	Intrusivas	Claras	Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
		Oscuras	Diorita (28)		Andesita 19	
			Gabbro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)	
			Norita 22			
	Extrusivas Piroclásticas		Aglomerados (20)	Brechas (18)	Tobas (15)	

Figura 21. Valores de la constante "mi" de la roca intacta para distintos tipos de roca

- **Factor de alteración del criterio de rotura de Hoek&Brown(D)²:** es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las excavaciones (mecánicas o por voladuras) o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos *in situ* inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

² Tomado del artículo denominado *Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas*. Avila Ros J

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D=0 D=0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.	D=0.7 Good blasting D=1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D=1.0 Production blasting D=0.7 Mechanical excavation

Figura 22. Guías para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek&Brown, D. Extraída de Hoek et al., 2002.

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. En la Tabla 8 se presentan los parámetros utilizados para el cálculo de los parámetros de los diferentes estratos.

Tabla 8. Parámetros del macizo rocoso (Hoek and Brown) utilizados en la modelación geotécnica.

Parámetros de Hoek and Brown				
Roca	σ_{ci} (kPa)	GSI	m_i	D
Dunita	66191	20	19	0.7

Con los datos anteriores se obtuvieron las envolventes de falla según el criterio Mohr-Coulomb que se muestran en la **Figura 23**.

39

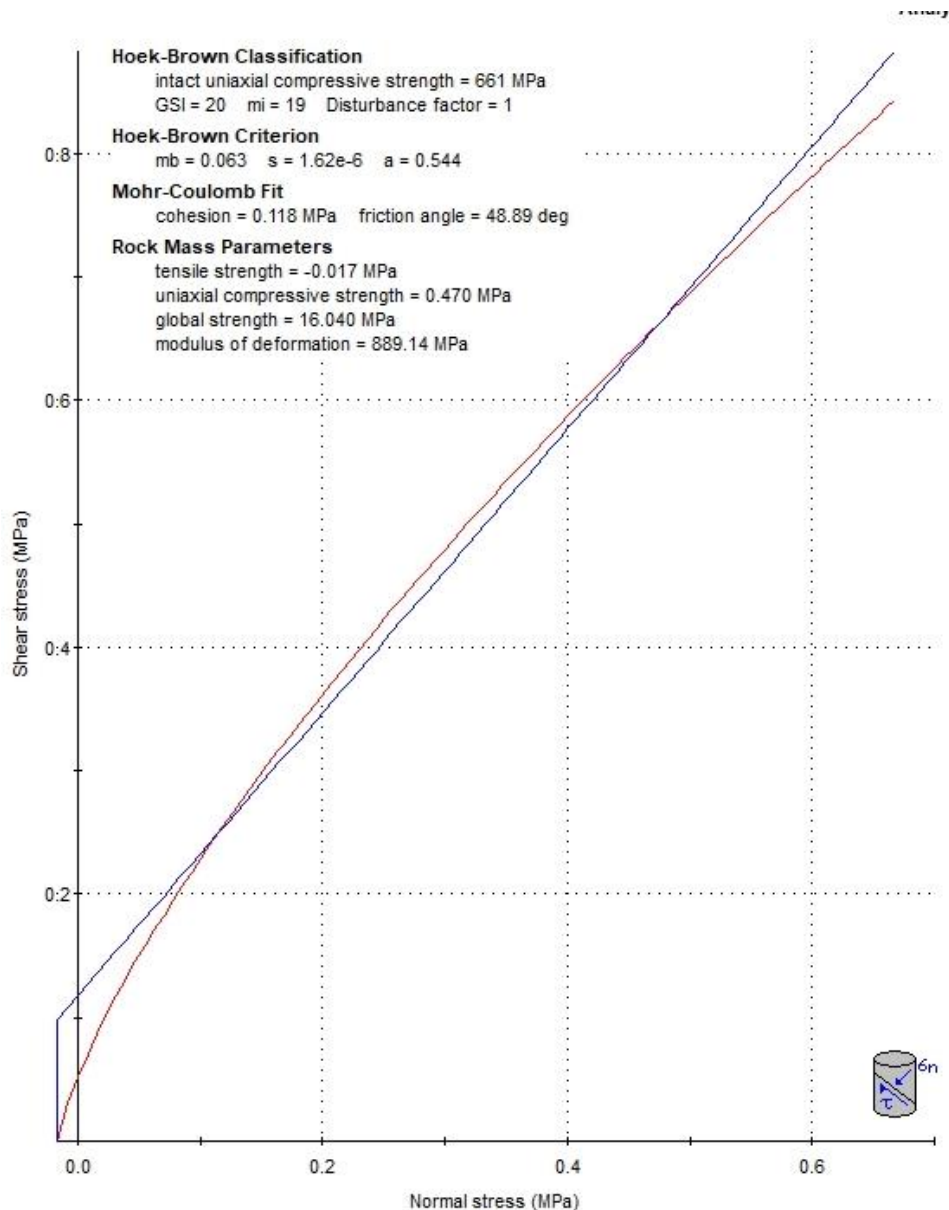


Figura 23. Envolvente de falla de Mohr Coulomb, grado II Dunita de Medellín

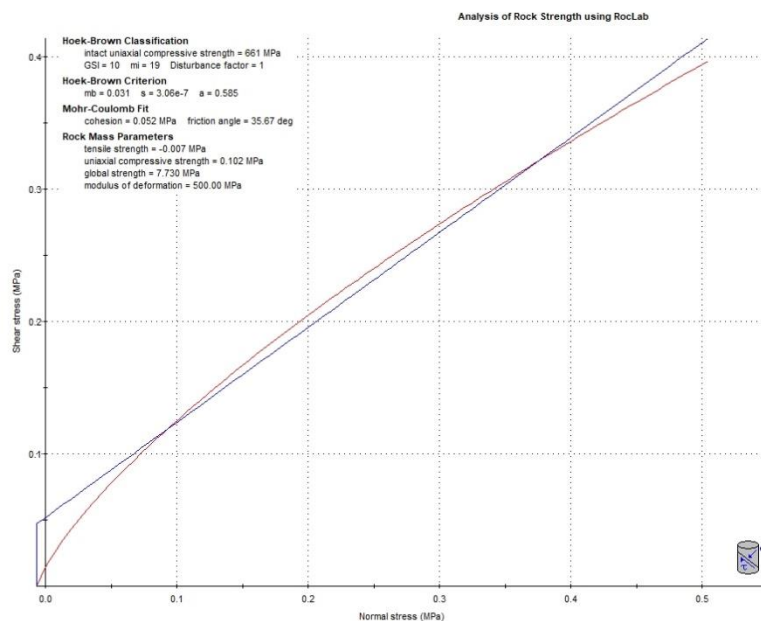


Figura 24. Envolvente de falla de Mohr Coulomb, grado III Dunite de Medellín

Tabla 9. Parámetros de resistencia utilizados en la modelación geotécnica.

Estrato	Peso unitario húmedo (kN/m³)	Peso unitario saturado (kN/m³)	c (KPa)	Φ (°)	Módulo Elástico (kPa)	Relación de Poisson
Lleno estructural	19,00	19.50	5	30	7500	0.35
Grado V de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunite	18,00	19.06	20	30	25000	0.33
Grado III de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunite Depósito de vertiente del tipo flujo de escombros.	20,00	26,00	52	35	35000	0,28
Grado II de meteorización de roca ultramáfica tipo Dunite	22,00	28,00	118	49	50000	0,25

10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 DIAGNÓSTICO DE LA PROBLEMÁTICA

En el sector en estudio se presentó un fenómeno de inestabilidad resultado de la combinación de dos (2) agentes, el primero antrópico debido a la excavación sin especificaciones técnicas para la implantación de una vivienda en la base del talud inferior de la vía, qué ocasionó el desconfinamiento progresivo de éste, y un agente natural asociado a la lluvia del periodo invernal que afectó la zona durante dicha época, que generó una erosión concentrada y saturación excesiva del suelo, configurando un desgarre superficial y por ende la pérdida parcial de la banca de la vía afectando la transitabilidad sobre ésta.

41



Fotografía 9. Estado actual del sitio en estudio.

10.2 OBRAS PROYECTADAS

Se recomienda la construcción de una estructura de contención del tipo apantallamiento en pilas conformado por un vástago de altura variable entre 2,0 y 5,0 m de altura apoyado sobre cuatro (4) pilas de entre 10.0 y 12.0 m de longitud y 1.20 m de diámetro mínimo efectivo, las pilas estarán espaciadas 3.60 m entre ejes y deberán estar unidas entre sí por medio de una viga cabezal en la parte superior de las mismas (base del vástago) (Ver Anexo 4).

42

Tabla 10. Parámetros geotécnicos para la estructura de contención en pilas.

Altura del Vástago	<i>Variable entre 2,0 y 5,0 m</i>
Longitud de Pilas de contención	<i>Altura variable entre 10.00 y 12.00 m</i>
Diámetro Pilas de contención	<i>1.20 m</i>
Separación Horizontal máxima entre ejes de pilas de contención	<i>3.60 m</i>
Módulo de reacción lateral del sub-suelo (Ks)	<i>Varía linealmente de la siguiente manera: Entre 0.00 y 3.00 m: de 0 a 8300 kN/m³ Entre 3.00 y 10.00m: de 8300 a 51800 kN/m³ Entre 10.00 y 12.00m: de 51800 a 66600 kN/m³ Contados desde la viga cabezal o cabeza de las pilas.</i>

Hacia el sector derecho del muro (H=5,0 m) se hace necesario adelantar el lleno al respaldo del muro con la conformación de un muro estabilizado con geosintéticos de modo que los empujes generados por éste no afecten la vivienda aledaña existente (Ver Anexo 4).

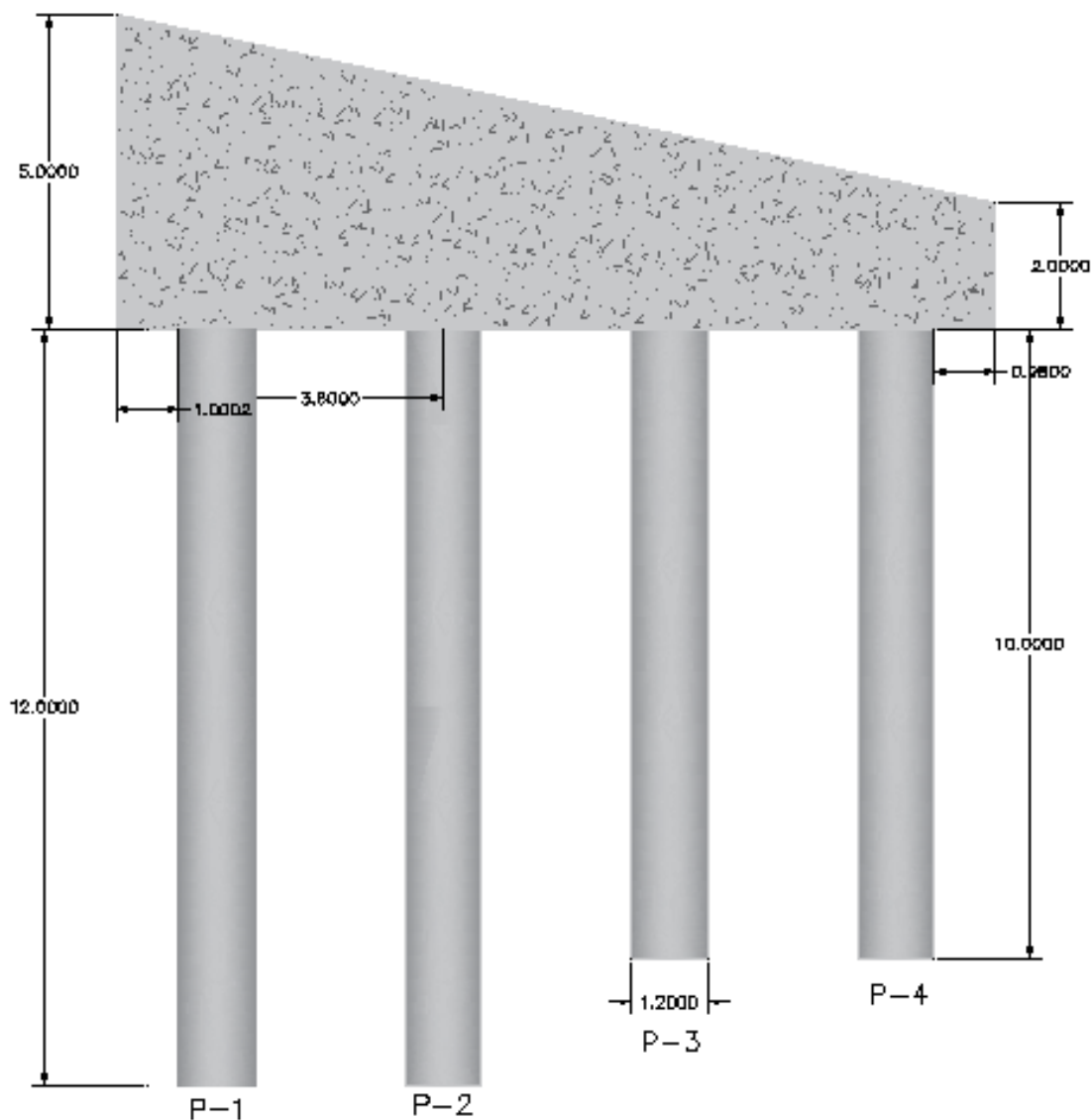


Figura 25. Vista frontal esquemática de la propuesta.

Tabla 11. Localización pilas de contención.

Pila N.	Coordenada en X	Coordenada en Y
1	838055.47	1184879.29
2	838054.75	1184875.77
3	838054.02	1184872.24
4	838053.30	1184868.72

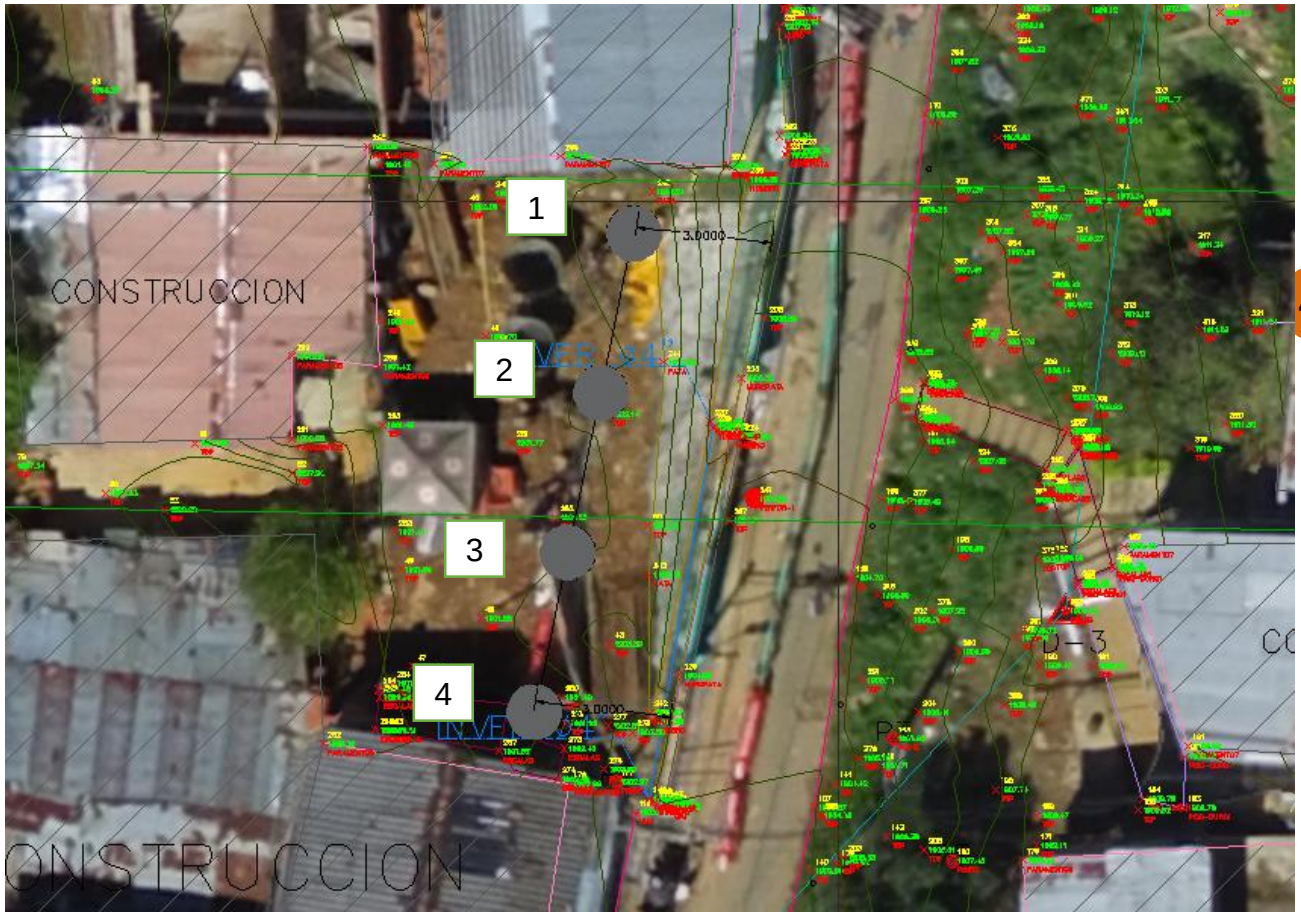


Figura 26. Localización en planta de las pilas recomendadas

10.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Para el diseño de las estructuras de contención proyectadas para el confinamiento de los cortes proyectados se tendrán en cuenta los siguientes parámetros:

Tabla 12. Parámetros para el diseño de obras de contención

	Depósito Antrópico (Lleno)
Ángulo de fricción interna del material al respaldo del muro	30 °
Coeficiente de fricción suelo-concreto	0,32
Coeficiente de empuje activo (Ka)	0,33
Coeficiente de empuje pasivo (Kp)	2,28
Peso unitario húmedo promedio del material al respaldo	19,00 kN/m ³

45

Adicional a la intervención principal deberán acometerse obras complementarias que optimicen el drenaje tanto superficial como sub-superficial del sector afectado.

10.4 PARÁMETROS SÍSMICOS

Para efectos del análisis sismo-resistente de la estructura se tendrán en cuenta los siguientes parámetros sísmicos correspondientes al municipio de Medellín (Antioquia), atendiendo las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 10:

Tabla 13. Parámetros sísmicos según NSR-10 para el proyecto.

Zona de riesgo sísmico	Intermedia	Ae	0.13
Tipo de perfil del suelo	C	Ad	0.07
Aa	0.15	Fa	1.20
Av	0.20	Fv	1.60

10.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA CONDICIÓN PROYECTADA

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

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.

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

$$a_{max} = A_a * F_a = 0.15 * 1.5 = 0.225$$

46

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 $\approx 0.8 * a_{max} \approx 0,18$*
- *Aceleración vertical máxima $\approx 2/3 (A_{horizontal}) \approx 0,12$*

Configurando un panorama desfavorable, con miras a someter a la ladera a condiciones extremas, se considera en los análisis de estabilidad que las aceleraciones horizontal y vertical máximas se presentarán simultáneamente, aspecto 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 14 (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 14. Escala de valoración de los factores de seguridad según la NSR-10.

CONDICIÓN	F _{SBM}	
	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

47

Tabla 15. 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

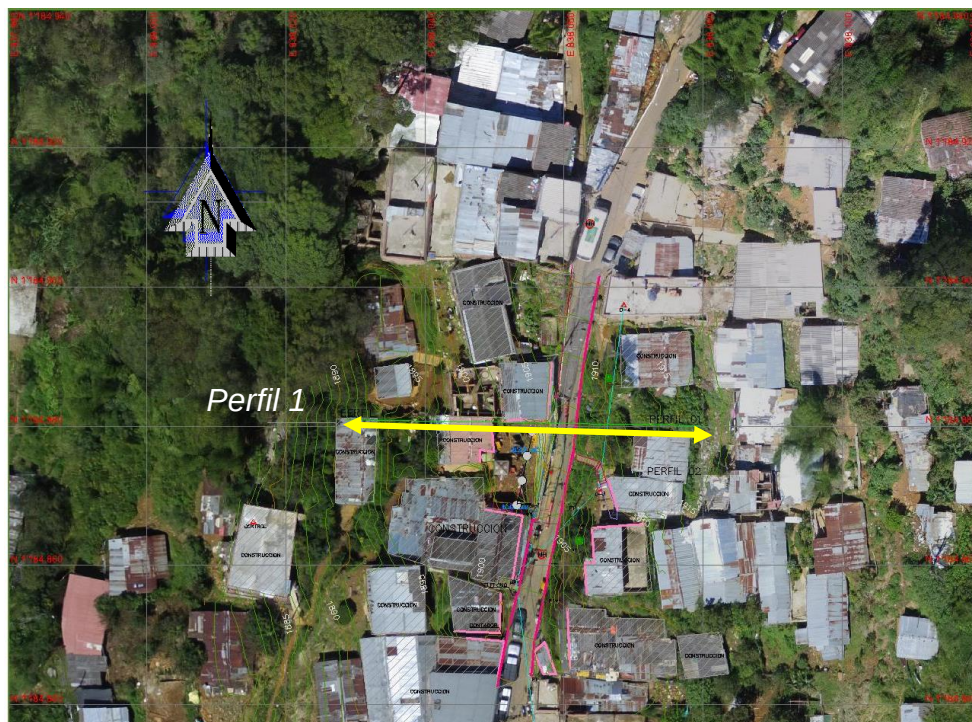
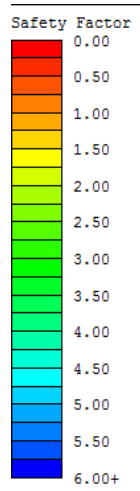
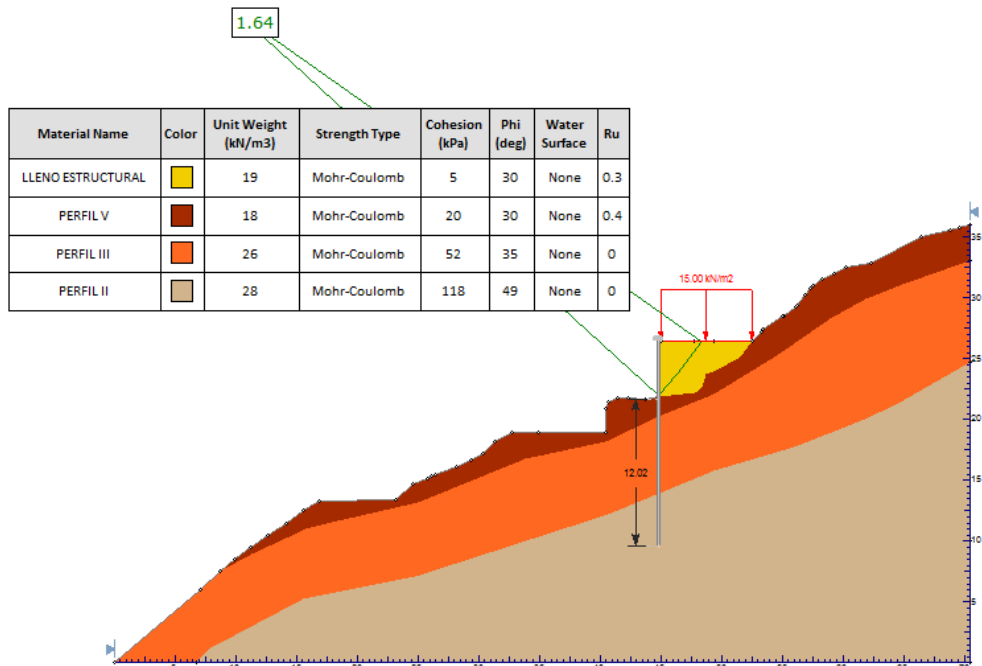


Figura 27. Localización en planta del perfil analizado.

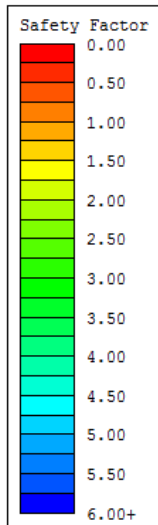
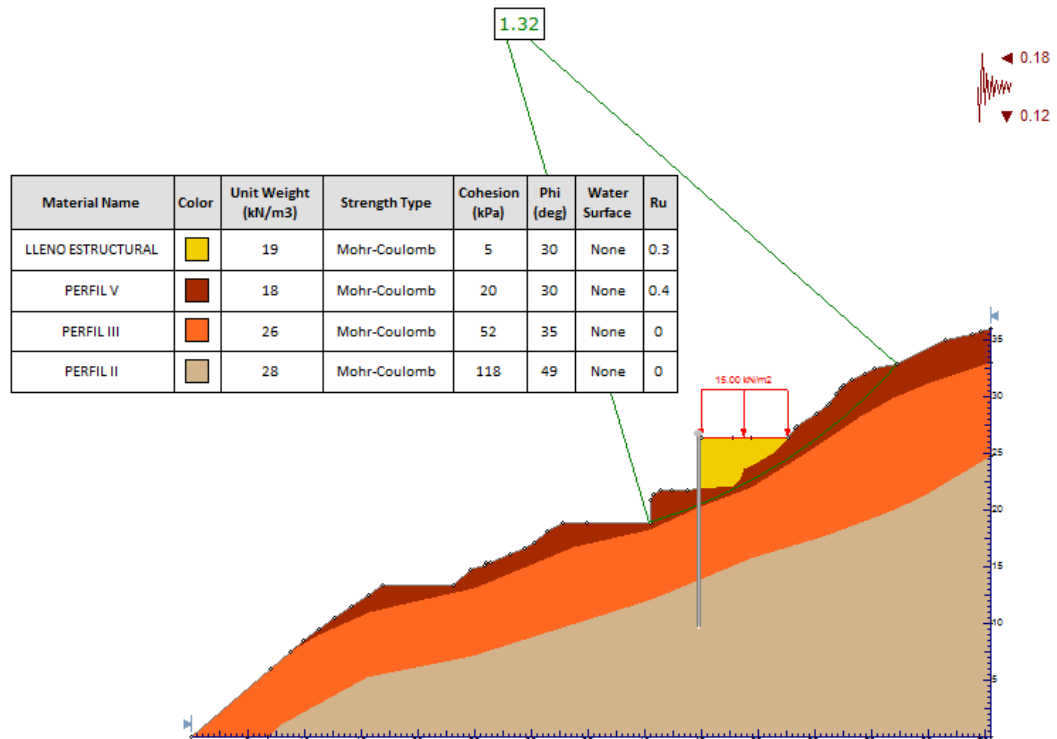
Tabla 16. Factores de seguridad promedio obtenidos de los modelos de análisis de estabilidad por equilibrio de la condición proyectada.

Condición	F.S.	Clasificación de Seguridad
Estado actual Estático	1.64	<i>Ideal</i>
Estado actual Pseudo Estático	1.32	<i>Ideal</i>



49

Fotografía 10. Análisis de estabilidad para la condición proyectada- Condición Estática.



Fotografía 11. Análisis de estabilidad para la condición proyectada- Condición Pseudo Estática.

10.6 OPTIMIZACIÓN DEL DRENAJE

SUPERFICIAL

Se recomienda la construcción de cunetas viales, a ambos lados de la vía, que se encarguen de captar las aguas provenientes de la escorrentía de la vía y descargarlas al sistema de alcantarillado.

50

SUB-SUPERFICIAL

Al respaldo de la estructura de contención y en todo el contacto suelo-muro, se deberá instalar un sistema de drenaje eficiente que logre captar y conducir las aguas por fuera del área de la estructura de contención.

Se recomienda que al respaldo de la estructura de contención se construya un geodrén planar con tubería, el cual evacuará las aguas captadas al respaldo de los muros de contención y optimizará los espacios en la construcción de la obra.

La utilización del geodrén es una alternativa para el manejo del agua ya que permite captarla y conducirla de una manera rápida y eficiente, disminuyendo notablemente el tiempo de construcción de los sub-drenes por su facilidad de instalación. Esto da como resultado una disminución de costos frente a otras alternativas convencionales.

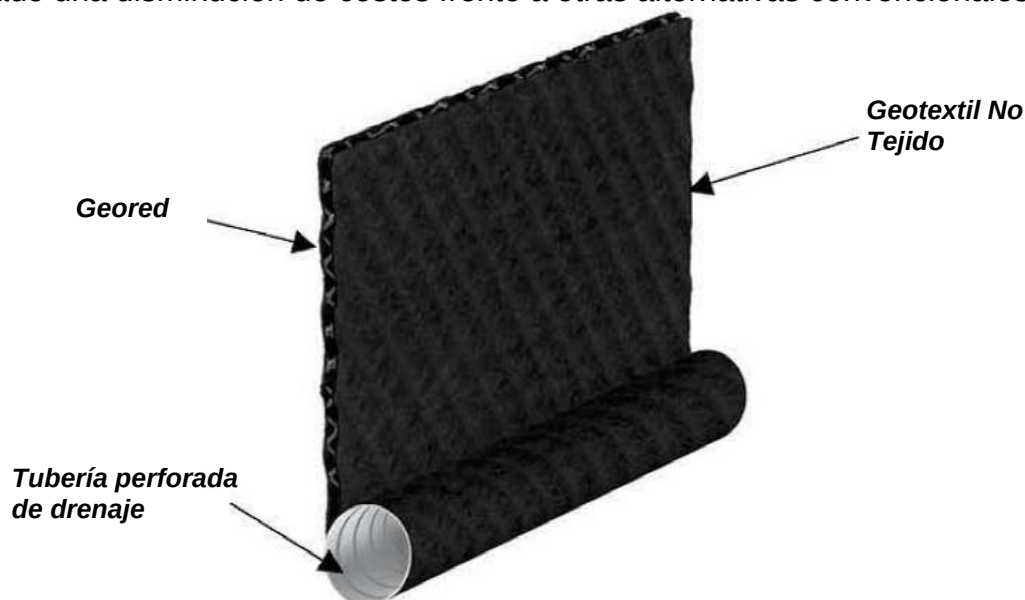


Figura 28. Diagrama esquemático del geodrén planar con tubería.

Con miras a optimizar el drenaje e interceptación de las aguas sub-superficiales que saturan los materiales, disminuyen sus propiedades de resistencia, aumentan los empujes, la deformación y erosión interna, se propone la construcción de una batería de drenes sub-horizontales de entre 15,0 y 20,0 m de longitud, ubicados a lo largo de la base del talud con un espaciamiento promedio de 4,0 m en la horizontal deberán instalarse a entre 5° y 8° con respecto a la horizontal.

Los drenes sub-horizontales constituyen un buen tratamiento preventivo y correctivo para interceptar el agua infiltrada y abatir el nivel freático en los rellenos y/o taludes de corte, antes de que el agua alcance la masa susceptible a la falla. Esta técnica es muy útil en los sitios que pueden o han presentado fallas profundas.

51

La principal ventaja de los drenes horizontales es que son rápidos y simples de instalar y se puede obtener con ellos un aumento importante y rápido del factor de seguridad, debido al incremento de los esfuerzos efectivos en el suelo.

Esta técnica se convierte en una medida de drenaje económica muy útil en la interceptación de acuíferos y en la disminución de la presiones hidrostáticas. Con los drenes se logra el abatimiento del nivel freático dentro de la masa de suelo y por lo tanto incrementa su resistencia al corte. La instalación de los drenes horizontales consiste en introducir tubería sanitaria de PVC ranurada o perforada de 2" de diámetro envuelta en tela geotextil del tipo NT 2500 o cualquier otro producto similar existente en el mercado, dentro de una perforación ejecutada con equipos especiales para este fin.

Debe evitarse la entrega o salida del agua captada por los drenes directamente al talud, pues causa problemas de erosión y ablandamiento de suelos; conviene entonces construir bajantes y canales adecuados, o hacer la entrega directamente a cunetas y prolongar la tubería de los drenes hasta la obra o dispositivo de recolección y conducción del agua.

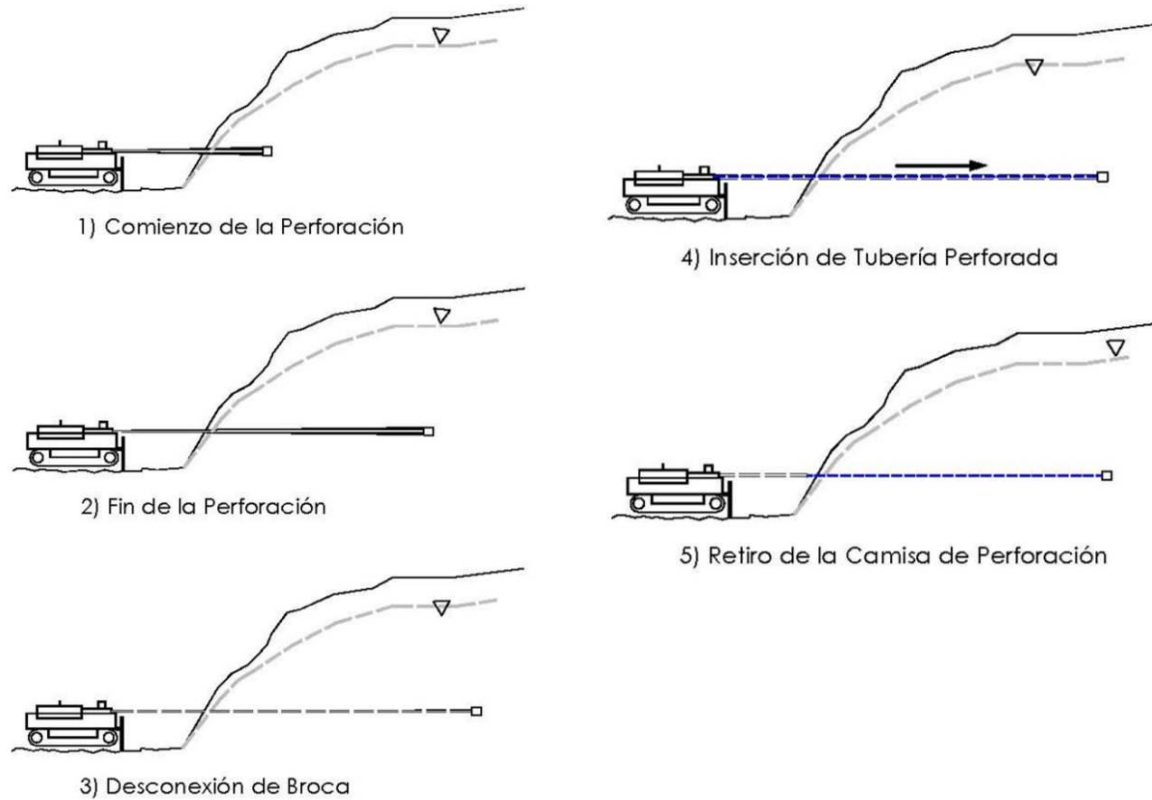


Figura 29. Proceso constructivo de los drenes sub-horizontales.

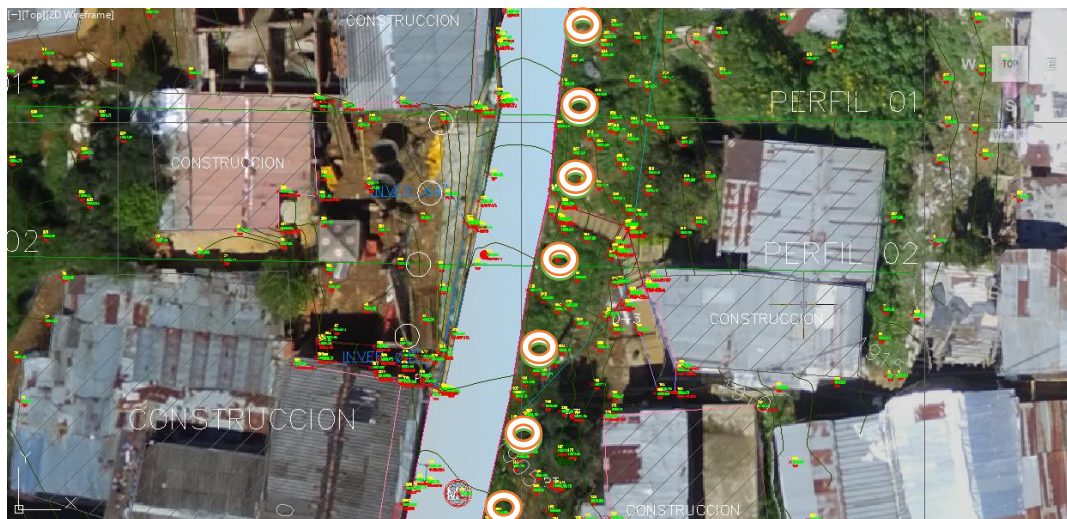


Figura 30. Localización de drenes sub-horizontales

10.7 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 dos (2) pilas que se construyan. 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.

10.8 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.

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.

10.9 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/o 610-14 del INVIAS.

10.10 BOMBEO

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.

10.11 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.

57

Enero de 2018.

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 Strenght 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*”.
- Ingeominas. (2005). *Geología De La Plancha 147 Medellín Oriental*. Escala 1:50.000. Memoria Explicativa. Medellín.
- 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. DISEÑO ESTRUCTURAL