



**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.**



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO EN PIEDRA EN LA
CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTEMENTO
DE BOYACA.**

ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

PRESENTADO POR:



SOLICITADO POR:



DICIEMBRE DE 2022



CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	8
2. OBJETIVOS.....	9
2.1 OBJETIVO GENERAL	9
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	9
3. GENERALIDADES	10
3.1 LOCALIZACIÓN.....	10
3.2 ALCANCES	12
3.3 METODOLOGÍA	13
3.3.1 Recopilación de la información existente y revisión bibliográfica.....	13
3.3.3 Exploración geotécnica directa e indirecta y ensayos de laboratorio	14
3.3.4 Análisis e interpretación de los resultados	14
3.4 NORMATIVIDAD	14
4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	16
5. DIAGNÓSTICO.....	20
6. SECTORIZACIÓN GEOLÓGICA	23
7. GEOMORFOLOGÍA.....	26
8. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y GEOFÍSICA	30
8.1 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA DIRECTA	30
7.1.1. Localización	30
7.1.2. Descripción visual de los Sondeos y perforaciones	34
7.1.3. Descripción visual de los apiques.....	40
7.1.4. Resultados ensayos de laboratorio.....	40
7.1.5. Resultados ensayos de penetración estándar	46



8.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA INDIRECTA.....	52
7.2.1. Localización	52
7.2.2. Análisis de contexto.....	54
7.2.3. Resultados	57
8. DEFINICIÓN DE UNIDADES GEOLÓGICAS PARA INGENIERÍA	66
9. ANÁLISIS SÍSMICO	69
9.1 NÁLISIS SÍSMICO PARA TALUDES	73
10. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO.....	75
10.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES ACTUALES	76
11. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	80
11.1 ALTERNATIVA MURO EN GAVIONES.....	80
11.2 ALTERNATIVA MURO EN concreto.....	81
11.3 EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVA.....	83
11.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL CON OBRAS.....	85
11.4 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD INTERNA	88
11.4 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE	90
12. CONCLUSIONES	93
13. BIBLIOGRAFÍA.....	95



LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización departamento de Boyacá.....	10
Figura 1. Localización municipio de Tunja.	11
Figura 3. Localización del área en estudio.	12
Figura 3. Metodología de trabajo	13
Figura 4. Condiciones actuales del muro en mampostería.....	16
Figura 5. Condiciones del muro de San Laureano	17
Figura 6. Dimensiones muro de San Laureano	18
Figura 7. Condiciones del muro de san Laureano.....	19
Figura 8. Volcamiento del muro e irregularidades presentes.....	21
Figura 9. Eflorescencia presente en el muro.....	22
Figura 11. Regiones fisiográficas del departamento de Boyacá.	23
Figura 12. Referenciación geológica regional.	25
Figura 13. Referenciación geomorfológica regional sector de estudio.	26
Figura 14. Elementos geomorfológicos sector de estudio.	29
Figura 12. Localización de exploración geotécnica directa Tunja-Boyacá.....	31
Figura 13. Ejecución de la exploración geotécnica directa.....	32
Figura 14. Ejecución de la exploración geotécnica directa.....	33
Figura 15. Perfil Geotécnico – Sondeo 1.....	34
Figura 16. Perfil Geotécnico – Sondeo 2.....	35
Figura 17. Perfil Geotécnico – Perforación 1	36
Figura 17. Perfil Geotécnico – Perforación 2.....	38
Figura 18. Descripción visual de los apiques realizados.	40
Figura 19. Gráfica relación de vacíos a partir de resultados de consolidación	45
Figura 19. Análisis de suelos para perforación 1.....	49
Figura 19. Análisis de suelos para perforación 2.....	50
Figura 19. Análisis de suelos para sondeo 1	51
Figura 19. Análisis de suelos para sondeo 2.....	52
Figura 28. Localización de los ensayos geofísicos. (LR1/MASW1)	53
Figura 29. Localización de los ensayos geofísicos. (LR2/MASW2)	54



Figura 30. Ejecución de los ensayos geofísicos.....	55
Figura 31. Refracción sísmica LRS-1 (Vp)	58
Figura 32. Refracción sísmica LRS-2 (Vp)	58
Figura 33. Resultados del ensayo MASW-1.....	61
Figura 34. Resultados del ensayo MASW-2.....	62
Figura 28. Resultado de módulos de corte para MASW-1.	64
Figura 29. Resultado de módulos de corte para MASW-2.	65
Figura 37. Unidades geológicas para ingeniería del área de estudio.	68
Figura 30. Aceleración Pico Horizontal del terreno PGA.	69
Figura 31. Coeficiente de aceleración espectral horizontal $t=0.20$ (Ss).	70
Figura 38. Coeficiente de aceleración espectral horizontal $t=1.0$ (S1).	71
Figura 39. Regiones de amenaza sísmica.	72
Figura 40. Valores de " K_{ST}/a_{max} Mínimo" para el análisis pseudoestático de taludes.	74
Figura 40. Modelo conceptual.....	76
Figura 41. Modelo estabilidad condiciones actuales – Estático.....	77
Figura 42. Modelo estabilidad condiciones actuales – Pseudoestático	78
Figura 42. Modelo estabilidad condiciones actuales – Saturado	78
Figura 34. Planta de las obras proyectadas alternativa muro en gaviones.....	80
Figura 35. Perfil de muro en gaviones de 3 m.....	81
Figura 34. Planta de las obras proyectadas alternativa muro en concreto reforzado	82
Figura 35. Perfil de muro en concreto reforzado	82
Figura 41. Modelo estabilidad con obras proyectadas – Estático.....	86
Figura 42. Modelo estabilidad con obras proyectadas – Pseudoestático	86
Figura 42. Modelo estabilidad con obras proyectadas – Saturado	87
Figura 42. Planta del modelo de asentamientos	92
Figura 42. Modelo tridimensional de los asentamientos esperados	92



LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Localización de la exploración realizada	30
Tabla 2. Ensayos de laboratorio realizados para las muestras recuperadas en el área de estudio.....	40
Tabla 3. Resultados ensayos de caracterizaciones de la exploración geotécnica (apiques).41	
Tabla 4. Resultados ensayos de caracterizaciones de la exploración geotécnica (Perforaciones).	41
Tabla 4. Resultados ensayos de caracterizaciones de la exploración geotécnica (Sondeos).	42
Tabla 5. Clasificación de potencial de hinchamiento.....	42
Tabla 7. Resultados del ensayo de corte directo.....	43
Tabla 8. Resultados peso unitario.....	44
Tabla 9. Resultados compresión inconfiada.....	44
Tabla 10. Resultados ensayo de Consolidación.....	45
Tabla 11. Correlación de N de SPT de campo y N de SPT corregido – Perforación 1	46
Tabla 11. Correlación de N de SPT de campo y N de SPT corregido – Perforación 2	47
Tabla 12. Correlación de N de SPT de campo y N de SPT corregido – Sondeo 1	47
Tabla 13. Correlación de N de SPT de campo y N de SPT corregido – Sondeo 1	48
Tabla 14. Interpretación de los ensayos SPT, para suelos granulares.....	48
Tabla 16. Localización de la exploración sísmica de refracción y MASW.....	53
Tabla 17. Categorización del tipo de suelo de acuerdo a la CCP14.....	59
Tabla 11. Ecuaciones para determinar módulos dinámicos mediante ensayos sísmicos	63
Tabla 12. Módulos dinámicos del suelo a partir del ensayo MASW 1.	63
Tabla 10. Módulos dinámicos del suelo a partir del ensayo MASW 2.	64
Tabla 20. Magnitudes Amenaza sísmica para el proyecto	73
Tabla 16. Propiedades geotécnicas de diseño.....	75
Tabla 21. Factores de seguridad condiciones actuales.....	79
Tabla 21. Análisis de las alternativas	83
Tabla 21. Análisis de las alternativas	84
Tabla 22. Factores de seguridad obras proyectadas	87



**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.**



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Tabla 22. Determinación de las cargas actuantes.....	88
Tabla 22. Análisis de estabilidad al deslizamiento estado de resistencia	88
Tabla 22. Análisis de estabilidad al volcamiento estado de resistencia	89
Tabla 22. Análisis de estabilidad al deslizamiento estado evento extremo.....	89
Tabla 22. Análisis de estabilidad al volcamiento estado evento extremo	89
Tabla 22. Análisis de la capacidad de soporte para el muro proyectado.	90



1. INTRODUCCIÓN

Considerando los desplazamientos horizontales que presenta el muro de piedra San Laureano, localizado en el casco urbano del municipio de Tunja, departamento de Boyacá, surge la necesidad de intervenir la estructura con el fin de mitigar el riesgo al cual se encuentran expuestos los peatones que transitan por el sector, de esta manera se adelantan los ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO EN PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACÁ, con el fin de plantear soluciones que brinden seguridad a los transeúntes que concurren la zona.

Entre los estudios y diseños ejecutados por la empresa TORRES ING S.A.S, se contempla el estudio geológico-geotécnico, el cual considera la caracterización geológica y geomorfológica de la zona de interés, la ejecución y procesamiento de ensayos geotécnicos directos e indirectos, herramientas fundamentales en la interpretación del origen y características de los materiales del subsuelo y su incidencia en los problemas que se han presentado en el sector, afectando el desarrollo y adaptación de obras ingenieriles en la zona, de igual forma se incluye la obtención de parámetros geotécnicos de diseño establecidos por el CCP-14, así como todas las conclusiones y recomendaciones requeridas desde el punto de vista geotécnico.

Partiendo de la recuperación de muestras de sondeos de tipo apiques y perforaciones, de los resultados de ensayos de granulometría con lavado, humedad natural, límites de Atterberg, y corte directo, y la interpretación de las líneas de refracción sísmica y el análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) se establecerán las características de los materiales, se define el perfil sísmico y se determina el modelo del subsuelo, productos fundamentales en la para una óptima recomendación geotécnica y diseño estructural.



2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el estudio geológico – geotécnico dentro del marco del proyecto de Estudios y diseños para la intervención de un muro en piedra en la carrera 10 entre calles 13ª y 15 en el municipio de Tunja departamento de Boyacá.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Referenciar cartográficamente el área en estudio.
- Evaluar las condiciones geológicas del área donde se encuentra ubicada las estructuras afectadas
- Desarrollar la exploración geotécnica directa e indirecta requerida para la caracterización física y mecánica de las unidades geológicas para ingeniería UGI en el área aferente.
- Establecer la zonificación sísmica del área en estudio.
- Realizar los ensayos de laboratorio requeridos para definir la tipología del suelo.
- Definir la categorización del suelo de acuerdo a los criterios establecidos por el CCP-14.
- Realizar el diagnóstico geotécnico del área de estudio teniendo en cuenta los resultados de la exploración geotécnica.

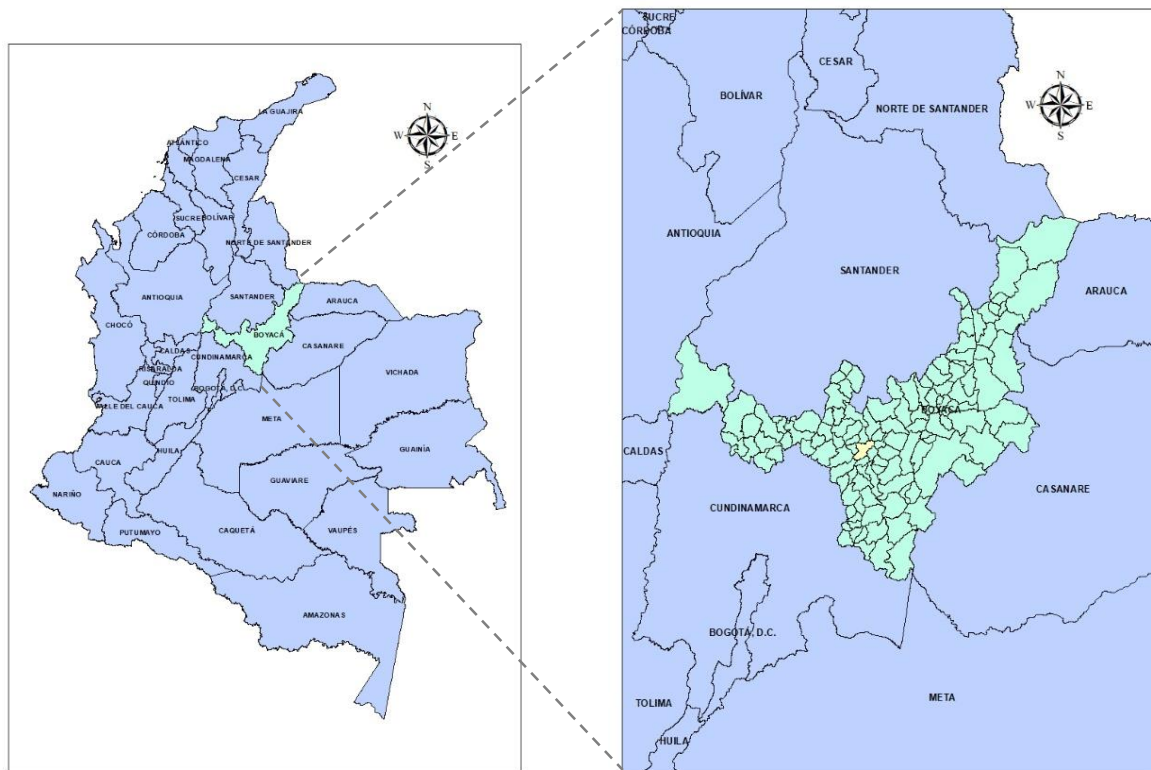


3. GENERALIDADES

3.1 LOCALIZACIÓN

El municipio de Tunja está ubicado sobre la cordillera oriental, en la parte central del departamento de Boyacá, limita por el norte con los municipios de Motavita y Cóbbita, al oriente con los municipios de Oicatá, Chivatá, Soracá y Boyacá, por el sur con Ventaquemada y por el occidente con los municipios de Samacá, Cucaita y Sora. Localizado en las coordenadas geográficas: 5°32'7"N – 73°22'04"W, este cuenta con una extensión territorial de 121.4 Km² con alturas que van desde los 2.700 m.s.n.m. hasta 3.150 m.s.n.m. (Figura 1).

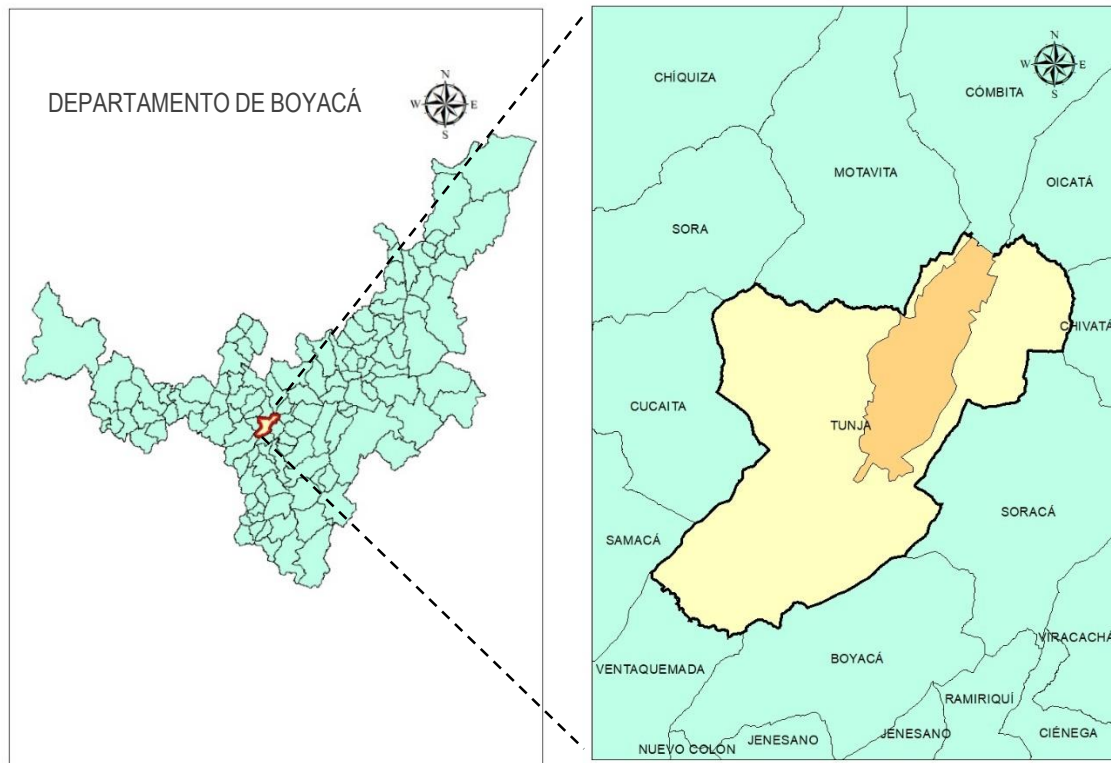
Figura 1. Localización departamento de Boyacá.



Fuente: Modificado del Instituto Geográfico Agustín Codazzi.



Figura 2. Localización municipio de Tunja.

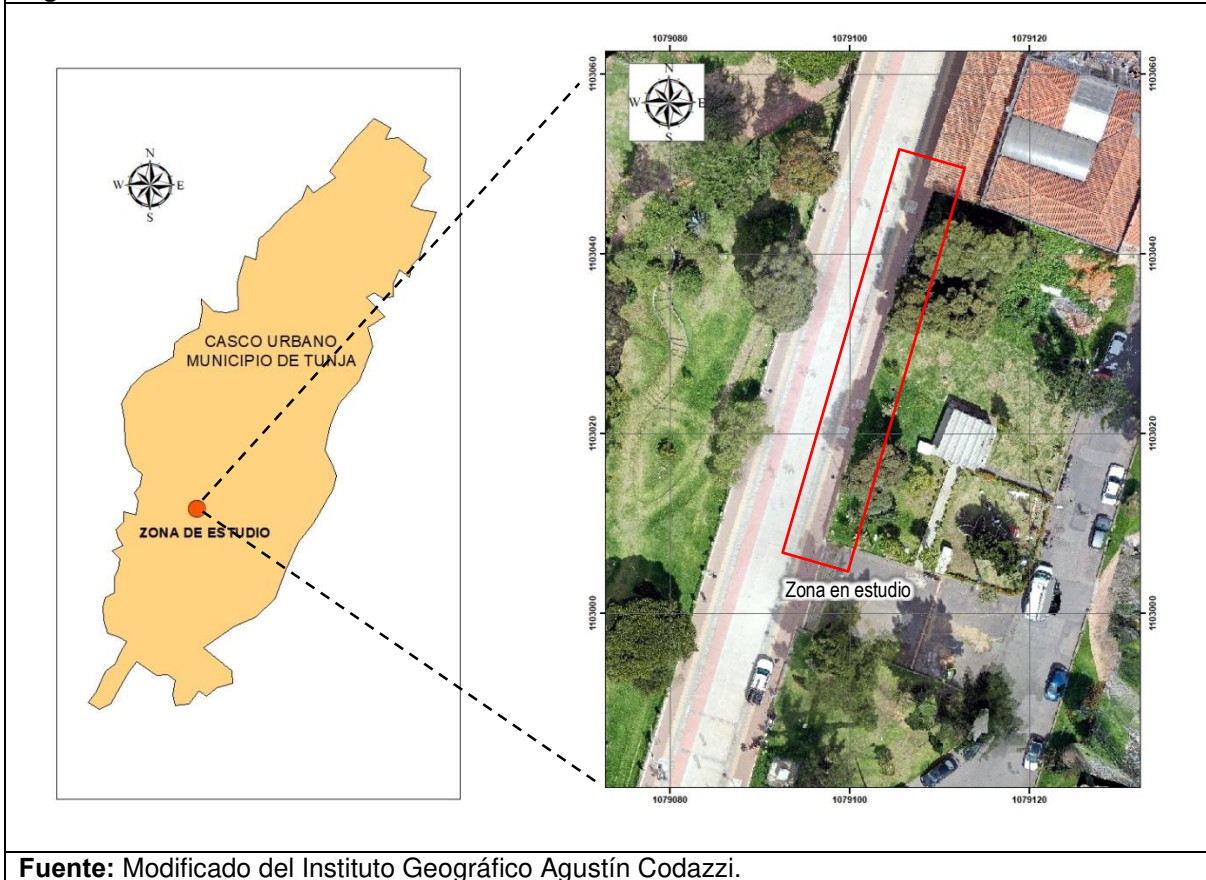


Fuente: Modificado del Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

La zona en estudio se encuentra localizada en el casco urbano del municipio de Tunja, sobre la carrera 10 con calle 13ª, sector que hace parte del área de preservación del centro histórico de la ciudad, donde se encuentra la estructura a intervenir, en las coordenadas WGS 5°31'6.44" N y 73°21'8.21" W según datos obtenidos mediante Google Earth y en el sistema de referencia MAGNA-SIRGAS / Colombia Bogotá con las coordenadas 1102709.49 N y 1079479.26 E. (Figura 3).



Figura 3. Localización del área en estudio.



Fuente: Modificado del Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

3.2 ALCANCES

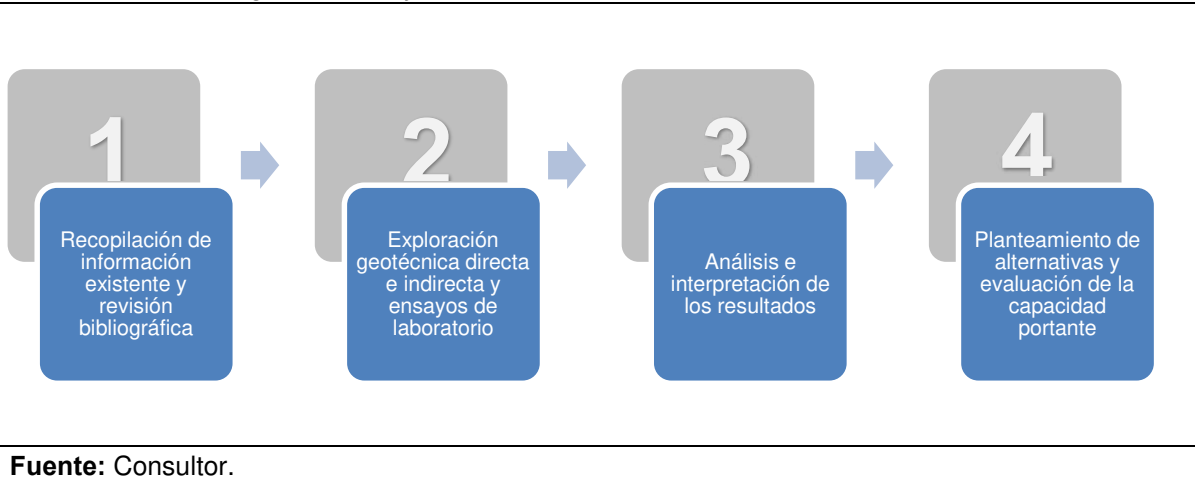
El presente estudio tiene como alcance el análisis geológico y geotécnico de los materiales existentes para llevar a cabo la estabilización y recuperación del muro que se encuentra en el sitio crítico en la carrera 10 entre calles 13ª y 15 en el municipio de Tunja en el departamento de Boyacá. Documento realizado teniendo en cuenta la metodología y los criterios establecidos en el CCP-14; contemplando la descripción de las formaciones geológicas definidas en el área de estudio, la caracterización geotécnica de los materiales mediante la realización de ensayos directos e indirectos y el análisis de la capacidad de soporte de las estructuras proyectadas.



3.3 METODOLOGÍA

La metodología del desarrollo del estudio geológico-geotécnico del sitio crítico se presenta a continuación.

Figura 4. Metodología de trabajo



A continuación, se describen las actividades desarrolladas para la ejecución y elaboración del presente estudio:

3.3.1 Recopilación de la información existente y revisión bibliográfica

Se realiza revisión de información secundaria de diversas fuentes como el Plan de Ordenamiento Territorial del municipio Tunja, Información cartográfica preliminar del Instituto Geográfico Agustín Codazzi, planchas geológicas regionales del Servicio Geológico Colombiano, entre otras fuentes.

Además, se reconoce la zona de estudio con el propósito de plantear la exploración geotécnica y realizar la referenciación geológica y geotécnica del área con base en la información existente.



3.3.3 Exploración geotécnica directa e indirecta y ensayos de laboratorio

A partir de la ubicación de los ensayos de exploración directa, se procede a su ejecución con el objetivo de conocer los materiales del subsuelo, identificación de espesores de los materiales y el reconocimiento geológico general del terreno.

Se realizan apiques en aquellos sitios de interés geotécnico a partir de los cuales se obtienen muestras del suelo. Se registra en los formatos establecidos el tipo de suelo y profundidad y se toma el respectivo registro fotográfico. Con las muestras recuperadas se procede a realizar los ensayos de laboratorio para la estimación de propiedades físicas y mecánicas que permitan definir el comportamiento del suelo, estableciendo las propiedades y limitantes de tipo geotécnico que se presentan en el área en estudio, y relacionando los estratos y cambios litológicos en profundidad.

Se incluye la ejecución de una línea de refracción sísmica, y un análisis multicanal de ondas de superficie (MASW). Se incluye los resultados del procesamiento de las líneas de refracción sísmica y MASW con el fin de establecer perfiles sísmicos y obtener un modelo del subsuelo.

3.3.4 Análisis e interpretación de los resultados

Mediante los resultados de laboratorio, y el procesamiento de los datos obtenidos a través de la exploración geofísica se caracteriza el subsuelo para así definir su comportamiento geotécnico. A partir de la diferenciación y caracterización de las unidades geológicas superficiales para ingeniería, se consolidan perfiles geológicos-geotécnicos en el sector crítico, con el fin de identificar las variaciones y evaluar las hipótesis geotécnicas a tener en cuenta dentro del diseño de las alternativas de solución.

3.4 NORMATIVIDAD

- I.N.V.E 122: Determinación en el laboratorio del contenido de humedad.
- I.N.V.E 123: Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos.
- I.N.V.E 125: Determinación del límite líquido de los suelos.



**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.**



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

- I.N.V.E 126: Límite plástico e índice de plasticidad.
- I.N.V.E 154: Corte Directo.
- Norma colombiana de diseño de puentes – LRFD – CCP14.
- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.



4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El sector de estudio se localiza en el casco urbano del municipio de Tunja, Boyacá, en la carrera 10 entre calles 13ª y 15 lugar donde se encuentra el muro de San Laureano, estructura de aproximadamente más de cien años de antigüedad, la cual cuenta con características estructurales de un muro de mampostería en seco de cargas. De igual forma se resalta que este muro se encuentra en el área de preservación del centro histórico de la ciudad y debido a su antigüedad la estructura no fue construida bajo las normas sismo resistentes actuales.

Figura 5. Condiciones actuales del muro en mampostería



Fuente: Consultor.



En la parte posterior del muro se encuentra un relleno con una capa de cobertura vegetal, sobre la cual se construyó la estructura de un comando de atención inmediata (CAI) de policía la cual cuenta con acceso a servicios públicos. (Ver Figura 6).

Figura 6. Condiciones del muro de San Laureano



Fuente: Consultor.

En cuanto a las dimensiones del muro San Laureano se determinó que tiene una longitud de aproximadamente 28 m con altura variable ente 2.90 m a 1.30 m, contando con bloques de alrededor de 0.25m * 0.35m * 0.56m. (Ver Figura 7)



Figura 7. Dimensiones muro de San Laureano



Fuente: Consultor.

De acuerdo a indicaciones brindadas por la comunidad el muro sufrió un desplazamiento después de presentarse una fuga de agua entre el CAI y el muro, lo cual constituiría el detonante de dicha falla, ya que teniendo en cuenta la saturación a la cual se vio sometido el terreno y que el muro no presenta estructuras hidráulicas que alivien las presiones hidrostáticas se generó un aumento de los empujes horizontales a los cuales se vio sometida la estructura, ocasionando así el desplazamiento horizontal que sufrió el muro.



Figura 8. Condiciones del muro de san Laureano



Fuente: Consultor.



5. DIAGNÓSTICO

De acuerdo a la época en la que fue construida la estructura, se define la misma como un muro en mampostería concertada, en la que sus mampuestos tienen sus caras de juntas y de paramentos labradas en formas, más o menos regulares, para que el asiento se realice sobre las caras sensiblemente planas. Con la particularidad, de que durante el proceso constructivo del muro se optó por la mampostería en seco, donde no se emplea ningún mortero que actúe como conglomerante para aparejar los elementos, por ello, se tuvieron que escoger los mampuestos uno a uno para que el conjunto tuviera cierto grado de estabilidad.

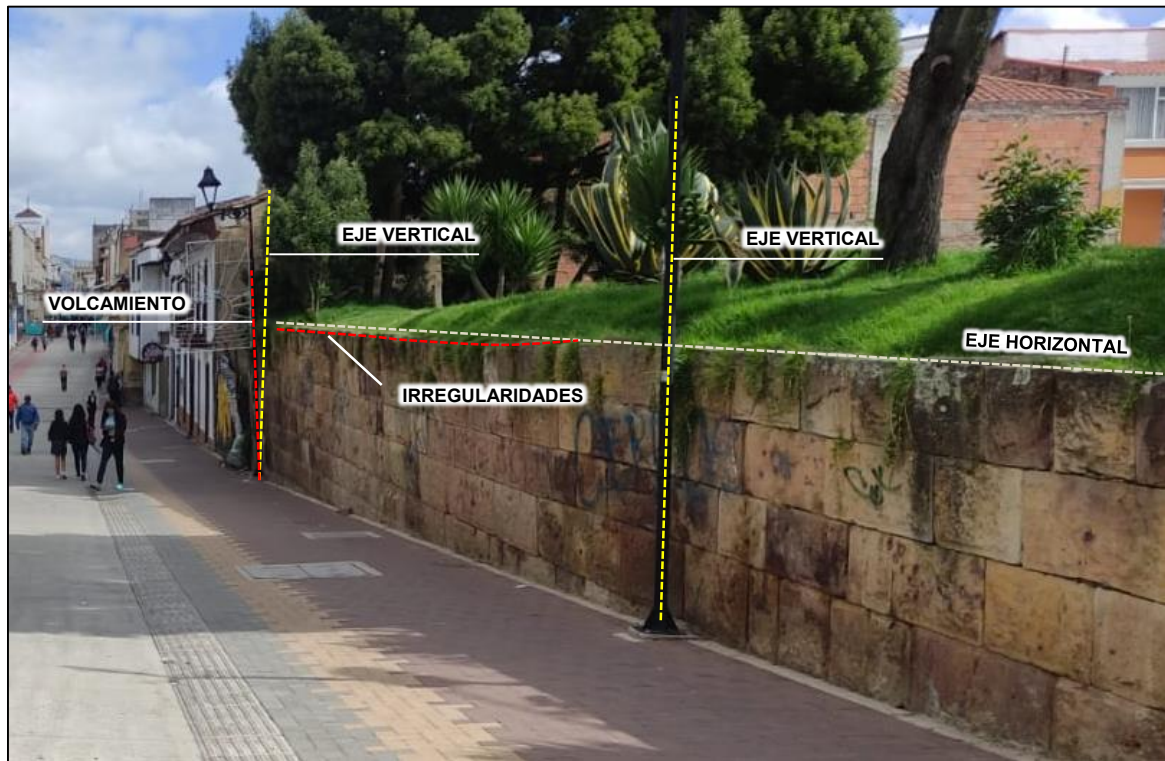
Actualmente, en base a la normativa existente, se define la estructura como un muro en mampostería tipo muro de carga que no cumple con las especificaciones establecidas en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR10, referente a diseño, análisis, proceso constructivo, calidad de los materiales y demás variables que garantizarían la integridad y estabilidad de la estructura en el tiempo.

Al igual que todas las estructuras, los muros pueden presentar fallas, resultado de factores como: sustancias químicas, acciones físicas derivadas de los esfuerzos inducidos por la naturaleza de las fuerzas y errores de diseño o de construcción. Estas causas pueden desencadenar patologías que afectan directamente al muro, disminuyendo sus factores de seguridad, afectando su vida útil y convirtiéndose en factores de riesgo para las comunidades circundantes. En este caso, se observa un volcamiento continuo del muro focalizado en la corona del mismo (Figura 9), que suele ocurrir cuando los momentos actuantes sobre la estructura son mayores que los momentos resistentes y superan el factor de seguridad, adicionalmente subyace a un incremento considerable de la sobrecarga, que requiere preverse con medidas que aumenten los momentos resistentes.

Por otra parte, se evidencia irregularidades en la última hilera de bloques referente a la horizontal, que tienden a reflejar posibles hundimientos en el terreno, asentamientos de la estructura, falta de una correcta cimentación, mal manejo del agua subsuperficial, entre otras variables relevantes.



Figura 9. Volcamiento del muro e irregularidades presentes.



Fuente: Consultor.

El paso de transeúntes en la zona de estudio se determina constante por su ubicación geográfica en el casco urbano del municipio, en la que convergen sitios de interés cultural, histórico, comercial, recreativo, etc. Por ende, la afectación social por posibles fallas en el muro simboliza un riesgo latente.

Por último, se evidencian zonas con eflorescencia, referente a polvo blanco y seco resultante de la precipitación y posterior cristalización de sales solubles en agua, que se depositan en superficies que han tenido humedad cuando esta se seca y el líquido se evapora. Este fenómeno se puede producir cuando los materiales de los muros son porosos y contienen sales solubles. También cuando se presentan infiltraciones de agua o humedad por capilaridad, o con problemas de condensación.



Figura 10. Eflorescencia presente en el muro.



Fuente: Consultor.

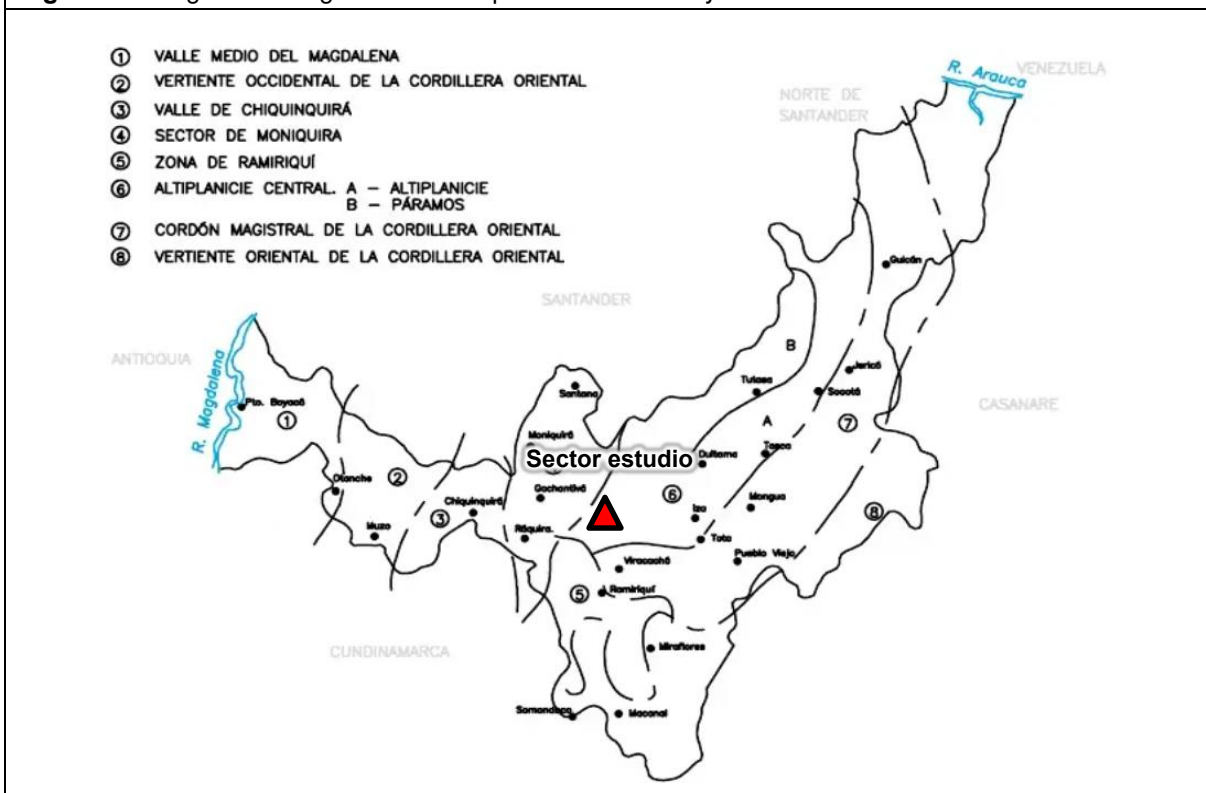


6. SECTORIZACIÓN GEOLÓGICA

El departamento de Boyacá se encuentra ubicado en la parte central de la Cordillera Oriental, comprendiendo seis regiones fisiográficas correspondientes al Valle Medio del Magdalena, Vertiente Occidental de la Cordillera Oriental, Valle de Chiquinquirá, Sector de Moniquirá, Zona de Ramiriquí, Altiplanicie Central, Cordón Magistral de la Cordillera Oriental, Vertiente Oriental de la Cordillera Oriental (Rodríguez & Solano, 2000).

El área de estudio está localizada en la región fisiográfica Altiplanicie Central (Figura 11), región caracterizada por una serie de valles escalonados en alternancia con montañas del cual hacen parte la meseta de Tunja, los valles de Belén Tundama, Corrales, Floresta, Sogamoso, y Paz de Río, y las regiones de Soatá y Susacón (Rodríguez & Solano, 2000).

Figura 11. Regiones fisiográficas del departamento de Boyacá.



Fuente: Rodríguez & Solano, 2000.



A nivel estratigráfico, Rodríguez & Solano (2000) han dividido el departamento en cuatro cuencas sedimentarias, y ocho subregiones o bloques naturales correspondiente a la cuenca del Valle Medio del Magdalena conformada por el Bloque Valle del río Magdalena: Puerto Boyacá, y el Bloque Vertiente Occidental de la Cordillera Oriental: Otanche, cuenca Cordillera Oriental constituida por el Bloque Chiquinquirá – Arcabuco, Bloque Tunja – Duitama, Bloque Tota – Paz del Río, Bloque Macizo de Floresta, cuenca Sierra Nevada del Cocuy dividida en el Bloque Cocuy – Cubará - Margua, y cuenca Piedemonte Llanero en el Bloque San Luis de Gaceno.

El sector de estudio se ubica en el Bloque Tunja – Duitama de la cuenca Cordillera Oriental, zona caracterizada por tener rocas de diversas litologías y de edades comprendidas entre el Jurásico al Cuaternario, cubiertas por depósitos de edad reciente, limitada al oeste por la Falla de Boyacá, y al este por la Falla de Soapaga (Rodríguez & Solano, 2000).

Regionalmente, aflora la Formación Labor y Tierna (Kg1) constituida por shales en alternancia con arenisca cuarzosa, que hacia la parte superior se presenta areniscas cuarzosas, la Formación Guaduas (KTg) que consiste principalmente en lodolitas con presencia de niveles de areniscas cuarzosas y capas de carbón, la Formación Bogotá (Tb) conformada por areniscas cuarzosas, y algunos niveles de lodolitas, la Formación Tilatá (Tst) constituida por gravas, arenas y arcillas, ocasionalmente con capas de lignito, y depósitos de aluvión (Qal) (Renzoni et al., 1998) (Figura 12).

Localmente, el sector de estudio se encuentra en la Formación Bogotá unidad descrita por Julivert en Rodríguez & Solano (2000) como una sucesión de arenitas subfeldespáticas con sublitoarenitas en intercalación con lodolitas y arcillolitas hacia la parte inferior, y hacia la parte superior, como arcillolitas y limolitas abigarradas, ocasionalmente en alternancia con cuarzoarenitas de grano medio a grueso. Superficialmente, se tienen rellenos antrópicos conformados por material limoso con espesor de hasta 3,6 metros.



Figura 12. Referenciación geológica regional.



Cenozoico	Qal: Aluvión
	Tst: Formación Tilatá
	Tb: Formación Bogotá
Mesozoico	KTg: Formación Guaduas
	Kg1: Formación Labor y Tierna
Fuente: Modificado de Renzoni et al., 1998.	

Estructuralmente, el área de estudio se encuentra en cercanías al eje del pliegue del Sinclinal de Tunja, estructura amplia de dirección SW-NE que inicia al sur de Tunja y finaliza probablemente contra la Falla de Boyacá, en la localidad El Manzano (Renzoni, 1967).

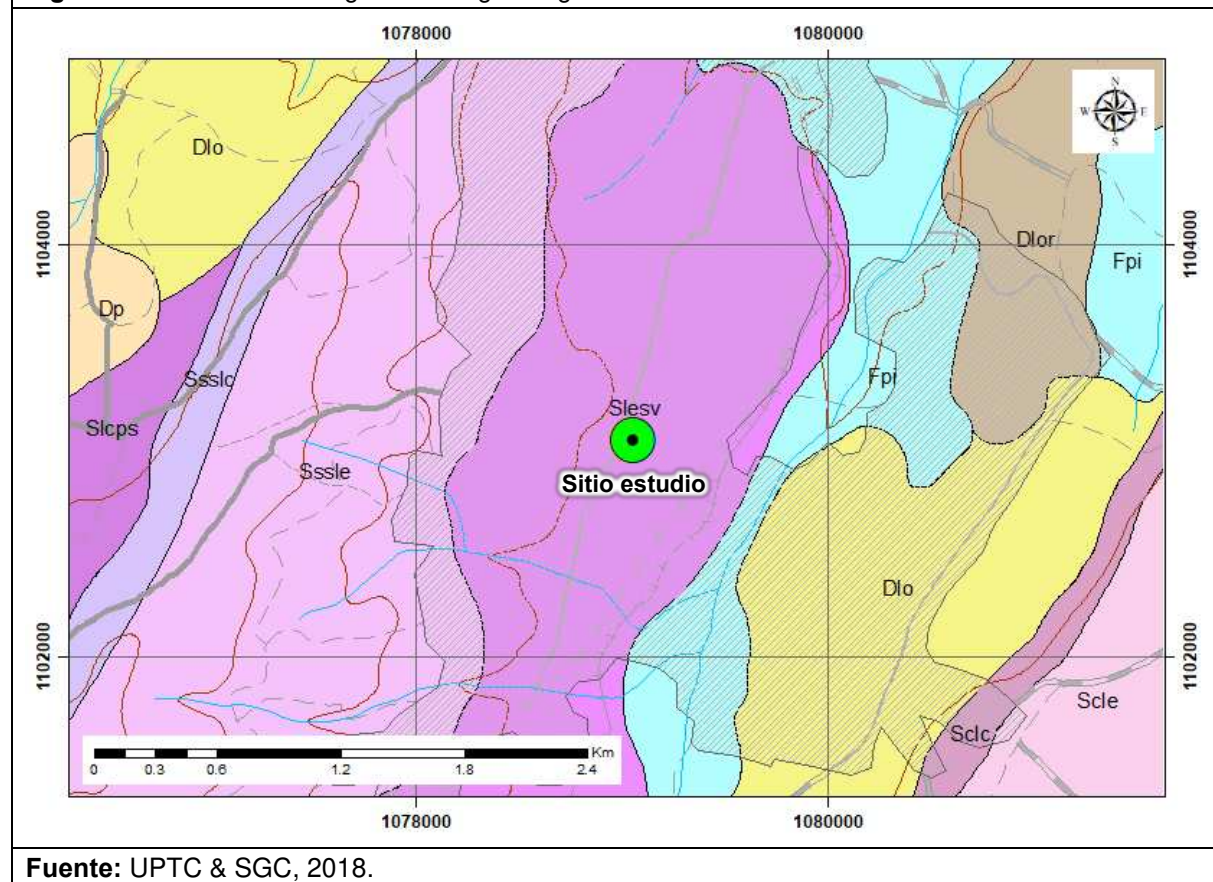


7. GEOMORFOLOGÍA

La geomorfología es el factor de mayor importancia para el análisis de la evolución del terreno y su relación con la ocurrencia de procesos con características definidas (SGC, 2017), a partir de su cartografía se define y se identifica las formas del terreno, materiales que la conforman y los procesos superficiales que los afectan (Carvajal en SGC, 2017).

Considerando el mapa geomorfológico aplicado a movimientos en masa Plancha 191 – Tunja realizado por UPTC & SGC (2018), a nivel regional en el área de estudio se tienen geoformas de origen estructural, denudacional y fluvial (Figura 13).

Figura 13. Referenciación geomorfológica regional sector de estudio.





Unidades de origen estructural

Incluye las geoformas que se originan por procesos relacionados con la dinámica interna de la Tierra, asociados principalmente al plegamiento y el fallamiento de las rocas, cuya expresión morfológica es definida por la tendencia y la variación en la resistencia de las unidades (UPTC & SGC, 2018).

Ladera de contrapendiente de cuesta (Scic): Superficie del terreno con pendientes muy inclinadas a abruptas, de forma recta, y estratos dispuestos en contra de la pendiente del terreno, relacionadas con laderas de cuesta (UPTC & SGC, 2018).

Ladera estructural de cuesta (Scle): Presenta pendientes inclinadas, poco disectadas por los drenajes, de longitud moderada a larga, con estratos buzando a favor de la pendiente del terreno con un rango entre 10° a 25° (UPTC & SGC, 2018).

Ladera de contrapendiente de sierra sinclinal (Sssic): Superficie del terreno vertical a subvertical caracterizada por presentar longitud corta a moderadamente larga, de forma irregular, con estratos dispuestos en contra de la pendiente y que conforman flancos de las estructuras sinclinales (UPTC & SGC, 2018).

Ladera estructural de sierra sinclinal (Sssle): Superficie con pendientes abruptas, de longitud larga, y forma cóncava, asociada con el Sinclinal de Tunja, donde los estratos se encuentran dispuestos a favor de la pendiente (UPTC & SGC, 2018).

Ladera de contrapendiente suave (Slcps): Corresponde a una superficie del terreno de longitud variable con morfología suavemente inclinada, como continuación de una ladera en contrapendiente de menor inclinación relacionada con cambios en la litología y a la acción de procesos endógenos de fallamiento y plegamiento (UPTC & SGC, 2018).

Ladera estructural suave (Slesv): Superficie de morfología ondulada, longitud variable, de pendientes muy inclinadas a abruptas producto de cambios litológicos, o por procesos de erosión diferencial, o disminución en el ángulo de buzamiento. La disposición de los estratos es a favor de la pendiente del terreno (UPTC & SGC, 2018).



Unidades de origen denudacional

Corresponden a geoformas definidas por la acción combinada de procesos de meteorización, erosión y transporte pluvial y gravitacional que remodelan el relieve y generan nuevas formas por acumulación de sedimentos (UPTC & SGC, 2018).

Ladera ondulada (Dlo): Se caracteriza por presentar laderas de forma cóncava a irregular, de longitud corta a larga, pendiente variable y drenaje de tipo subparalelo. Su morfología está asociada con la composición litológica y la afectación por procesos geomorfológicos (UPTC & SGC, 2018).

Loma residual (Dlor): Prominencia topográfica de morfología alomada con índice de relieve bajo, pendientes inclinadas, laderas de forma cóncava, longitud muy corta a corta, cuyo origen se encuentra relaciona con procesos denudativos intensos que generaron aislamiento de la geoforma con respecto al relieve circundante (UPTC & SGC, 2018).

Planicie (Dp): Superficie plana a levemente inclinada, principalmente inferior a 5°, de gran extensión hasta kilómetros, caracterizada por presentar un sistema fluvial complejo, siendo común las difluencias de las corrientes (UPTC & SGC, 2018).

Unidades de origen fluvial

Incluye geoformas generadas por la erosión de corrientes de aguas y acumulación de materiales en zonas aledañas a estas, en periodos secos y de fuertes lluvias (UPTC & SGC, 2018).

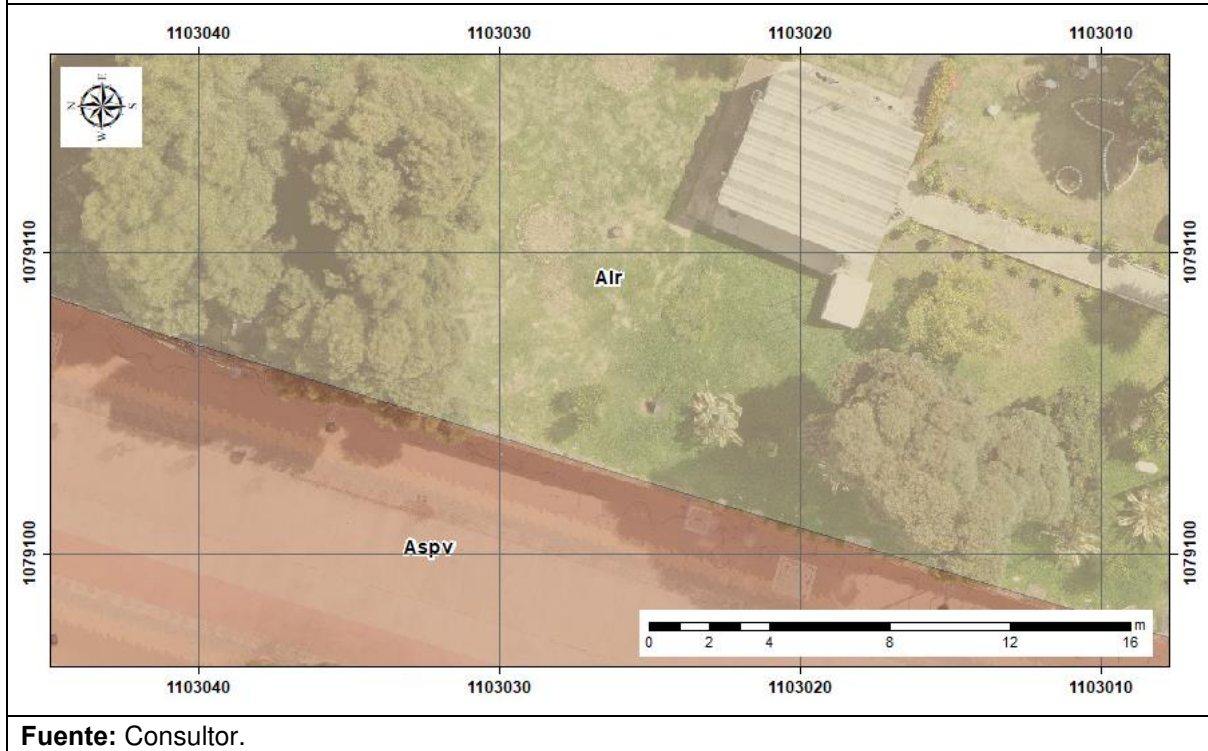
Plano o llanura de inundación (Fpi): Corresponde a la superficie de morfología plana que en épocas de fuertes lluvias se presenta inundación, ubicada adyacente a los cauces aluviales (UPTC & SGC, 2018).

A nivel local, se tienen elementos geomorfológicos de origen antrópico producto de la modificación para la adecuación de infraestructura y obras civiles (Figura 14).



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 14. Elementos geomorfológicos sector de estudio.



Superficie de explanación para vía (Aspv): Caracterizada por la adecuación del terreno para la construcción de infraestructura vial, incluye andenes.

Ladera de llenos antrópicos (Alr): Superficie adecuada con material de relleno para acondicionar obras de estabilización y edificaciones.



8. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y GEOFÍSICA

En el sitio crítico en el muro de San Laureano se realiza exploración geotécnica directa mediante la ejecución de dos (2) apiques, cuatro (4) sondeos y exploración geofísica con la ejecución de dos (2) línea de refracción sísmica y dos (2) línea MASW, esto con el objetivo de caracterizar el subsuelo, determinar perfiles sísmicos y obtener un modelo geológico-geotécnico en profundidad, así como la definición de las propiedades geotécnicas de diseño.

8.1 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA DIRECTA

7.1.1. Localización

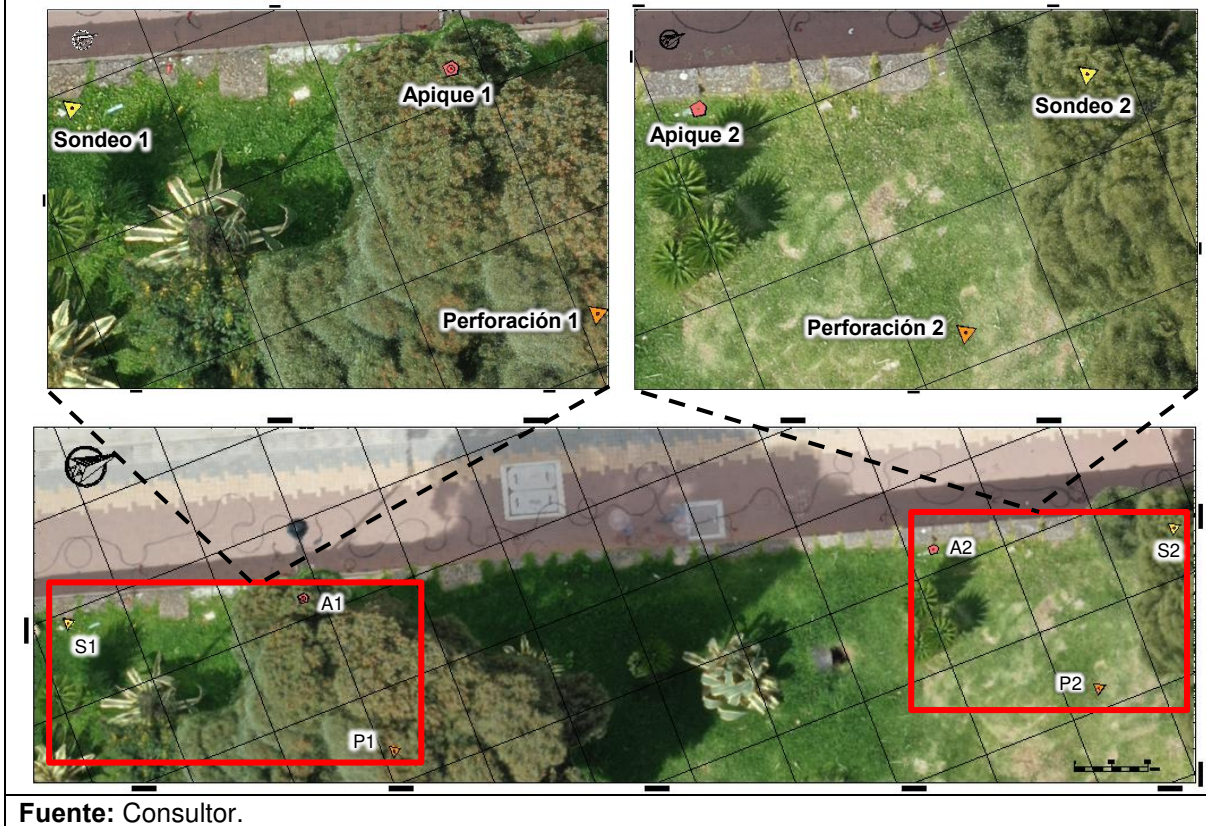
En la Tabla 1 se presentan las coordenadas de la exploración realizada en sitios de interés relacionados principalmente con evaluar las condiciones geotécnicas del muro actual, esto con el objeto de definir el perfil del suelo y la obtención de muestras para la realización de ensayos de laboratorio.

Tabla 1. Localización de la exploración realizada				
No.	TIPO	PROFUNDIDAD (m)	COORDENADAS MAGNA SIRGAS BOGOTÁ	
			ESTE	NORTE
1	Apique 1	1.5	1079099.578	1103015.614
2	Apique 2	1.5	1079103.511	1103028.532
3	Perforación 1	15.0	1079103.307	1103016.244
4	Perforación 2	15.0	1079107.552	1103030.747
6	Sondeo 1	4.50	1079098.230	1103010.749
5	Sondeo 2	4.10	1079104.959	1103033.488
Fuente: Consultor.				

La localización en planta de la exploración geotécnica realizada y su respectivo registro fotográfico se expone en la Figura 15



Figura 15. Localización de exploración geotécnica directa Tunja-Boyacá.



A continuación, se presenta el registro fotográfico de la ejecución de la exploración geotécnica directa en el sitio de estudio Figura 16 y Figura 17.



Figura 16. Ejecución de la exploración geotécnica directa.



Fuente: Consultor.



Figura 17. Ejecución de la exploración geotécnica directa.



Fuente: Consultor.



7.1.2. Descripción visual de los Sondeos y perforaciones

Figura 18. Perfil Geotécnico – Sondeo 1

PROF(m)	DESCRIP.	Perfil Estratigráfico					N CAMPO		
		DIAGRAMA	MUESTRA	RECUPER. (m)	RECOBRO (%)		0,00	0,15	0,45
0,45	suelo organico con presencia de limos y arenas, coloracion marron, humedad baja, densidad baja.		M1	0,20	0,44		5,0	10,0	6,0
0,90	material de relleno con presencia de arenas y limos, se evidencian escombros, coloración marrón, humedad baja, densidad baja.		M2	0,13	0,29		12,0	8,0	11,0
1,35	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de grano medio, coloración marrón anaranjado, humedad baja, densidad baja.		M3	0,15	0,33		7,0	9,0	16,0
1,80	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de grano medio, coloración marrón anaranjado, humedad baja, densidad baja.		M4	0,19	0,42		14,0	11,0	8,0
2,25	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de grano medio, coloración marrón anaranjado, humedad baja, densidad baja.		M5	0,22	0,49		12,0	14,0	14,0
2,70	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de grano medio, coloración marrón anaranjado, humedad baja, densidad baja.		M6	0,31	0,69		22,0	15,0	17,0
3,15	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de grano medio, coloración marrón anaranjado, humedad baja, densidad baja.		M7	0,16	0,40		17,0	22,0	22,0
3,60	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de grano medio, coloración marrón anaranjado, humedad baja, densidad baja.		M8	0,19	0,42		32,00	28,00	35,00
4,05	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de grano medio, coloración marrón anaranjado, humedad baja, densidad baja.		M9	0,24	0,53		24,00	35,00	37,00
4,50	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de grano medio, coloración marrón anaranjado, humedad baja, densidad baja.		M10	0,29	0,64		24,00	44,00	41,00

Fuente: Consultor.



**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.**



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 19. Perfil Geotécnico – Sondeo 2

Perfil Estratigráfico								
PROF(m)	DESCRIP.	DIAGRAMA	MUESTRA	RECUPER. (m)	RECOBRO (%)	N CAMPO		
						0,00	0,15	0,45
0,45	suelo organico con presencia de limos y arenas, coloracion marron, humedad baja, densidad baja.		M1	0,15	33%	3	4	8
0,90	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de gran medio, un tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja.		M2	0,20	44%	8	6	8
1,35	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de gran medio, un tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja.		M3	0,15	33%	6	12	14
1,85	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de gran medio, un tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja.		M4	0,21	47%	10	21	18
2,30	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de gran medio, un tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja.		M5	0,15	33%	15	18	27
2,75	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de gran medio, un tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja.		M6	0,13	29%	12	18	22
3,20	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de gran medio, coloración marrón claro, humedad baja.		M7	0,15	33%	28	24	26
3,65	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de gran medio, coloración marrón claro, humedad baja.		M8	0,15	33%	24	33	26
4,10	material de relleno con presencia de limos y arenas de un tamaño de gran medio, coloración marrón claro, humedad baja.		M9	0,11	24%	28	41	50

Fuente: Consultor.



**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.**



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 20. Perfil Geotécnico – Perforación 1

PROF(m)	DESCRIP.	Perfil Estratigráfico						N CAMPO		
		DIAGRAMA	MUESTRA	RECUPER. (m)	RECUBRO (%)			0,00	0,15	0,45
0,45	suelo orgánico con presencia de arenas y limos, coloración marrón, humedad baja.		M1	0,15	33%			5,0	5,0	4,0
0,90	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M2	0,26	58%			5,0	8,0	12,0
1,35	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M3	0,28	62%			10,0	8,0	9,0
1,80	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M4	0,32	71%			12,0	15,0	12,0
2,25	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M5	0,24	53%			15,0	10,0	17,0
2,70	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M6	0,18	40%			22,0	27,0	23,0
3,15	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M7	0,16	36%			20,0	16,0	13,0
3,60	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M8	0,13	29%			23,00	20,00	16,00
4,05	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M9	0,17	38%			13,00	23,00	36,00
4,50	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M10	0,19	42%			28,00	29,00	39,00
4,95	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja, densidad baja.		M11	0,25	56%			31,00	41,00	50,00
6,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja, densidad media.		M12	0,60	57%			-	-	-



**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.**



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 20. Perfil Geotécnico – Perforación 1

Perfil Estratigráfico								
PROF(m)	DESCRIP.	DIAGRAMA	MUESTRA	RECUPER. (m)	RECOBRO (%)	N CAMPO		
						0,00	0,15	0,45
7,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja, densidad media.		M13	0,70	70%	-	-	-
8,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja, densidad media.		M14	0,73	73%	-	-	-
9,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja, densidad media.		M15	0,61	61%	-	-	-
10,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja, densidad media.		M16	0,59	59%	-	-	-
11,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja, densidad media.		M17	0,69	69%	-	-	-
12,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio, coloración marrón claro, humedad baja, densidad media.		M18	0,75	75%	-	-	-
13,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio, coloración marrón claro, humedad baja, densidad media.		M19	0,83	83%	-	-	-
14,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja, densidad media.		M20	0,74	74%	-	-	-
15,00	material areno limoso con una tamaño de grano medio a fino, coloración marrón, humedad baja, densidad alta.		M21	0,69	69%	-	-	-

Fuente: Consultor.



**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.**



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 21. Perfil Geotécnico – Perforación 2

PROF(m)	DESCRIP.	Perfil Estratigráfico					N CAMPO		
		DIAGRAMA	MUESTRA	RECUPER. (m)	RECOBRO (%)		0,00	0,15	0,45
0,45	suelo orgánico con presencia de arenas y limos, coloración marrón, humedad baja.		M1	0,18	40%		10	17	10
0,90	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M2	0,18	40%		9	7	12
1,35	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M3	0,14	31%		16	16	15
1,80	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M4	0,24	53%		15	19	17
2,25	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M5	0,32	71%		19	18	23
2,70	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M6	0,24	53%		25	22	25
3,15	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M7	0,28	62%		24	22	22
3,60	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M8	0,19	42%		28	35	31
4,05	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M9	0,17	38%		33	29	34
4,50	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M10	0,22	49%		28	31	36
4,95	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M11	0,23	51%		25	34	41
5,40	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M12	0,19	42%		31	46	50



**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.**



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 21. Perfil Geotécnico – Perforación 2

Perfil Estratigráfico								
PROF(m)	DESCRIP.	DIAGRAMA	MUESTRA	RECUPER. (m)	RECOBRO (%)	N CAMPO		
						0,00	0,15	0,45
7,00	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M13	0,95	59%	-	-	-
8,00	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M14	0,65	65%	-	-	-
9,00	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad baja.		M15	0,73	73%	-	-	-
10,00	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad media.		M16	0,58	58%	-	-	-
11,00	material areno limoso con una tamaño e grano medio, coloración marrón claro, humedad baja, densidad media.		M17	0,68	68%	-	-	-
12,00	material areno limoso con una tamaño e grano medio, coloración marrón claro, humedad baja, densidad media.		M18	0,74	74%	-	-	-
13,00	material areno limoso con una tamaño e grano medio, coloración marrón claro, humedad baja, densidad media.		M19	0,69	69%	-	-	-
14,00	material areno limoso con una tamaño e grano medio a fino, coloración marrón claro, humedad baja, densidad media.		M20	0,72	72%	-	-	-
15,00	material areno limoso con una tamaño e grano medio, coloración marrón claro, humedad baja, densidad media.		M21	0,81	81%	-	-	-

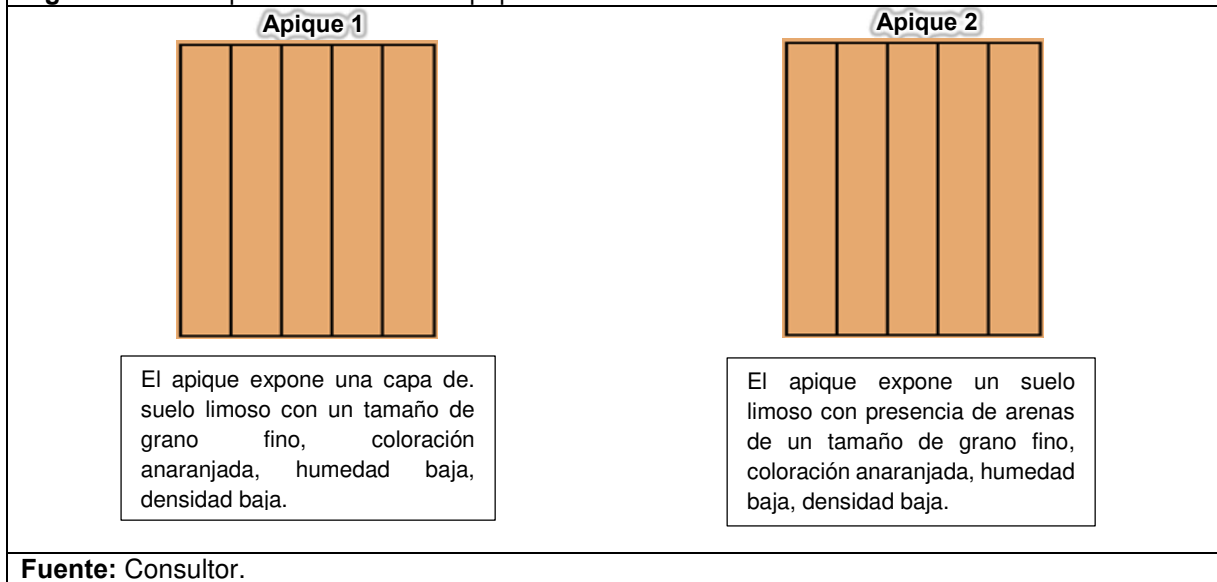
Fuente: Consultor.



7.1.3. Descripción visual de los apiques

A continuación, se presenta la descripción de los materiales identificados en los apiques realizado en la zona de estudio.

Figura 22. Descripción visual de los apiques realizados.



7.1.4. Resultados ensayos de laboratorio

En el análisis de las propiedades de los materiales se tiene en cuenta la toma de muestras de los apiques realizados durante la exploración geotécnica.

Los ensayos de mecánica de suelos efectuados se presentan en la Tabla 2, indicándose la cantidad de muestras analizadas.

Tabla 2. Ensayos de laboratorio realizados para las muestras recuperadas en el área de estudio.

ENSAYO	CANTIDAD REALIZADA
Humedad	14
Granulometría	14
Límites de Atterberg	14
Corte Directo	2

Fuente: Consultor.



7.1.4.1 Resultado de las caracterizaciones de los suelos

En la Tabla 3 se presentan los resultados de la caracterización de los apiques, en donde Wn (humedad), Prof. (profundidad), L.L. (Límite Líquido), L.P. (Límite Plástico), I.P. (Índice Plástico), Ic (Índice de consistencia), S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) y la AASHTO (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en ingles American Association of State Highway and Transportation Officials).

Tabla 3. Resultados ensayos de caracterizaciones de la exploración geotécnica (apiques).											
TIPO	PROF (m)	CLAS S.U.C.S	Wn %	LÍMITES ATTERBERG				GRADACIÓN			CLAS. AASHTO
				L.L. %	L.P. %	I.P. %	Ic	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %	
Apique 1	1.5	ML	16.23	24.49	23.00	1.49	5.53	0.86	48.06	51.09	A-4
Apique 2	1.5	ML	18.29	24.49	23.00	1.49	4.15	2.09	38.16	59.75	A-4

Fuente: Consultor.

De acuerdo a los resultados anteriores, se determina que en los apiques realizados se encontraron suelos limosos con presencia de arenas, con coloraciones anaranjadas, presentan bajas humedades y densidades.

En la Tabla 4 se presentan los resultados de las caracterizaciones realizadas a las muestras extraídas de las perforaciones ejecutadas en el sector de estudio.

Tabla 4. Resultados ensayos de caracterizaciones de la exploración geotécnica (Perforaciones).											
TIPO	PROF (m)	CLAS S.U.C.S	Wn %	LÍMITES ATTERBERG				GRADACIÓN			CLAS. AASHTO
				L.L. %	L.P. %	I.P. %	Ic	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %	
P1	0.90 – 1.35	SM	18.64	29.00	27.47	1.52	6.79	0.00	56.86	43.14	A-4
P1	2.70 – 3.15	SM	15.27	29.16	28.11	1.05	13.17	5.12	63.91	30.97	A-2-4
P1	6.00 – 7.00	SM	14.60	19.90	18.15	1.75	3.03	1.46	59.42	39.12	A-4
P1	10.0 – 11.0	SM	15.27	21.15	19.34	1.81	3.24	4.77	46.99	48.24	A-4
P2	1.35 – 1.80	SM	10.06	21.13	19.36	1.77	6.26	9.35	55.19	35.45	A-4
P2	3.60 – 4.05	SM	12.39	23.54	21.63	1.91	5.84	1.97	51.57	46.46	A-4
P2	7.00 – 8.00	SM	11.51	21.84	20.23	1.60	6.44	0.00	55.75	44.25	A-4
P2	10.0 – 11.0	SM	23.64	28.67	27.9	0.76	6.57	2.74	69.08	28.19	A-2-4

Fuente: Consultor.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

De acuerdo a los resultados anteriores, en las perforaciones realizadas se identificaron capas homogéneas de suelos areno limosos con un tamaño de grano medio a fino, con coloraciones marrón claro y marrón, densidades medias y humedades bajas.

A continuación, se presentan los resultados de las caracterizaciones realizadas a las muestras extraídas de los sondeos ejecutados en el sector de estudio.

Tabla 5. Resultados ensayos de caracterizaciones de la exploración geotécnica (Sondeos).											
TIPO	PROF (m)	CLAS S.U.C. S	W _n %	LÍMITES ATTERBERG				GRADACIÓN			CLAS. AASHTO
				L.L. %	L.P. %	I.P. %	I _c	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %	
S1	1.80 – 2.25	ML	17.60	21.01	20.37	0.64	5.36	0.90	31.64	67.50	A-4
S1	3.15 – 3.60	ML	20.59	22.25	21.65	0.59	2.80	2.23	42.78	55.00	A-4
S2	1.35 – 1.85	ML	12.24	16.81	15.50	1.30	3.51	1.79	42.08	56.13	A-4
S2	2.75 – 3.20	ML	15.40	19.16	18.94	0.22	17.19	7.77	37.60	54.63	A-4
Fuente: Consultor.											

Según los resultados expuestos en la anterior tabla se determina la presencia de capas homogéneas de suelos de tipo limo arenoso, en el sondeo 3 con humedades y densidades bajas, presentando coloraciones marrones con tonalidades naranjas, para el caso del sondeo 4 predomina una coloración marrón claro, con humedades bajas.

Potencial Expansivo

Para determinar el potencial del hinchamiento del suelo, se realiza el análisis del límite líquido e índice de plasticidad, definiendo la correlación existente entre los límites de consistencia vs el Potencial de expansión del suelo, de acuerdo a lo siguiente:

Tabla 6. Clasificación de potencial de hinchamiento.		
LL (%)	IP (%)	CLASIFICACIÓN DEL HINCHAMIENTO POTENCIAL
> 60	> 35	Alto
50 – 60	25 – 35	Marginal
50 <	25 <	Bajo
Fuente: Guía diseño de Placa Huella, INVIAS. (2017).		



Un suelo se considera con una clasificación marginal o alta de potencial de expansión si su límite líquido de tiene una magnitud por encima del 50% y el índice de plasticidad se encuentra sobre el 25%. Para el caso en estudio, al comparar los resultados con los límites establecidos se identifica que los suelos caracterizados no presentan potencial expansivo.

7.1.4.2 Resultado del ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo permite conocer la resistencia al corte del material cuando se le aplica dos esfuerzos, un esfuerzo normal ocasionado por la aplicación de una carga vertical y un esfuerzo cortante, producto de la aplicación de una carga horizontal.

El ensayo de corte directo se realiza a cada uno de las muestras extraídas de los dos apiques con el fin de conocer las propiedades de resistencia del suelo en base al modelo constitutivo de Mohr Coulumb. Los resultados obtenidos se exponen en la Tabla 7.

Tabla 7. Resultados del ensayo de corte directo.			
TIPO	DENSIDAD (g/cm ³)	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	COHESIÓN (Kg/cm ²)
Apique 1	1.89	22.06	0.13
Apique 2	1.86	23.46	0.13
Fuente: Consultor.			

7.1.4.3 Resultados ensayo de densidad aparente – Método del Terrón Parafinado ASTM D 4531-86

La densidad aparente del suelo permite calcular el volumen del suelo incluyendo las partículas sólidas del mismo y también su espacio poroso; es una característica dinámica utilizada como indicador de calidad del suelo en procesos de compactación. (Flores & Alcalá, 2010).

Un método para determinar la densidad aparente del suelo es el método del terrón parafinado, donde el peso unitario es definido como la masa por unidad de volumen. El peso unitario del suelo varía de acuerdo al contenido de agua que tenga el suelo, en húmedo (no saturado), saturado y seco.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A continuación, se presentan los resultados de las densidades aparentes realizados en las muestras tomadas de los sondeos realizados en el sitio de estudio.

Tabla 8. Resultados peso unitario		
MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	PESO UNITARIO (g/cm³)
Sondeo 1 - M4	1.35 – 1.80	1.697
Sondeo 1 - M7	2.70 – 3.15	1.764
Sondeo 2 - M3	0.90 – 1.35	1.830
Sondeo 2 - M8	3.20 – 3.65	1.854
Perforación 1 - M6	2.25 – 2.70	1.757
Perforación 1 - M9	4.05 – 4.50	1.810
Perforación 2 - M3	0.90 – 1.35	1.628
Perforación 2 - M10	4.05 – 4.50	1.736
Fuente: Consultor.		

7.2.3.3 Resultados de compresiones Incofinadas

Este ensayo permite determinar en el laboratorio la resistencia uniaxial no confinada del suelo a través del esfuerzo que soporta el material para determinadas deformaciones. Geotécnicamente, el esfuerzo es definido como la fuerza aplicada dividida entre el área transversal inicial del material (El área calculada antes de aplicar la fuerza). El área transversal es el área perpendicular a la línea de acción de la fuerza. El esfuerzo es denotado en Megapascascales MPa (N/m²).

En la Tabla 9 se presentan los resultados para este ensayo de las muestras recuperadas en campo.

Tabla 9. Resultados compresión incofinada			
MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	LECTURA DE CARGA (KN)	ESFUERZO (MPa)
Perforación 1 – M5	1.80 – 2.25	7.89	4.49
Perforación 1 – M9	3.60 – 4.05	7.89	4.31
Perforación 2 – M7	2.70 – 3.15	7.35	4.06



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Tabla 9. Resultados compresión inconfiada			
MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	LECTURA DE CARGA (KN)	ESFUERZO (MPa)
Perforación 2 – M11	4.50 – 4.95	7.45	4.05
Sondeo 1 – M9	3.60 – 4.05	8.97	5.16
Sondeo 1 – M6	2.25 – 2.70	9.40	4.96
Sondeo 2 – M8	3.20 – 3.65	9.30	5.03
Sondeo 2 – M3	0.90 – 1.35	9.23	5.02
Fuente: Consultor.			

7.2.3.3 Resultados Consolidación



Tabla 10. Resultados ensayo de Consolidación	
Cc (mm²/min)	0.04826
Cs (mm²/min)	0.01409
Fuente: Consultor.	



7.1.5. Resultados ensayos de penetración estándar

El ensayo de penetración estándar se realizó en cada uno de los sondeos y perforaciones, con el fin de identificar las modificaciones en cuanto a dureza o consistencia de los suelos y correlacionar la resistencia del mismo a partir del parámetro N corregido.

A continuación, se presentan los valores de N de campo para cada uno de los ensayos, así como su respectiva corrección.

Tabla 11. Correlación de N de SPT de campo y N de SPT corregido – Perforación 1		
PROFUNDIDAD (m)	PERFORACIÓN NO. 1 N EN CAMPO	PERFORACIÓN NO. 1 N CORREGIDO
0,45	9	5
0,90	20	16
1,35	17	14
1,80	27	21
2,25	27	18
2,70	50	35
3,15	29	20
3,60	36	23
4,05	59	32
4,50	68	35
4,95	91	46
6,00	Barrena	
7,00	Barrena	
8,00	Barrena	
9,00	Barrena	
10,00	Barrena	
11,00	Barrena	
12,00	Barrena	
13,00	Barrena	
14,00	Barrena	
15,00	Barrena	
Fuente: Consultor.		



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Tabla 12. Correlación de N de SPT de campo y N de SPT corregido – Perforación 2

PROFUNDIDAD (m)	PERFORACIÓN NO. 2 N EN CAMPO	PERFORACIÓN NO. 2 N CORREGIDO
0,45	27	14
0,90	19	15
1,35	31	25
1,80	36	28
2,25	41	28
2,70	47	33
3,15	44	30
3,60	66	42
4,05	63	35
4,50	67	35
4,95	75	38
6,00	Barrena	
7,00	Barrena	
8,00	Barrena	
9,00	Barrena	
10,00	Barrena	
11,00	Barrena	
12,00	Barrena	
13,00	Barrena	
14,00	Barrena	
15,00	Barrena	

Fuente: Consultor.

Tabla 13. Correlación de N de SPT de campo y N de SPT corregido – Sondeo 1

PROFUNDIDAD (m)	SONDEO NO. 1 N EN CAMPO	SONDEO NO. 1 N CORREGIDO
0,45	16	8
0,90	19	15
1,35	25	20
1,80	19	15
2,25	28	19
2,70	32	22
3,15	44	30
3,60	63	40
4,05	72	40
4,50	85	44

Fuente: Consultor.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Tabla 14. Correlación de N de SPT de campo y N de SPT corregido – Sondeo 1		
PROFUNDIDAD (m)	SONDEO NO. 2 N EN CAMPO	SONDEO NO. 2 N CORREGIDO
0,45	12	6
0,90	14	11
1,35	26	21
1,80	39	30
2,25	45	30
2,70	40	28
3,15	50	34
3,60	59	38
4,10	91	50
Fuente: Consultor.		

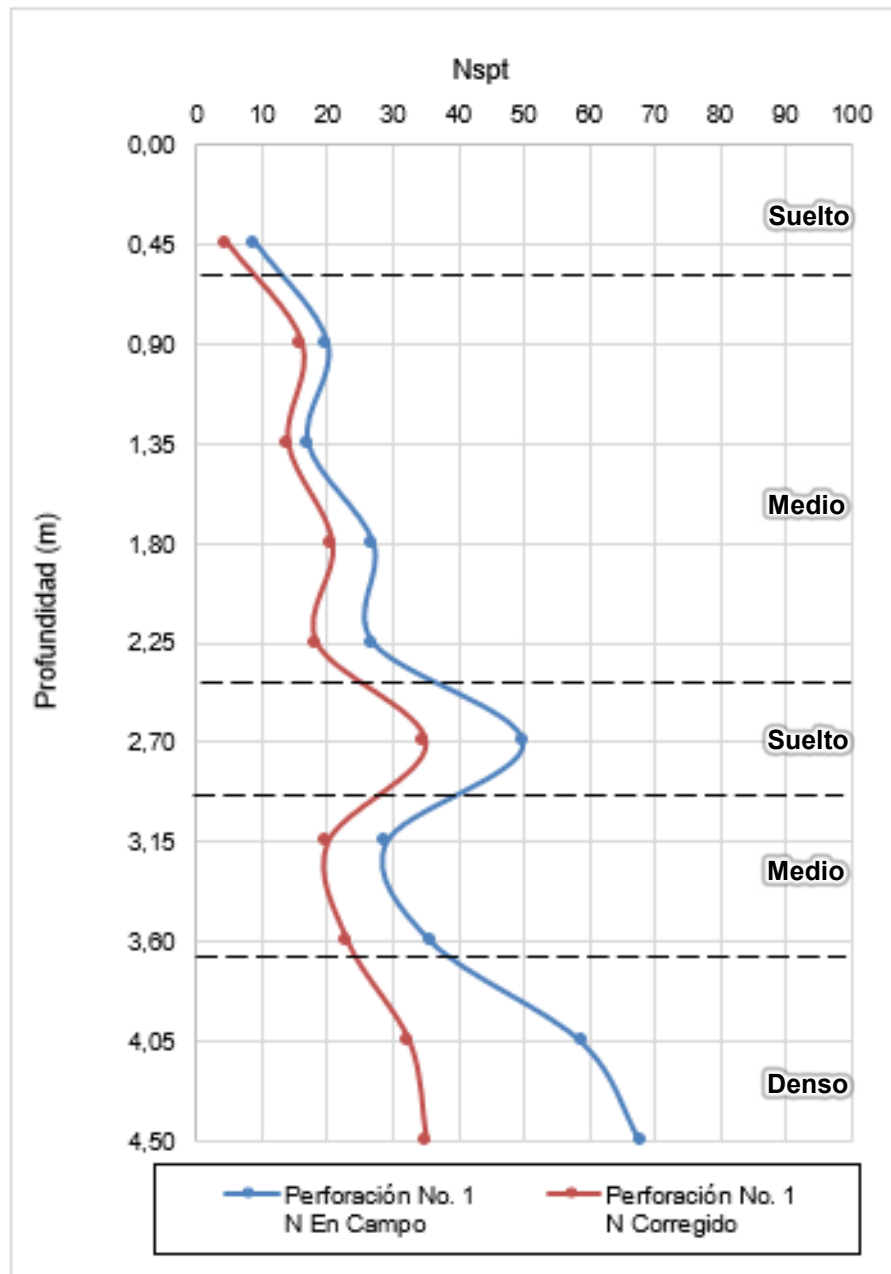
Para interpretar los resultados del ensayo se correlaciona el parámetro N corregido con la densidad y estado del suelo para el caso de suelos granulares como se muestra en la Tabla 15.

Tabla 15. Interpretación de los ensayos SPT, para suelos granulares		
NÚMERO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR N	DENSIDAD RELATIVA %	ESTADO DEL SUELO
0 a 3	0 a 15	Muy suelto
3 a 8	15 a 35	Suelto
8 a 25	35 a 65	Medio
25 a 42	65 a 85	Denso
42 a 58	85 a 100	Muy denso
Fuente: Jamiel Kowski et al, 1988		

De acuerdo con lo anterior, se interpreta y analiza los resultados obtenidos, los cuales se exponen en las siguientes figuras.



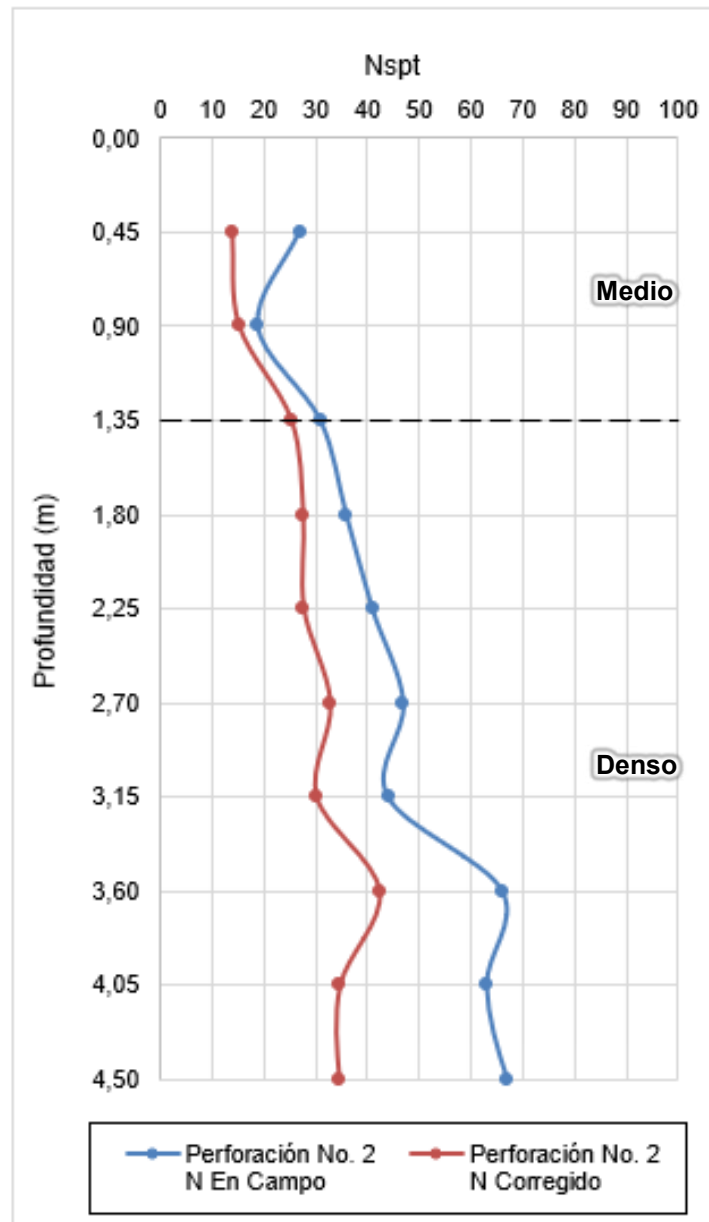
Figura 24. Análisis de suelos para perforación 1



Fuente: Consultor.



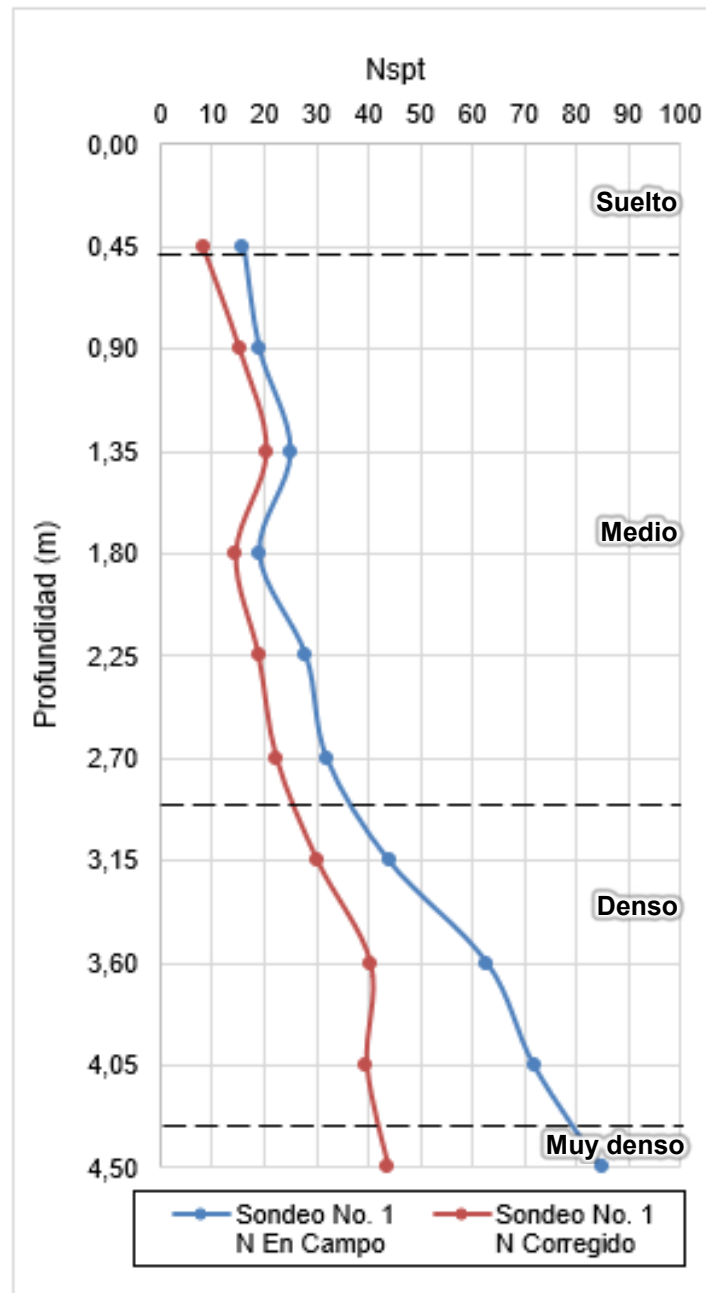
Figura 25. Análisis de suelos para perforación 2



Fuente: Consultor.



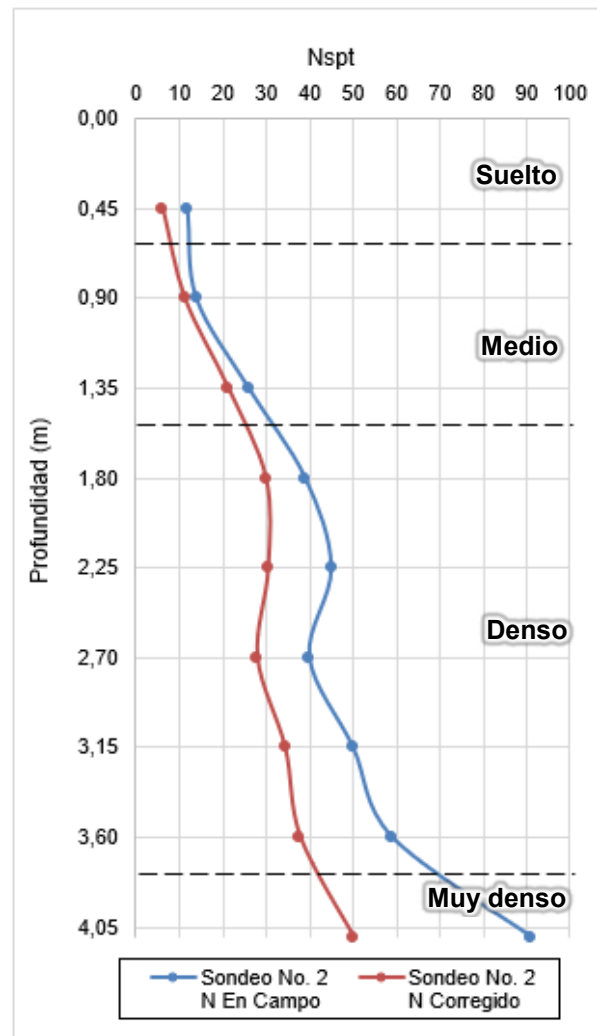
Figura 26. Análisis de suelos para sondeo 1



Fuente: Consultor.



Figura 27. Análisis de suelos para sondeo 2



Fuente: Consultor.

8.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA INDIRECTA

7.2.1. Localización

A partir de la identificación de zonas de interés geotécnico se localiza la exploración geofísica en el área de estudio. En la Tabla 16 se presentan las coordenadas de la localización de los



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

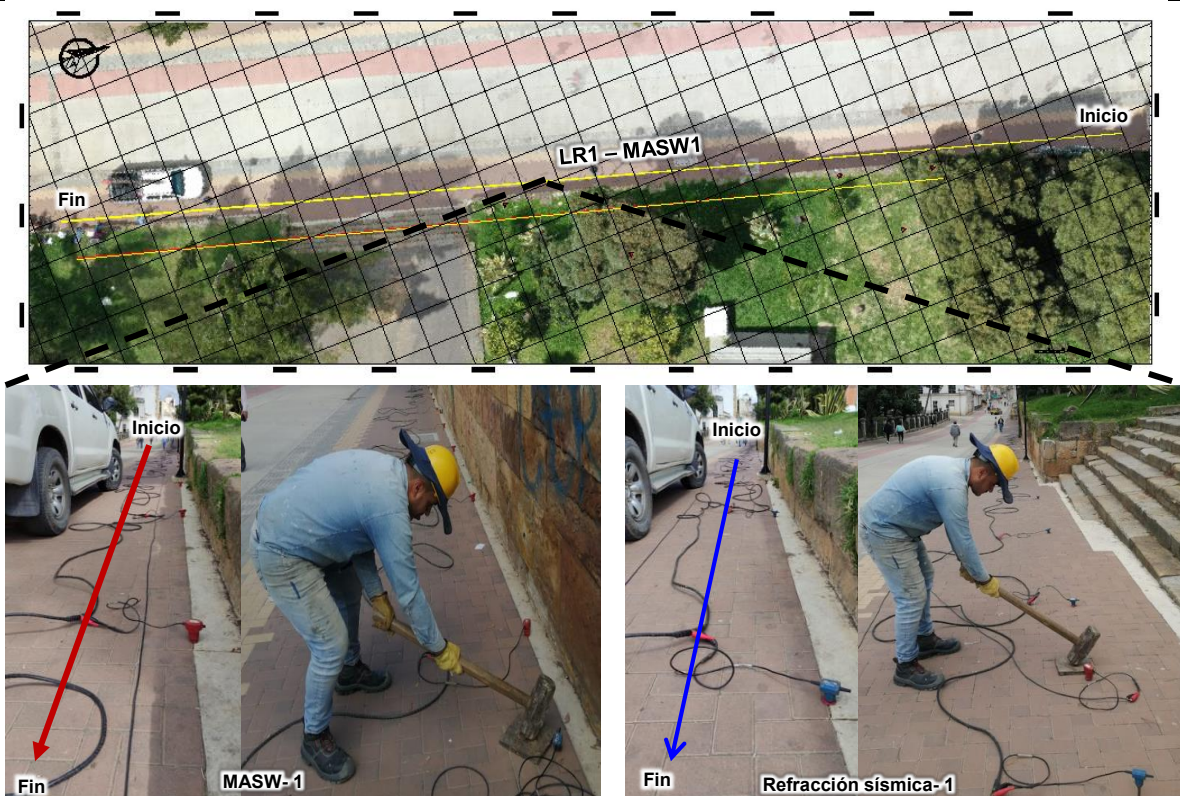
ensayos geofísicos con su respectiva longitud, los cuales están representados gráficamente en la Figura 28 y Figura 29.

Tabla 16. Localización de la exploración sísmica de refracción y MASW.

NOMBRE	LONGITUD (metros)	COORDENADAS MAGNA SIRGAS ORIGEN BOGOTÁ			
		PUNTO INICIO		PUNTO FINAL	
		ESTE (m)	NORTE (m)	ESTE (m)	NORTE (m)
LRS-1 MASW-1	50.6	1079104.652	1103036.066	1079090.159	1102987.586
LRS-2 MASW-1	48.3	1079105.755	1103033.882	1079092.382	1102987.614

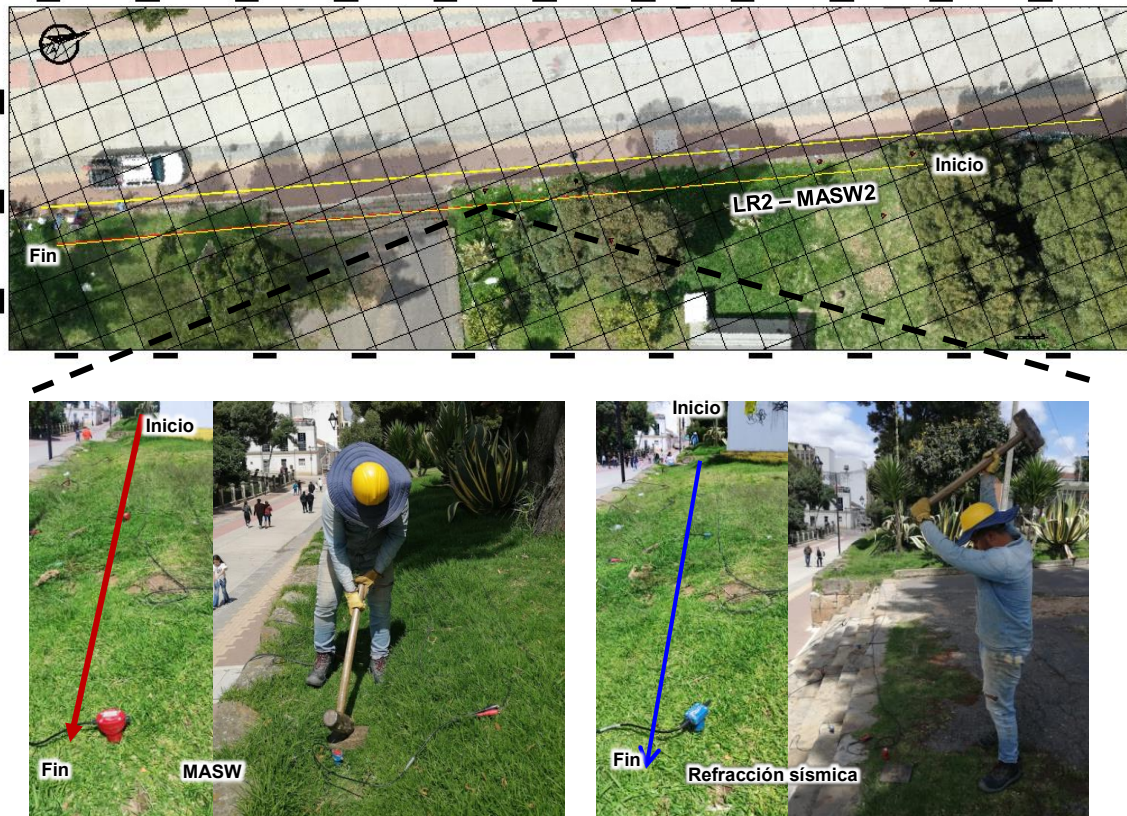
Fuente: Consultor.

Figura 28. Localización de los ensayos geofísicos. (LR1/MASW1)



Fuente: Consultor.

Figura 29. Localización de los ensayos geofísicos. (LR2/MASW2)



Fuente: Consultor.

7.2.2. Análisis de contexto

7.2.2.1. Refracción sísmica

Con el método sísmico de refracción se determinan los perfiles de velocidades de compresión (V_p) a partir de ondas superficiales, permitiendo así caracterizar el subsuelo y definir los espesores de las unidades litológicas.

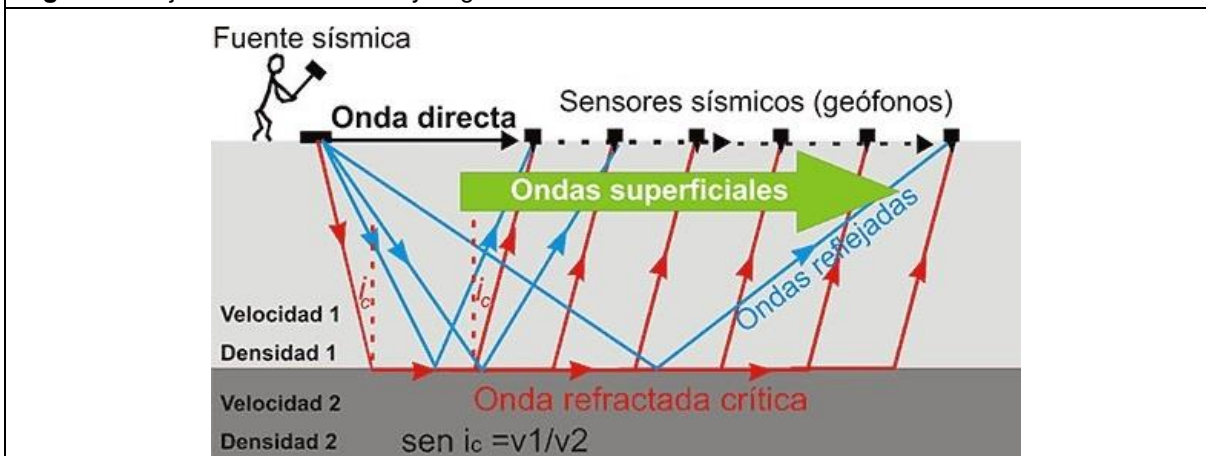
Este método consiste en generar ondas con la ayuda de un martillo o por la detonación de explosivos a una distancia conocida del extremo del tendido en el punto de disparo, induciéndose vibraciones en el terreno, estas son detectadas por cada uno de los sensores



en el tendido. Únicamente se analiza la primera llegada de las ondas, las cuales contienen la información del tiempo de propagación de una onda refractada en el subsuelo donde el cambio de velocidades es muy alto (Figura 30).

En términos de la Ingeniería Civil, y el estudio dinámico de los suelos los alcances y

Figura 30. Ejecución de los ensayos geofísicos.



Fuente: Consultor.

limitaciones del método serían los siguientes:

Alcances:

- Detecta variaciones tanto en profundidad como en la horizontal de la velocidad de la onda P.
- Permite la detección de la profundidad a basamento y de su relieve, dependiendo de variables como longitud del tendido, energía de la fuente sísmica, velocidades de los suelos.

Limitaciones:



- El método funciona idealmente cuando la velocidad de propagación de las ondas aumenta con la profundidad. Sin embargo, en el caso de suelos con capas intermedias de menor velocidad, sus resultados deben ser ajustados usando técnicas de inversión sísmica.

Entre los métodos para procesar y analizar los resultados de las primeras llegadas están:

- Método del recíproco generalizado.
- Método de Delay time
- Time-term inversión
- Tomografía sísmica.

7.2.2.2. **MASW**

El análisis multicanal de ondas de superficie (MASW) es uno de los métodos de levantamiento sísmico que evalúa las condiciones elásticas (rigidez) en el suelo para propósitos de ingeniería entre otros. El MASW primero mide las ondas sísmicas de superficie generada por varios tipos de fuentes, como martillos, analizando las velocidades de propagación de esas ondas superficiales, y entonces se deduce la variación de la onda de corte (V_s) la cual se relaciona con el módulo de corte (G) según la siguiente fórmula.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \text{ donde } \rho \text{ es la densidad y } G \text{ el módulo de corte.}$$

El procedimiento estándar del MASW consiste básicamente en 3 pasos:

1. Adquisición de datos mediante geófonos 4.5Hz que se almacenan en shot gathers de formato seg2 file.
2. Análisis de curvas de dispersión.
3. Inversión de parámetros. Se calcula la variación de la velocidad V_s respecto a la profundidad a través de modelos teóricos de dispersión los cuales son extraídos y procesados por SeisImager de Geometrics.



El resultado de la inversión de parámetros para una adquisición MASW es un perfil de profundidad y ondas de corte. A partir de este se calculan la densidad, módulo de corte (G), módulo de elasticidad (E), coeficiente de Poisson (ν). Los insumos sísmicos necesarios para el procesamiento son, el disparo sísmico de campo y su respectiva transformación al dominio velocidad-frecuencia donde se analiza el modo fundamental que conforman posteriormente las curvas de dispersión.

7.2.3. Resultados

A continuación, se presentan los resultados de la exploración geofísica desarrollada mediante refracción sísmica y MASW.

7.2.3.1. Resultados refracción sísmica

Los resultados de la exploración sísmica se presentan como secciones 2D de tomografías sísmicas para la onda P, este procesamiento se realiza teniendo en cuenta el tiempo de arribo de la primera llegada; estos datos se invierten en el software SeisImager usando 50 capas y 5 nodos para formar cada celda de muestreo.

Estas secciones con horizontes son el resultado de campo para estratos que varían con la velocidad para cada tomografía por separada. A continuación, se muestran los resultados de la inversión realizada para el ensayo.

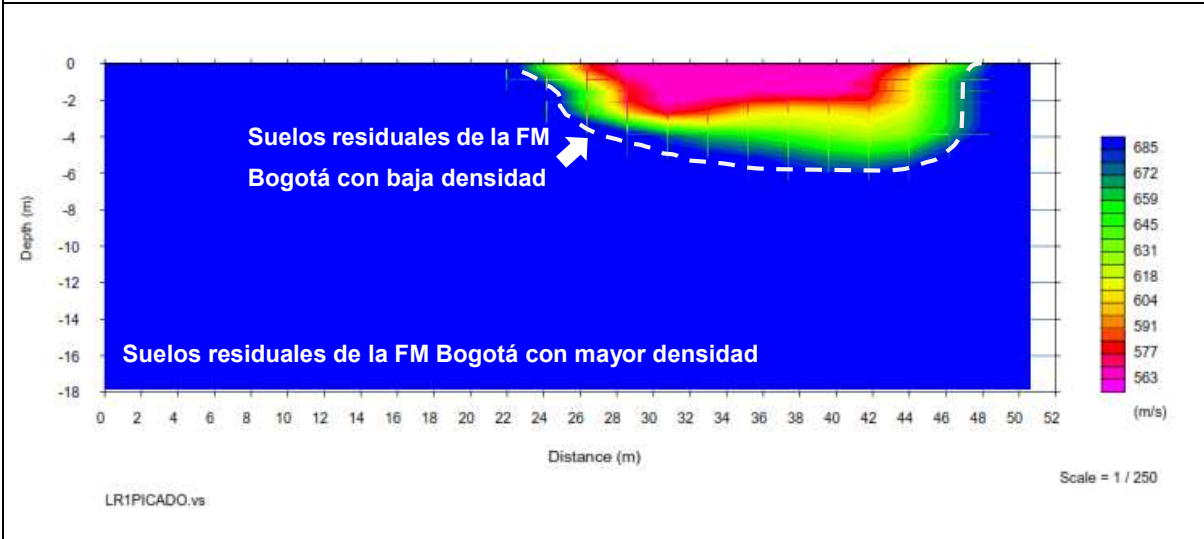
LRS-1

La línea sísmica LRS-1 presentó una longitud de 50.6 m tendida mediante 24 geófonos espaciados cada uno a 2.20 m, con una prospección vertical igual a 18 m y variaciones en velocidad de onda longitudinal (V_p) entre 563m/s y 685m/s. En el perfil se identifican dos capas, la primera con espesor variable de hasta 6 metros correspondiente a suelos residuales de la Formación Bogotá, caracterizados por bajas densidades y velocidades de onda longitudinal entre 563 – 650 m/s, suprayaciendo se encuentra la segunda capa compuesta por suelos residuales de la formación Bogotá con mayor densidad en relación a los



encontrados en la primera capa, presentando V_p de aproximadamente 680m/s. (Ver Figura 31).

Figura 31. Refracción sísmica LRS-1 (V_p)



Fuente: Consultor.

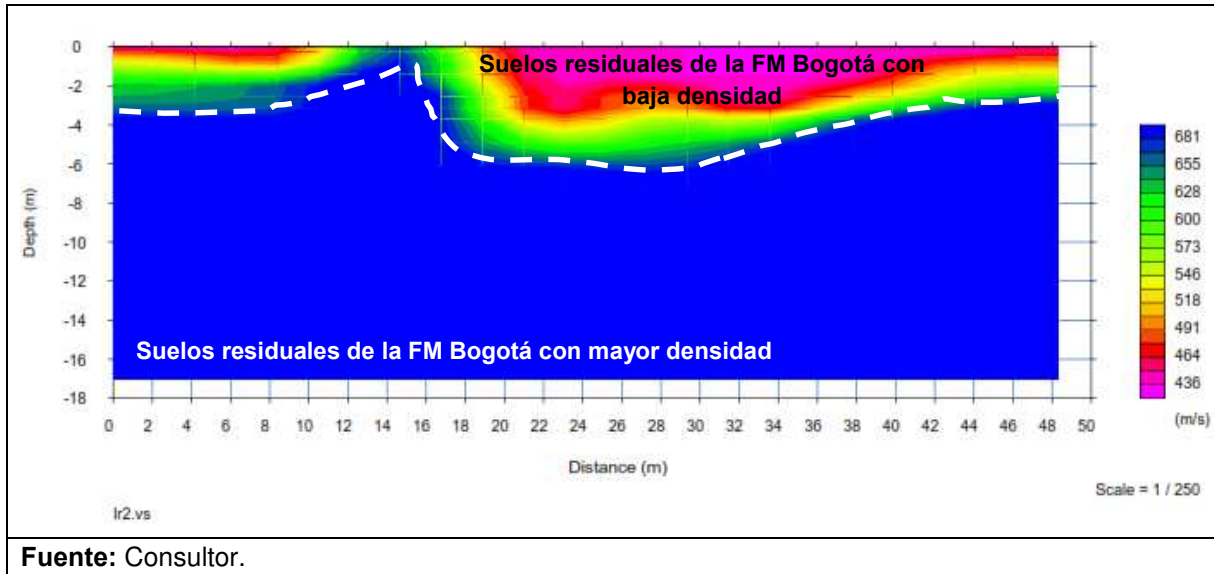
LRS-2

La línea sísmica LRS-2 presentó una longitud de 48.3 m tendida mediante 24 geófonos espaciados cada uno a 2.1 m, el ensayo presentó una prospección vertical igual a 17 m, con variaciones en velocidad de onda longitudinal (V_p) entre 436 m/s y 681 m/s. Mediante el ensayo se identifican dos capas de suelos, la primera con espesor variable de hasta 6m correspondiente a suelos residuales de la Formación Bogotá de baja densidad presentando variaciones de onda longitudinal de 436 m/s a 600 m/s, en contraste con la capa inferior diferenciada por su contraste de velocidad de onda con un V_p de aproximadamente 680 m/s asociada a suelos residuales de la Formación Bogotá con mayor densidad que la capa superior. (Ver Figura 32).

Figura 32. Refracción sísmica LRS-2 (V_p)



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO



7.2.3.2. Ensayo MASW

El ensayo de MASW permite definir la velocidad de onda cortante promedio en una profundidad de 30 metros, este valor determina el perfil de suelo según la Norma Colombiana de Diseño de Puentes– CCP-14. En la Tabla 3.10.3.1-1, definiendo los tipos de suelos catalogados por la magnitud de onda cortante, esta clasificación se presenta en la Tabla 17.

Tabla 17. Categorización del tipo de suelo de acuerdo a la CCP14		
TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50, o$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Tabla 17. Categorización del tipo de suelo de acuerdo a la CCP14		
TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15, o$ $100 \text{ kPa } (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ KPa } (\approx 0,5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$180 \text{ m/s } > \bar{V}_s$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $25 \text{ kPa } (\approx 0,25 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F1 – Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2 – Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3 – Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5m con índice de plasticidad IP>75). F4 – Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>36m).	
Fuente: CCP-14		

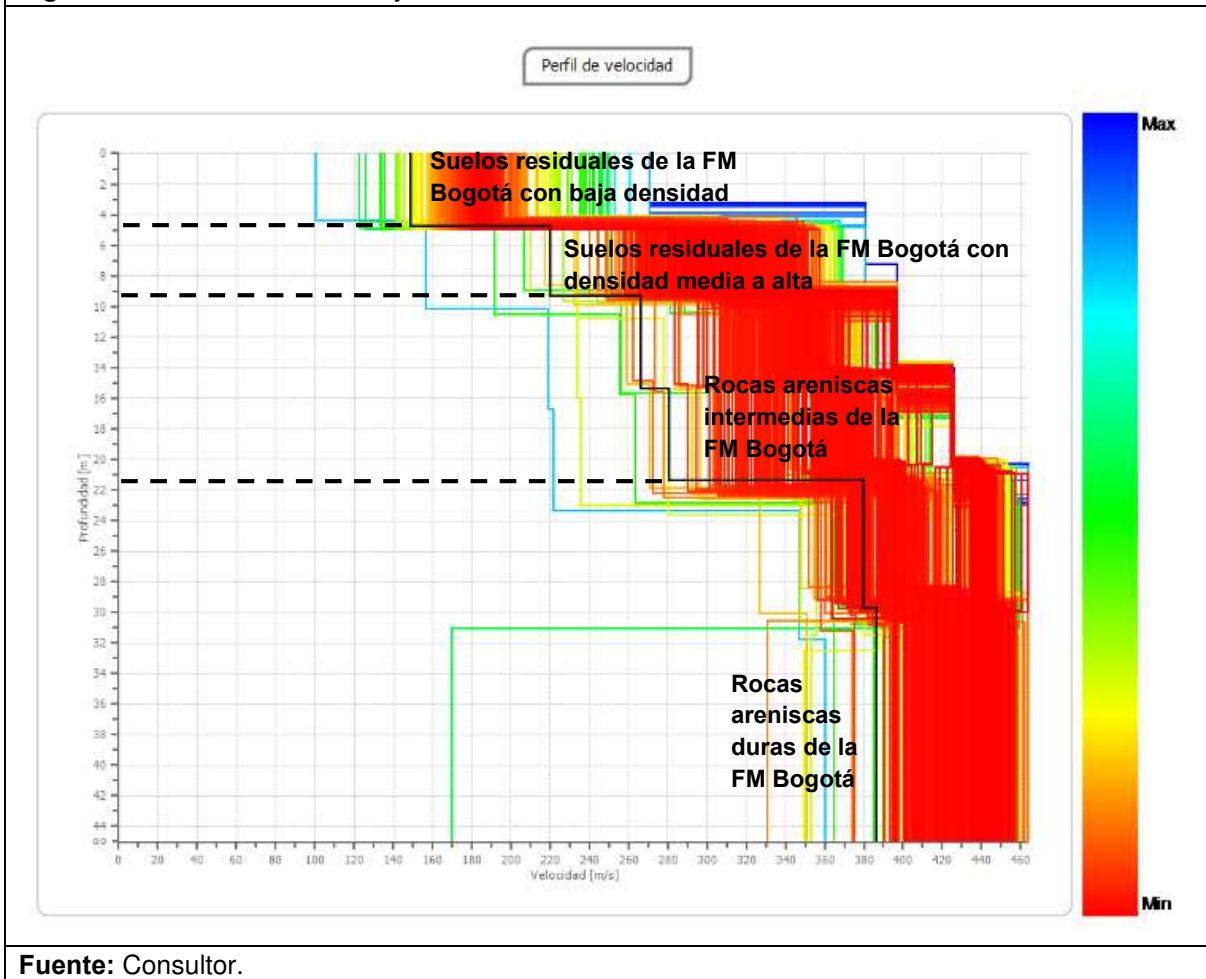
A continuación, se presentan los resultados de los ensayos MASW ejecutados en campo.

- **MASW-1**

En la Figura 33 se expone el perfil de velocidad (Vs) del suelo obtenido mediante el ensayo MASW, a partir del cual se identificó el perfil de suelo partiendo de la velocidad de onda cortante promedio a 30 metros y tomando como referencia la categorización realizada por la CCP14, de esta manera y teniendo en cuenta que el Vs30 promedio es de 250.90 m/s se determina que el perfil de suelo analizado corresponde a tipo D, relacionado con suelos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante $360 \text{ m/s } > V_{s30} \geq 180 \text{ m/s}$.



Figura 33. Resultados del ensayo MASW-1.

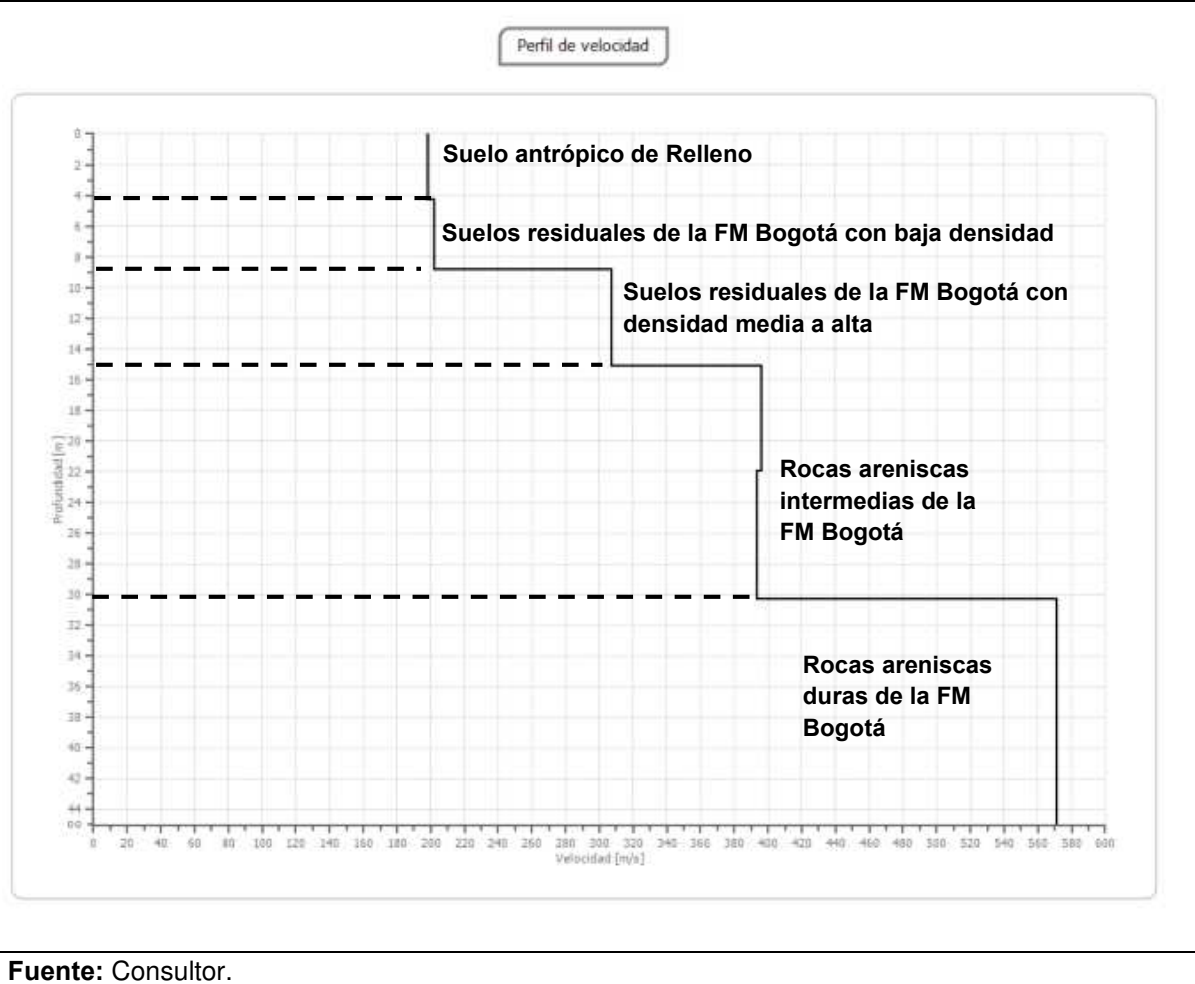


- **MASW-2**

En la Figura 34 se muestra el perfil de velocidad (V_s) del suelo obtenido mediante el ensayo MASW, a partir del cual se identificó el perfil de suelo partiendo de la velocidad de onda cortante promedio a 30 metros y tomando como referencia la categorización realizada por la CCP14, de esta manera y teniendo en cuenta que el V_{s30} promedio es de 293.06 m/s se determina que el perfil de suelo analizado corresponde a tipo D, relacionado con suelos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante $360\text{m/s} > V_{s30} \geq 180\text{m/s}$.



Figura 34. Resultados del ensayo MASW-2.



Resultados módulos dinámicos

Con los resultados obtenidos para V_p y V_s es posible definir los módulos de corte del suelo, en la siguiente tabla se presentan las ecuaciones utilizadas para su respectiva estimación.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

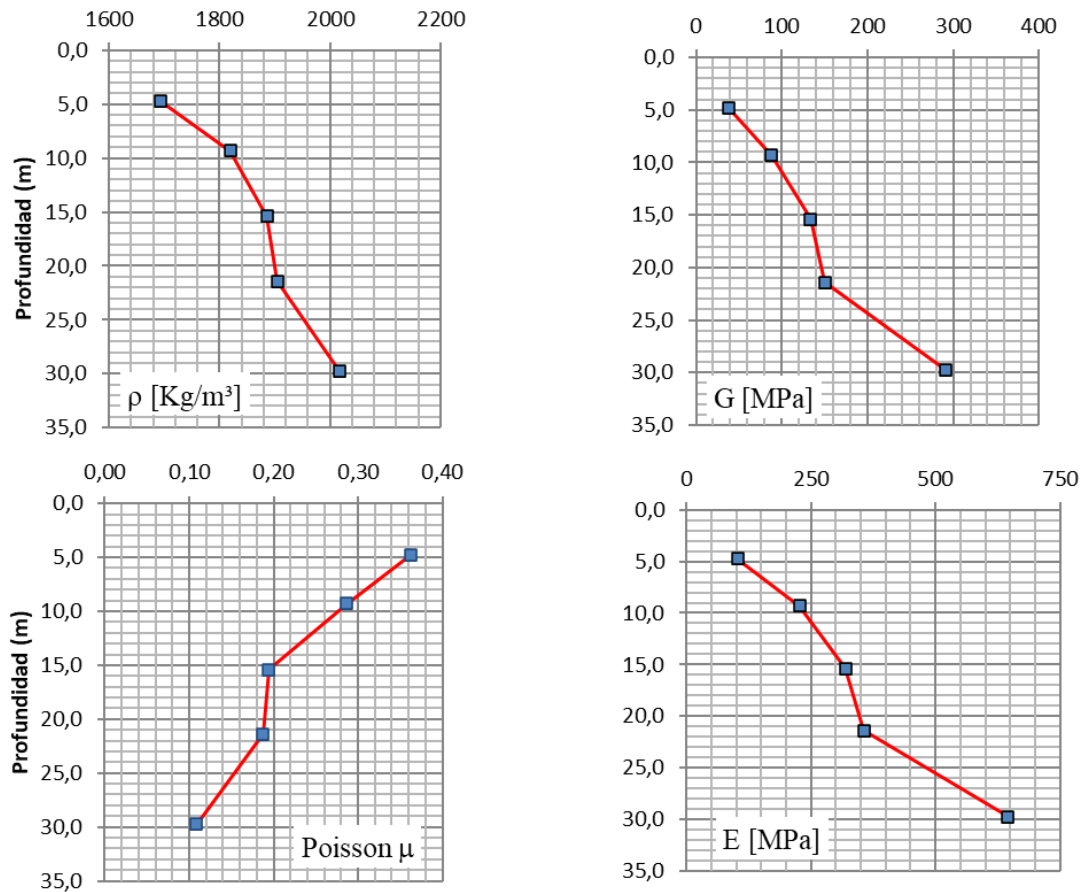
Tabla 18. Ecuaciones para determinar módulos dinámicos mediante ensayos sísmicos		
MODULO DE ELASTICIDAD (MPa)	MÓDULO DE CORTE (MPa)	RELACIÓN DE POISSON (Adimensional)
$E = \frac{\rho * (3 * Vp^3 - 4 * Vs^2)}{Vs^2 - 1}$	$G = \rho * Vs^2$	$v = \frac{\frac{Vp^2}{(2 * Vs^2 - 1)}}{\frac{Vp^2}{(Vs^2 - 1)}}$
Fuente: Consultor.		

Los resultados obtenidos para los módulos dinámicos para los ensayos realizados se exponen en las siguientes tablas y figuras.

Tabla 19. Módulos dinámicos del suelo a partir del ensayo MASW 1.							
Resultado inversión de parámetros MASW					Calculados		
<i>Profundidad hasta tope de la capa</i>	<i>Espesor de la capa</i>	<i>Velocidad de corte</i>	<i>Velocidad de la onda P</i>	<i>Densidad</i>	<i>Módulo de Corte (G)</i>	<i>Coeficiente de Poisson</i>	<i>Módulo de elasticidad</i>
(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(kg/m3)	(Mpa)	-	(Mpa)
4,76	4,76	148,73	359,20	1693,79	37,47	0,36	102,12
9,31	4,55	219,96	434,99	1819,57	88,04	0,29	226,59
15,40	6,09	266,38	458,29	1885,73	133,81	0,19	319,62
21,40	6,00	280,65	520,37	1904,32	149,99	0,19	356,21
29,74	8,34	379,90	620,37	2017,12	291,12	0,11	645,31
Fuente: Consultor.							



Figura 35. Resultado de módulos de corte para MASW-1.



Fuente: Consultor.

Tabla 20. Módulos dinámicos del suelo a partir del ensayo MASW 2.

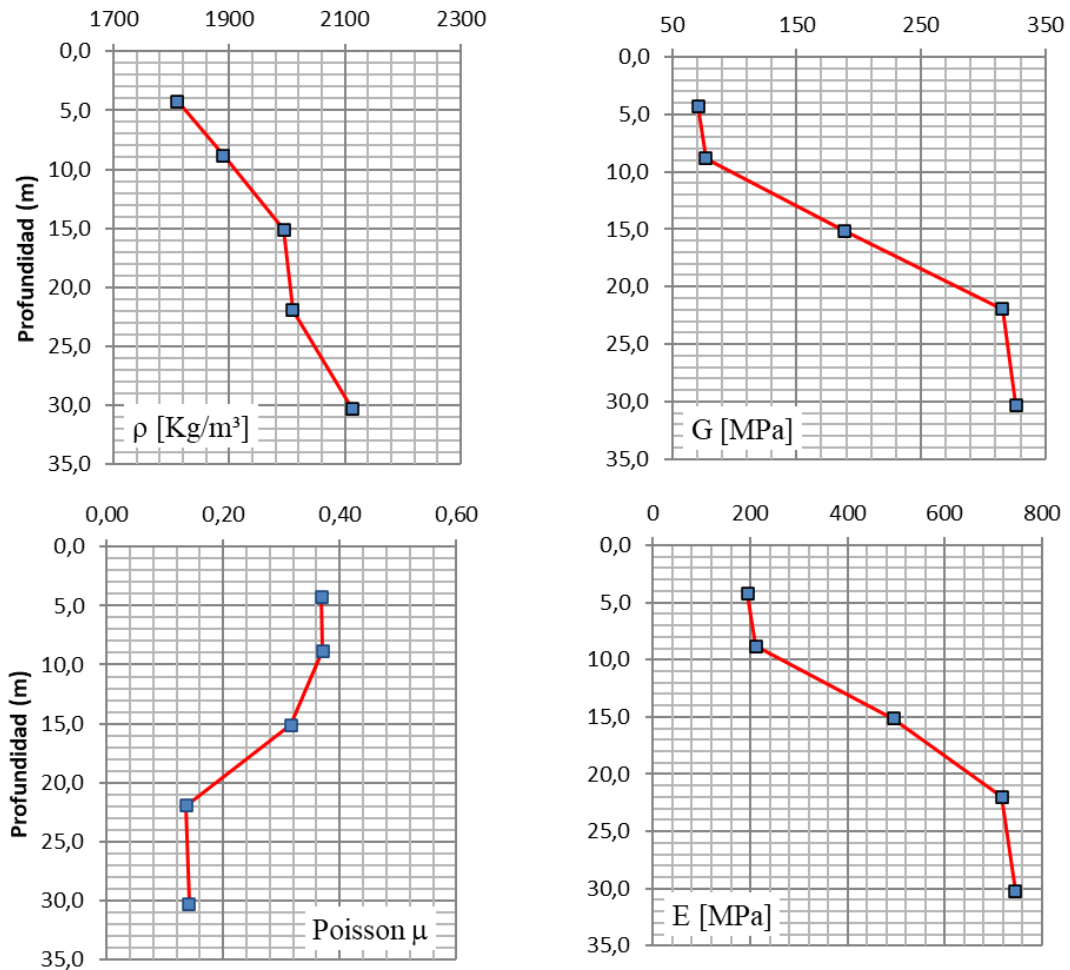
Resultado inversión de parámetros MASW					Calculados		
Profundidad hasta tope de la capa	Espesor de la capa	Velocidad de corte	Velocidad de la onda P	Densidad	Módulo de Corte (G)	Coeficiente de Poisson	Módulo de elasticidad
(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(kg/m3)	(Mpa)	-	(Mpa)
4,25	4,25	198,10	489,56	1810,11	71,04	0,37	194,49
8,84	4,59	201,81	501,45	1890,05	76,98	0,37	210,98
15,13	6,29	307,07	647,02	1994,30	188,05	0,32	495,04
21,97	6,85	396,22	672,00	2009,80	315,52	0,14	717,04
30,28	8,30	393,14	671,57	2112,50	326,51	0,14	745,15

Fuente: Consultor.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 36. Resultado de módulos de corte para MASW-2.



Fuente: Consultor.



8. DEFINICIÓN DE UNIDADES GEOLÓGICAS PARA INGENIERÍA

Según lineamientos de la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa a escala detallada del SGC (2016), las unidades geológicas en términos de ingeniería se delimitan según el origen, litología, resistencia cualitativa, grado de meteorización y el diaclasamiento, entre otros factores.

Las UGI corresponden a zonas delimitadas teniendo en cuenta que representen alto grado de homogeneidad con respecto a las propiedades geotécnicas básicas, cumpliendo con las características de área y espesores mínimos cartografiables, de acuerdo con la escala de trabajo y con base en la definición de unidades litoestratigráficas.

Se clasifican como rocas o suelos a partir de cuatro grandes grupos: rocas, suelos residuales y saprolitos, suelos transportados en cualquier ambiente (depósitos aluviales, de ladera o coluviales, costeros, volcánicos, eólicos y glaciares), y suelos antrópicos.

Origen y litología

Se debe hacer una identificación preliminar de la unidad con base en su origen, que se complementará posteriormente de acuerdo con sus características litoestratigráficas, esto es, la caracterización litológica (composición y estructura) de las sucesiones estratigráficas. Esta clasificación preliminar permite diferenciar entre rocas y suelos, y estos últimos diferenciados entre transportados, residuales o antrópicos (SGC, 2016).

Una vez establecidas las posibles UGI, identificadas preliminarmente por el origen y la litología, se define la nomenclatura asociada, la cual se ajusta de acuerdo con la caracterización de los materiales en la actividad de comprobación de campo. El sistema de nomenclatura propuesto es el siguiente:

- La primera letra, en mayúscula, indica si es roca (R) o suelo (S).
- Si es roca (R), la segunda letra, en minúscula, indica su calidad, según sus características de resistencia cualitativa, grado de meteorización y el diaclasamiento,



entre otras, la cual se ajustará según la caracterización realizada cuantitativamente, que se denomina muy dura (md), dura (d), intermedia (i), blanda (b) y muy blanda (mb).

- Si es suelo (S), la segunda letra indicará el origen: transportado (t), residual (r) o antrópico(a).
- La tercera letra indica el tamaño del grano predominante o la textura del material.
- Se pueden agregar al nombre otras letras que indiquen las características geotécnicas del material.

A continuación, se presenta la descripción de cada una de las UGI definidas en el área de influencia del sitio crítico.

Suelos antrópicos

- *Suelo antrópico de lleno (Sal)*

Depósitos de carácter matriz soportado (20% clastos - 80% matriz), de carácter limoso, con espesor variable de hasta 3,6 m, adecuado como material de relleno para la construcción y adecuación de infraestructura en el área de estudio. Las propiedades geotécnicas definidas corresponden a un peso específico de 18,28 KN/m³, ángulo de fricción de 22,56° y cohesión de 14,11 KN/m², con velocidades de onda P que varían entre 436 m/s a 655 m/s.

Suelo residual

- *Suelo residual arenoso de la Formación Bogotá (Srab)*

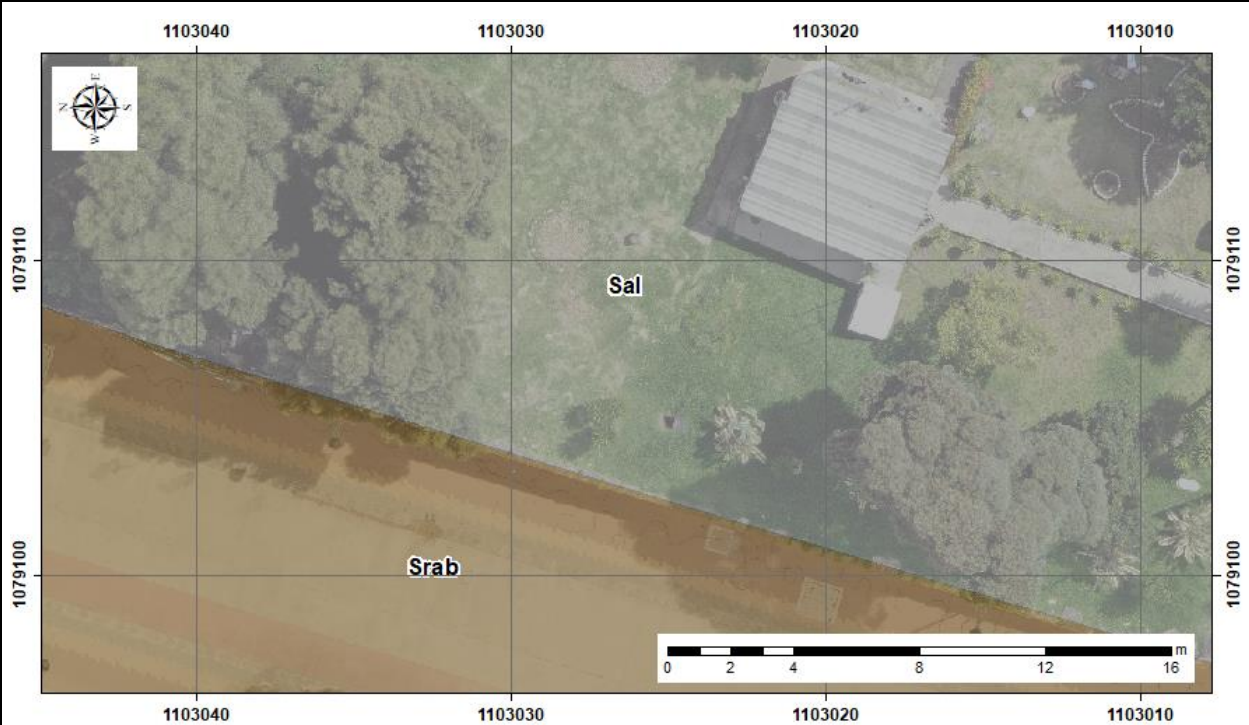
Suelos desarrollados producto de la meteorización de rocas de la Formación Bogotá. Corresponden a suelos areno limosos de densidad moderada a alta, de color marrón claro. Sus propiedades geotécnicas corresponden a peso específico de 18,37 KN/m³, ángulo de fricción de 22,64° y cohesión de 21,92 KN/m², con velocidades de onda P que varían entre 563 m/s a 685 m/s.

A continuación, se presenta el plano con las unidades geológicas para ingeniería identificadas en el sector de estudio.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 37. Unidades geológicas para ingeniería del área de estudio.



Fuente: Consultor.

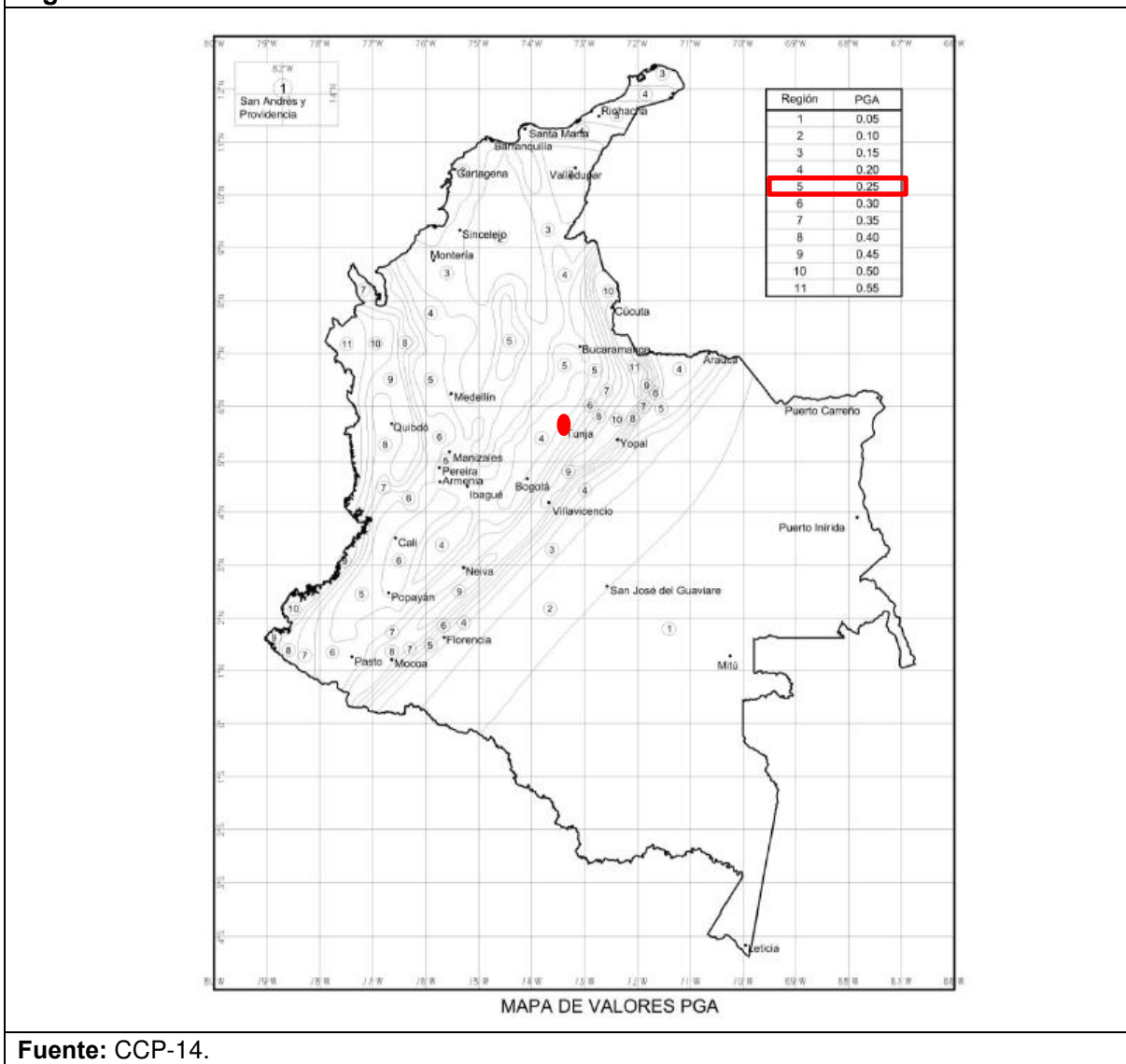


ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

9. ANÁLISIS SÍSMICO

A partir de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 3, Numeral 3.10 se realiza la evaluación de la sismicidad. A continuación, se presentan los mapas empleados por el CCP-14 para la evaluación de los coeficientes de aceleración.

Figura 38. Aceleración Pico Horizontal del terreno PGA.



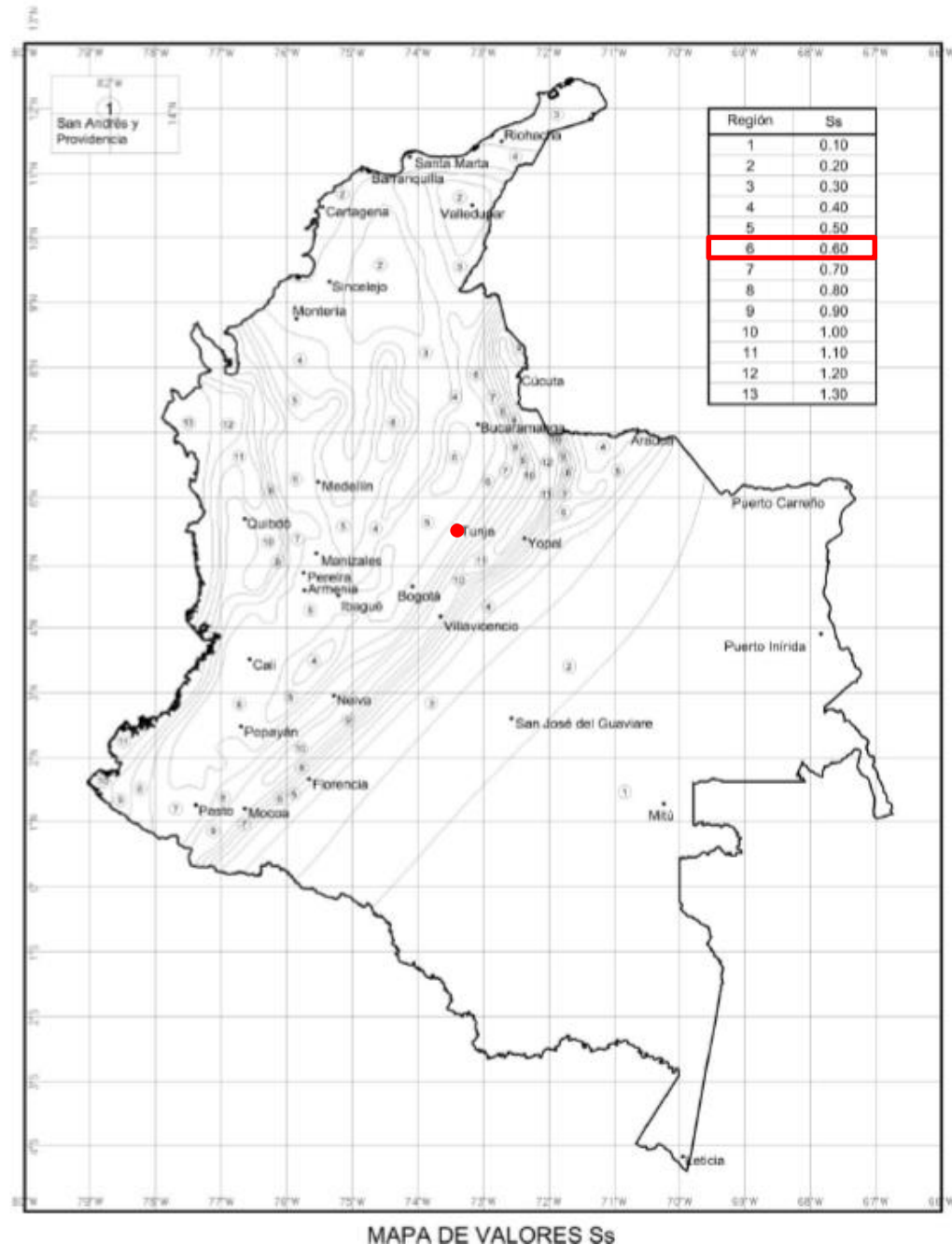


ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 39. Coeficiente de aceleración espectral horizontal $t=0.20$ (S_s).



Fuente: CCP-14

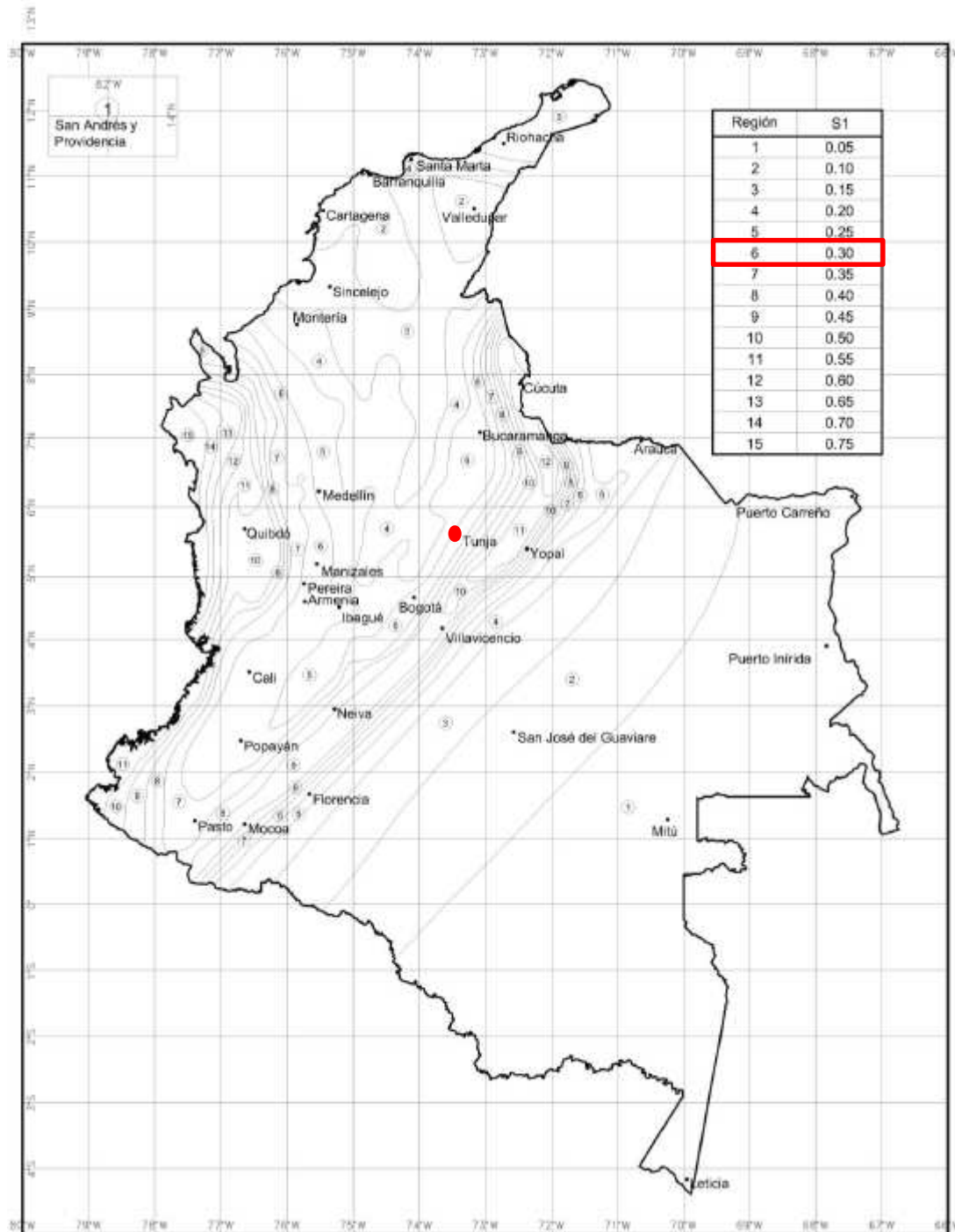


ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 40. Coeficiente de aceleración espectral horizontal $t=1.0$ (S1).



Fuente: CCP-14

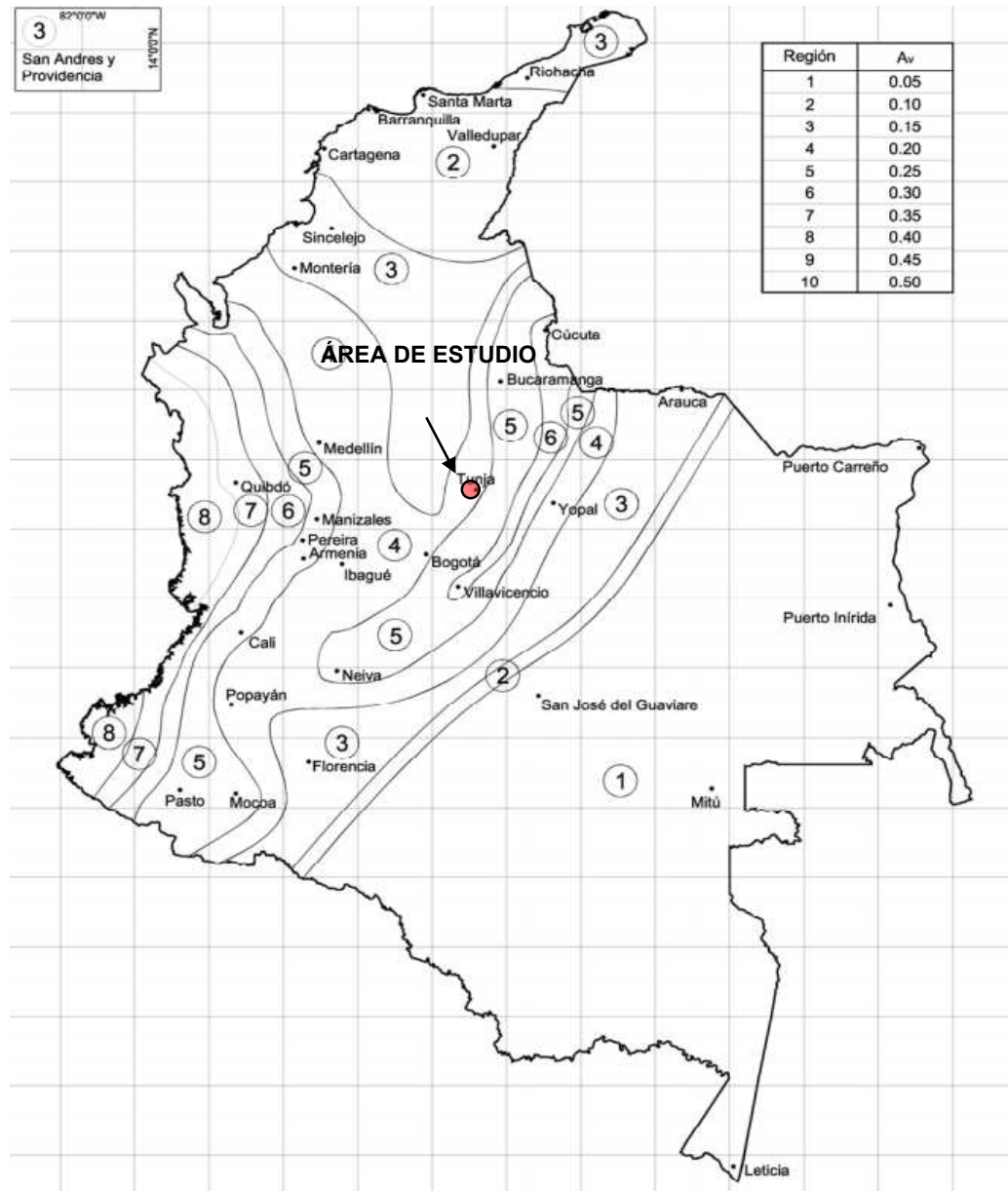


ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 41. Regiones de amenaza sísmica.



Fuente: CCP-14



Teniendo en cuenta la amenaza sísmica definida por el CCP-14, se establecen los coeficientes y factores de diseño a partir del tipo de suelo y evaluación de los parámetros de diseño.

Tabla 21. Magnitudes Amenaza sísmica para el proyecto		
PGA		0.25
Ss		0.60
S1		0.30
Fpga		1.30
Fa		1.32
Fv		1.80
Zona de desempeño sísmico		4.00
Av		0.20
Aa		0.20
Fuente: Consultor.		

9.1 NÁLISIS SÍSMICO PARA TALUDES

Teniendo en cuenta el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR 10, Título H, para efectos de análisis y diseño de taludes se debe emplear la aceleración máxima del terreno (a_{max}). De esta manera y teniendo en cuenta un coeficiente de importancia de 1.0, se calcula el valor de la aceleración máxima del terreno de acuerdo a la siguiente expresión:

$$a_{max} = A_a * F_a * I$$

$$a_{max} = (0.20)(1.32)(1.0) = 0.264$$

Según la NSR 10 en H.5.2.5, el coeficiente sísmico de diseño para el análisis pseudoestático de taludes K_{ST} tiene valor inferior o igual al de a_{max} . En la Figura 42 se registran los valores mínimos de K_{ST}/a_{max} .



Figura 42. Valores de " K_{ST}/a_{max} Mínimo" para el análisis pseudoestático de taludes.

Tabla H.5.2-1 Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes		
Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: NSR 10. Título H, Modificada por el consultor.

Con el valor de la aceleración máxima calculada y teniendo en cuenta los materiales encontrados en la zona de estudio se determina que la relación K_{ST} Mínimo es 0.8, De esta manera, se calcula el valor de K_{ST} .

$$K_{ST} = 0.8 a_{max}$$

$$K_{ST} = (0.8)(0.264) = 0.2112$$



10. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO

De acuerdo a la exploración geotécnica realizada, se identifica la presencia de suelos con gradaciones medias a finas, primando materiales de tipo areno limosos y limos con alto contenido de arenas, de igual manera, teniendo en cuenta los índices de plasticidad que presentan se establece que los suelos analizados no presentan potencial expansivo. Datos contrastados con los arrojados por la exploración geofísica realizada mediante las líneas de refracción sísmica, donde se visualizaron velocidades de onda longitudinal (V_p) con magnitudes variables entre 685 m/s y 436 m/s, encontrando velocidades V_p superiores a 680 m/s desde profundidades variables entre 2.0m a 6.0 m, en contraste, al ensayo MASW el cual identifica velocidades de onda cortante con magnitudes iguales o superiores a 180 m/s en profundidades mayores a los seis metros.

Teniendo en cuenta lo anterior y la caracterización geológica-geotécnica en el sitio crítico se establece la presencia de suelos antrópicos de carácter limoso, con espesor variable de hasta 3,6 m, sobre suelos residuales arenosos desarrollados producto de la meteorización de rocas de la Formación Bogotá, de esta manera se generan las capas litológicas para el proyecto definiendo las propiedades geomecánicas de cada uno de los materiales en análisis, los cuales se describen a continuación basados en el modelo constitutivo de Mohr Coulumb.

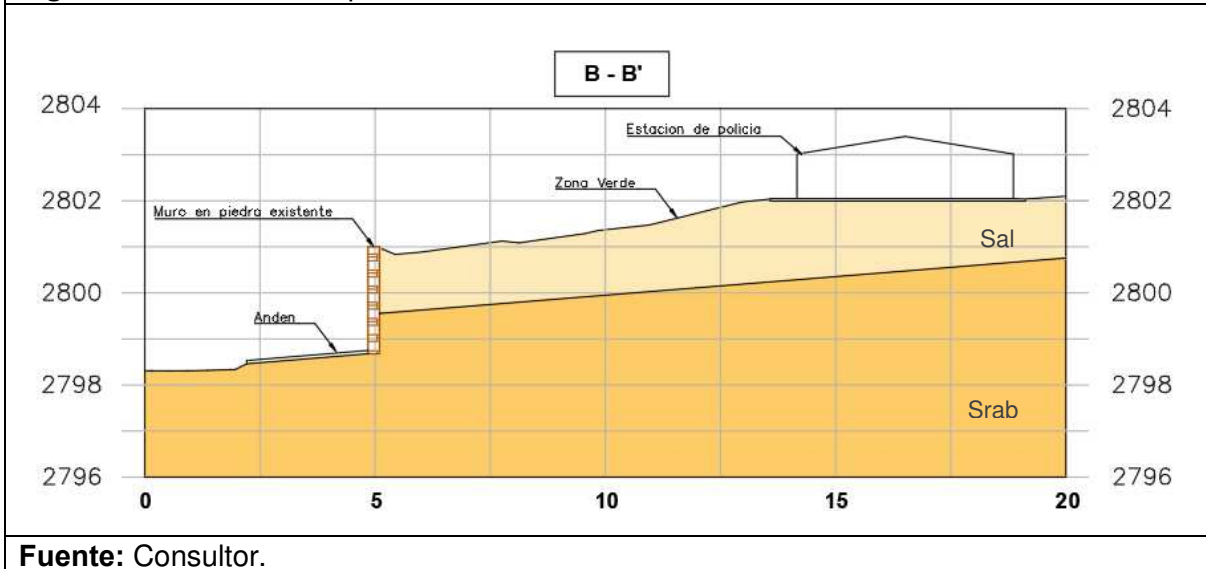
Tabla 22. Propiedades geotécnicas de diseño				
Nomenclatura	Nombre	c [KN/m²]	ϕ	γ [kN/m³]
Sal	Suelo antrópico de lleno	14.11	22.56	18.28
Srab	Suelo residual arenoso de la Formación Bogotá	21.92	22.64	18.37
Fuente: Consultor.				

Teniendo en cuenta la distribución espacial de la estratificación y a partir de los resultados del análisis se define el modelo geológico geotécnico para el proyecto.

El modelo conceptual de los materiales presentes en el área de estudio se muestra en la siguiente figura.



Figura 43. Modelo conceptual



Fuente: Consultor.

Teniendo en cuenta el tipo de materiales identificados, así como las evidencias en campo, se aprecia que la superficie de falla definida para el proceso de inestabilidad corresponde a superficies de falla de tipo rotacionales, la cual actualmente tiene una profundidad aproximada de 1.0 m sin embargo, sin su debido manejo es susceptible a la generación de nuevos deslizamientos con profundidades de hasta 4.0 m.

10.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES ACTUALES

Con el propósito de evaluar la estabilidad actual de los taludes en estudio, se emplea el software Slide de la firma Rocscience para desarrollar un análisis mediante la aplicación de la metodología de equilibrio límite, la cual toma como criterio de estabilidad el factor de seguridad calculado, de esta manera, dicho factor se determinó empleando las metodologías propuestas por Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer y Morgenstern-Price.

De acuerdo a los parámetros establecidos en la NSR-10, el factor de seguridad aceptable para garantizar la estabilidad de un talud dependen de las condiciones en las cuales se realice

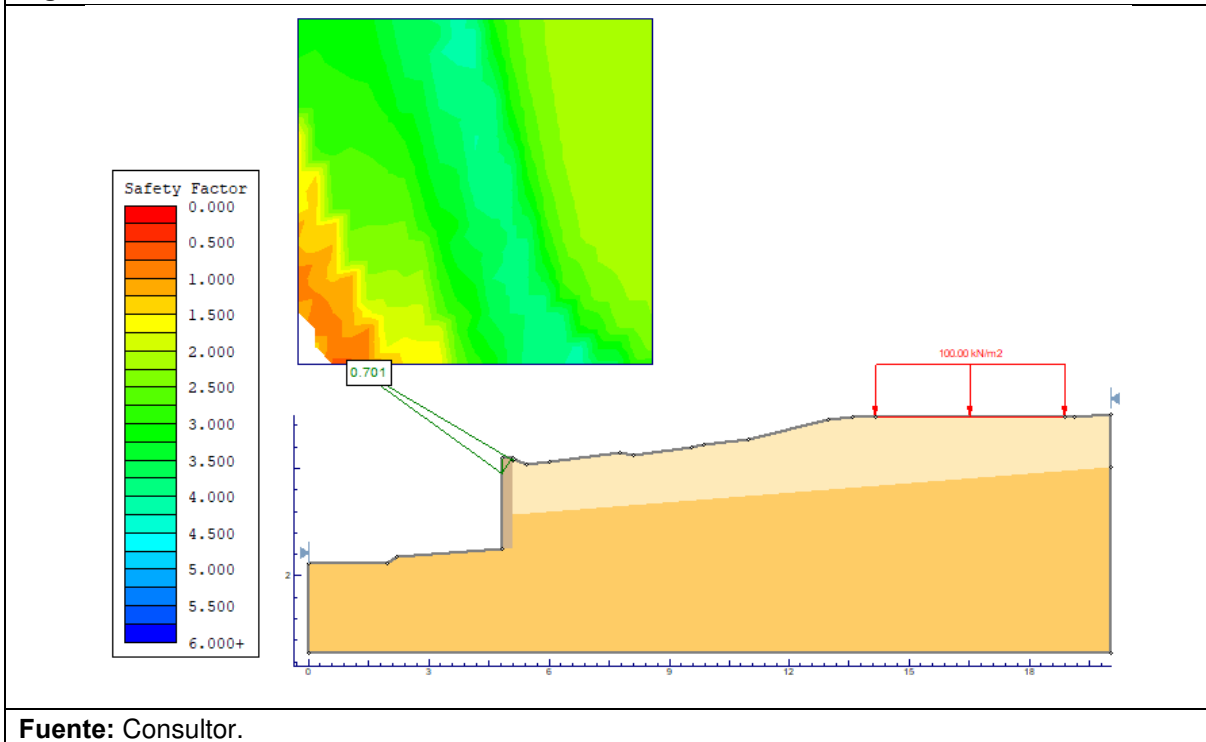


ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

su análisis, de esta manera se establecen los siguientes valores mínimos para dichos factores: mayor o igual a 1.5 en condiciones estáticas (≥ 1.5), mayor o igual a 1.2 en condiciones pseudoestáticas (≥ 1.2) y mayor o igual a 1.05 en condiciones saturadas (≥ 1.05), razón por la cual el análisis de estabilidad de las condiciones actuales del talud se realizó evaluando los tres escenarios críticos, condiciones estáticas, condiciones pseudoestáticas y condiciones saturadas del terreno. En el primer escenario se consideró el nivel del terreno actual, con sobrecargas producidas por la estructura del CAI y sin acción de factores detonantes, para el análisis pseudoestático, se aplicó la acción de una fuerza sísmica horizontal ($K_{st} = 0.2112$) y finalmente para el escenario saturado se simuló dichas condiciones agregando el nivel freático.

En las siguientes figuras se presenta el modelo determinístico realizado en condiciones actuales considerando los tres escenarios de análisis mencionados (estático, pseudoestático y saturado).

Figura 44. Modelo estabilidad condiciones actuales – Estático

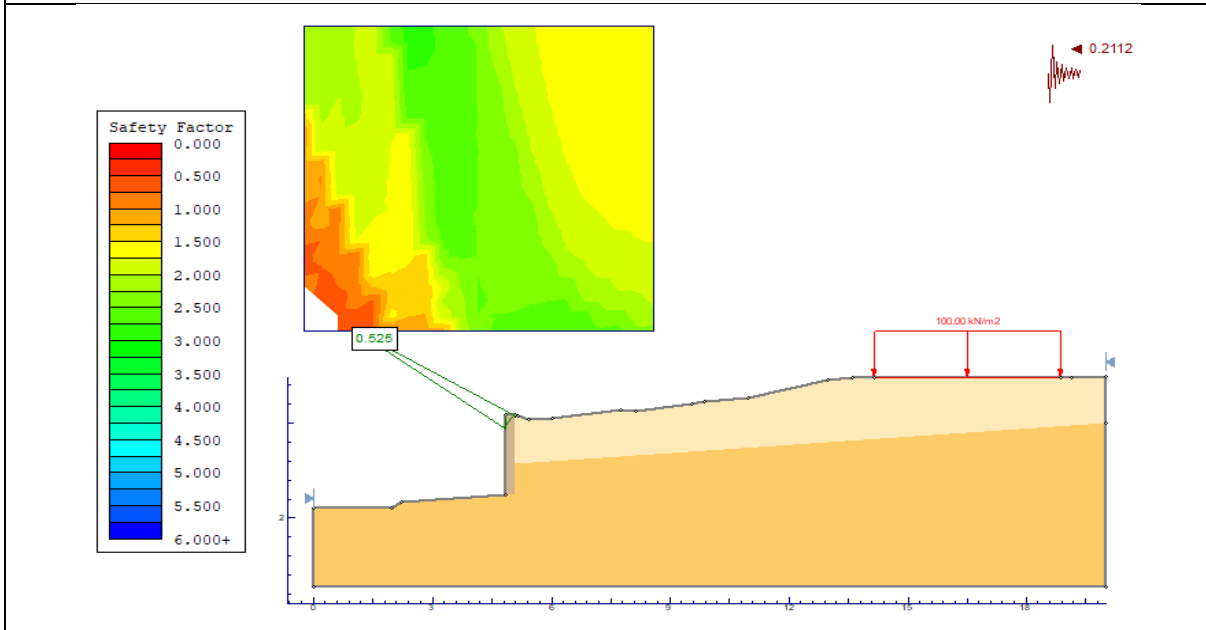


Fuente: Consultor.



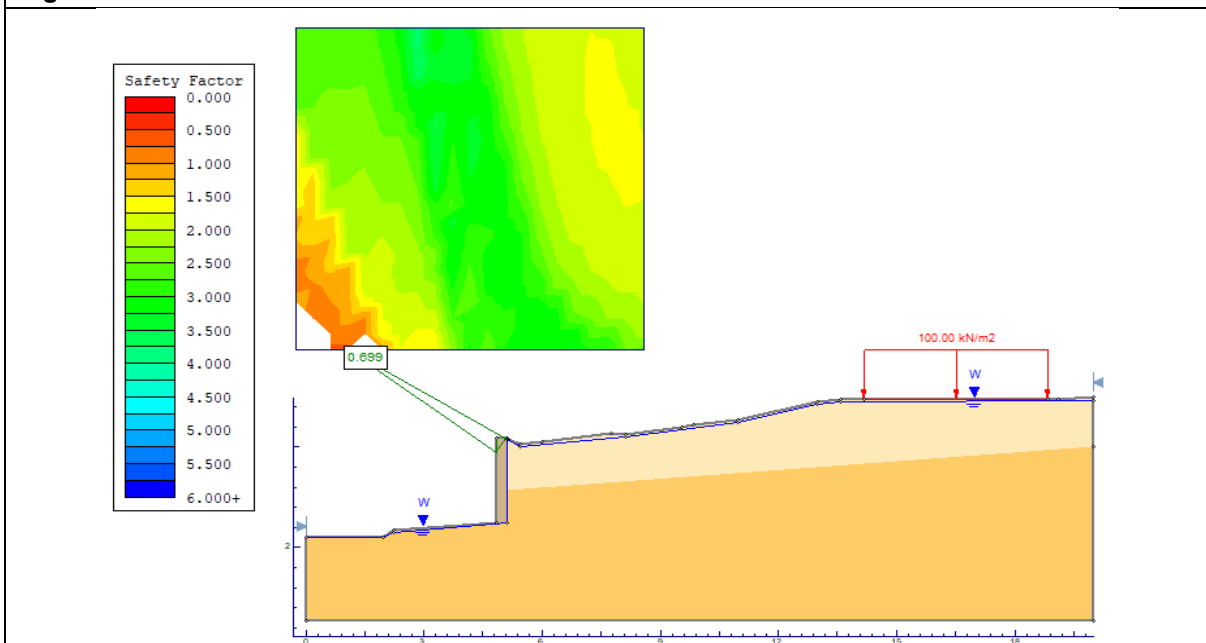
ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 45. Modelo estabilidad condiciones actuales – Pseudoestático



Fuente: Consultor.

Figura 46. Modelo estabilidad condiciones actuales – Saturado



Fuente: Consultor.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Los resultados de los factores de seguridad calculados mediante el modelo matemático para las condiciones actuales del talud y teniendo en cuenta los tres escenarios de interés se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 23. Factores de seguridad condiciones actuales			
MÉTODO/ESCENARIO	ESTÁTICO	PSEUDOESTÁTICO	SATURADO
Ordinary	0,701	0,529	0,701
Bishop	0,700	0,529	0,700
Janbu	0,703	0,527	0,703
Spencer	0,699	0,525	0,699
GLE / M -P	0,699	0,525	0,699
F.S prom	0,700	0,527	0,700
Fuente: Consultor			

De acuerdo a los resultados obtenidos, se determina que la estructura es inestable ya que no cumple con los valores mínimos requeridos por la normativa vigente bajo ninguno de los escenarios analizados, razón por la cual se hace necesario la formulación de alternativas o medidas que permitan estabilizar la zona en estudio.



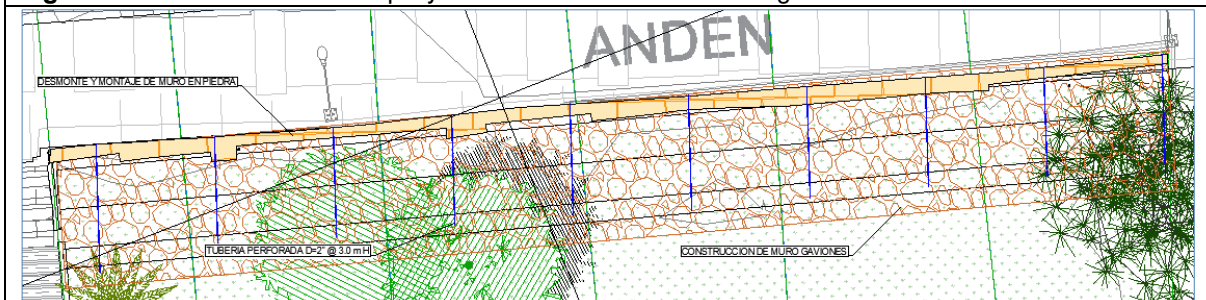
11. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Basado en la necesidad de controlar la falla que se produjo en el muro de mampostería en piedra en el área de preservación del centro histórico de la ciudad de Tunja por una sobre carga debido a filtraciones de agua que se presentaron en el muro se proponen las siguientes alternativas de solución correspondientes a la construcción de un muro en gaviones con dentellón empotrado a 1.2 m y recubierto con el mismo material del muro en mampostería como una alternativa la siguiente es un muro en concreto con la altura del muro en mampostería existente y recubierto con el mismo material del muro.

11.1 ALTERNATIVA MURO EN GAVIONES

Esta alternativa corresponde a la construcción de un muro en gaviones, cimentado mediante dentellón con profundidad de un metro veinte, debido al área en donde se encuentra el muro por ser en el centro histórico de la ciudad este debe estar recubierto con las mismas piedras del muro en mampostería existente actualmente, para prevenir situaciones parecidas el muro se extenderá por toda la longitud del muro afectado y se implementará lloraderos para la liberación de cargas hidrostáticas, la alternativa tendrá una longitud de 28.33 m, con una altura máxima de 4.0 m apoyados sobre un dentellón con altura de 1.2 m, en la siguiente figura se presentara la planta y las secciones de las obras proyectadas.

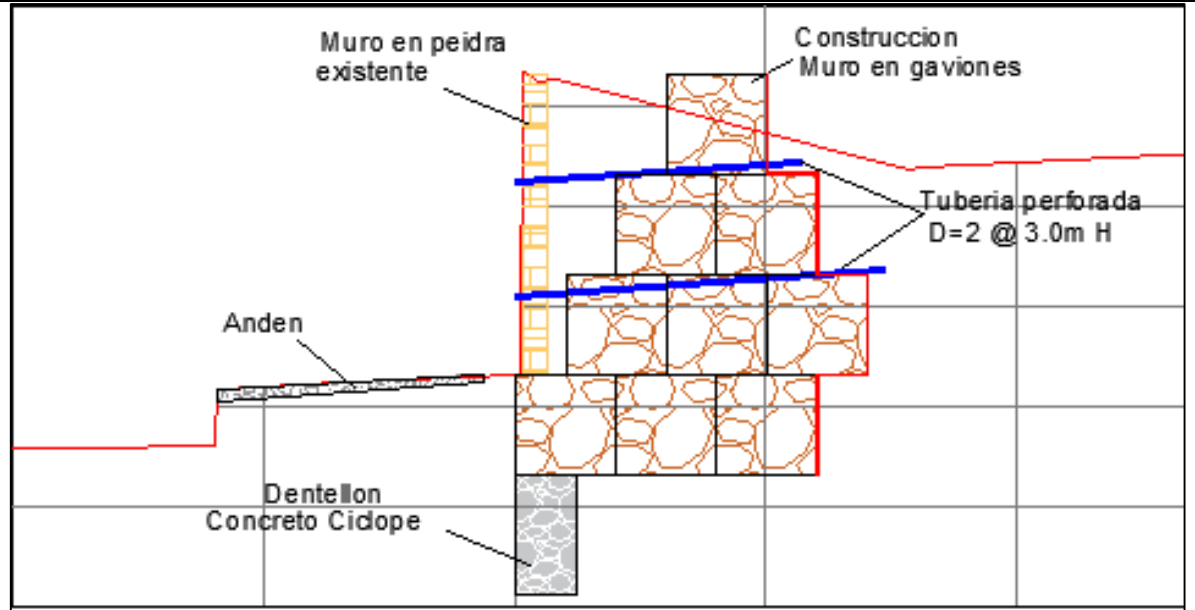
Figura 47. Planta de las obras proyectadas alternativa muro en gaviones



Fuente: Consultor.



Figura 48. Perfil de muro en gaviones de 3 m



Fuente: Consultor.

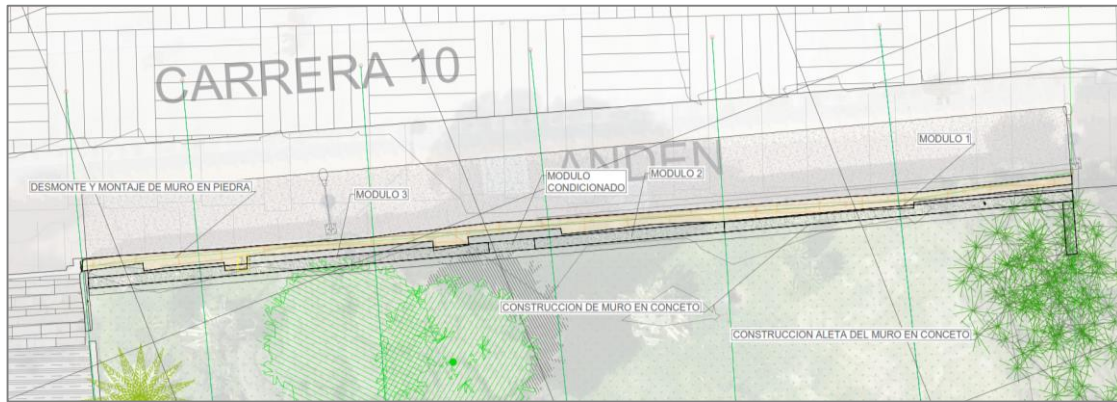
11.2 ALTERNATIVA MURO EN CONCRETO

Esta alternativa corresponde a la construcción de un muro en concreto de 21 MPa, cimentado mediante dentellón con profundidad de 1.35m, la estructura proyectada contará con una punta de 2.0m, una longitud de 28.33m y estará dividida en tres módulos con alturas variables de 4.0m, 3.65m y 3.13m, además de un módulo condicionado. De igual forma, teniendo en cuenta que el muro se encuentra en el centro histórico de la ciudad, se debe conservar la arquitectura ya que constituye patrimonio histórico, por tal motivo la estructura proyectada estará recubierta por los bloques que conforman el muro existente además de contar con un filtro francés con tubería ranurada de 4" para liberar las cargas hidrostáticas a las cuales se someterá el muro.



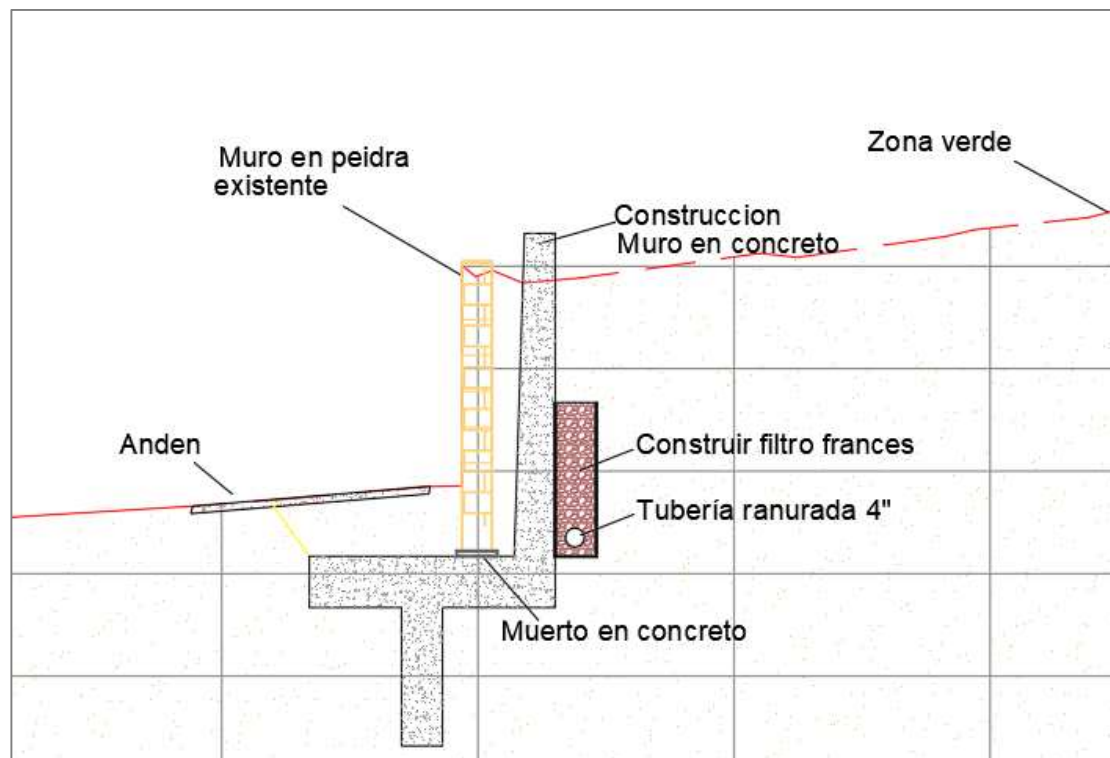
ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 49. Planta de las obras proyectadas alternativa muro en concreto reforzado



Fuente: Consultor.

Figura 50. Perfil de muro en concreto reforzado



Fuente: Consultor.



11.3 EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVA

Tal como se presenta previamente, para la solución a la contención del muro proyectado, se contempla una primera alternativa mediante muro en gaviones y una segunda alternativa mediante un muro en concreto lanzado, en los dos tipos de obras se requiere el retiro de los bloques que actualmente constituyen el muro y su posterior montaje sobre la estructura escogida; para determinar la alternativa con mayor conveniencia, se realiza la evaluación multicriterio junto con el análisis de las ventajas y las desventajas de cada alternativa, en la siguiente tabla se presenta el análisis de ventajas y desventajas para las dos alternativas presentadas

Tabla 24. Análisis de las alternativas		
ALTERNATIVA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Muro en concreto reforzado recubierto	1.Periodo de vida útil aproximado de 50 años. 2.Presenta mayor resistencia 3.No requiere contemplar actividades de mantenimiento 4.Requiere menores volúmenes de movimientos de tierra en comparación al muro en gaviones	1. Mayor precio valor aproximado \$66.000.000
Muro en gaviones recubierto	1. Menor precio valor aproximado \$58.000.000 2. Fácil accesibilidad a los materiales de construcción. 3.Metodos constructivos conocidos	1.Requiere mayor volumen de excavaciones en el proceso constructivo, generando un mayor impacto en el mismo 2.Requiere mantenimientos periódicos
Fuente: Consultor.		

Para la alternativa correspondiente a la construcción de un muro en gaviones se tiene como ventajas que el mismo presenta costos inferiores y con materiales de baja variabilidad, con



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

materiales de fácil acceso y métodos constructivos ampliamente conocidos, a nivel de desventajas se identifica que esta alternativa requiere un mayor volumen de excavación, generando un mayor impacto en el entorno y estabilidad durante el proceso constructivo, como segunda desventaja corresponde a la necesidad de realizar mantenimientos periódicos y una vida útil máxima de 20 años; mientras que la alternativa correspondiente a la construcción del muro en concreto reforzado presenta como ventajas un periodo de vida útil superior a la alternativa de muros en gaviones, con una mayor resistencia, esta alternativa no demanda las intervenciones de mantenimiento y requiere menores volúmenes de excavación presentando un grado menor de invasión en el proceso constructivo a nivel de desventajas esta alternativa presenta costos superiores a la alternativa en gaviones.

Bajo la descripción previa a nivel de las ventajas y desventajas de la alternativa se realiza la discriminación multicriterio basado en el precio, durabilidad, urbanismo, necesidad de mantenimiento, calificando cada alternativa de 0 a 5, a continuación, se presenta la puntuación realizada

Tabla 25. Análisis de las alternativas					
ALTERNATIVA	PRECIO	MANTENIMIENTO	DURABILIDAD	URBANISMO	TOTAL
Muro en concreto reforzado recubierto	4	5	5	5	19
Muro en gaviones recubierto	5	2	3	5	15
Fuente: Consultor.					

Como resultado del análisis realizado, se identifica que la alternativa con mayor puntaje corresponde a la construcción del muro en concreto reforzado sobre la construcción del muro en gaviones, siendo esta la alternativa seleccionada para el desarrollo de los diseños detallados y la cuantificación del presupuesto.



11.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL CON OBRAS

Con el fin de verificar la viabilidad técnica de las obras proyectadas, se realiza el análisis de estabilidad de los taludes en estudio con la inclusión de las mismas.

La evolución de la estabilidad se realiza empleando el software Slide de la firma Rocscience para desarrollar un análisis mediante la aplicación de la metodología de equilibrio límite, la cual toma como criterio de estabilidad el factor de seguridad calculado, de esta manera, dicho factor se determinó empleando las metodologías propuestas por Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer y Morgenstern-Price.

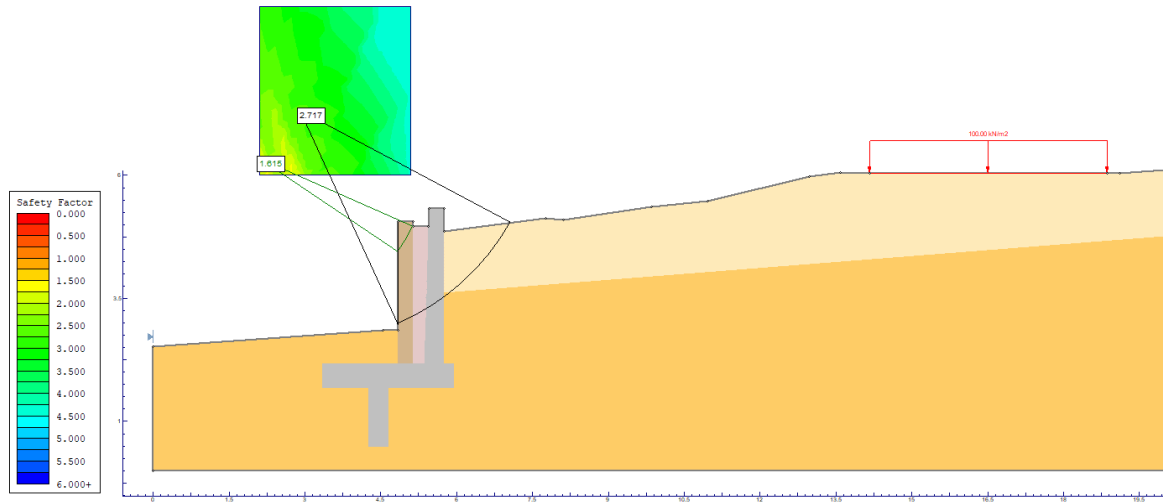
De acuerdo a los parámetros establecidos en la NSR-10, el factor de seguridad aceptable para garantizar la estabilidad de un talud dependen de las condiciones en las cuales se realice su análisis, de esta manera se establecen los siguientes valores mínimos para dichos factores: mayor o igual a 1.5 en condiciones estáticas (≥ 1.5), mayor o igual a 1.2 en condiciones pseudoestáticas (≥ 1.2) y mayor o igual a 1.05 en condiciones saturadas (≥ 1.05), razón por la cual el análisis de estabilidad de las condiciones actuales del talud se realizó evaluando los tres escenarios críticos, condiciones estáticas, condiciones pseudoestáticas y condiciones saturadas del terreno. En el primer escenario se consideró el nivel del terreno actual, con sobrecargas producidas por las estructuras aledañas y sin acción de factores detonantes, para el análisis. pseudoestático, se aplicó la acción de una fuerza sísmica horizontal ($Kst = 0.2112$) y finalmente para el escenario saturado se simuló dichas condiciones agregando el nivel freático.

En las siguientes figuras se presenta el modelo determinístico realizado en condiciones actuales considerando los tres escenarios de análisis mencionados (estático, pseudoestático y saturado).



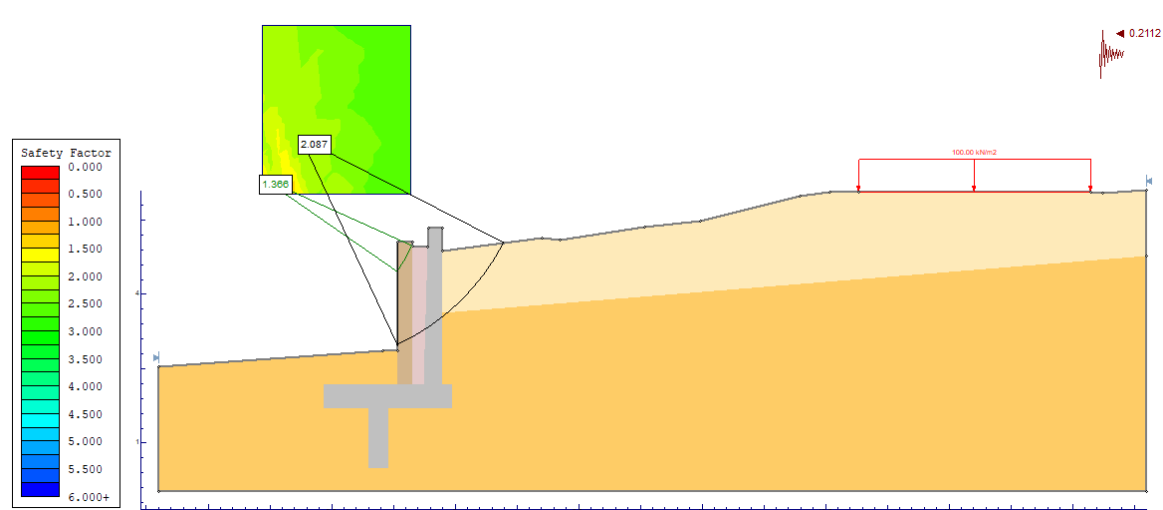
ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 51. Modelo estabilidad con obras proyectadas – Estático



Fuente: Consultor.

Figura 52. Modelo estabilidad con obras proyectadas – Pseudoestático

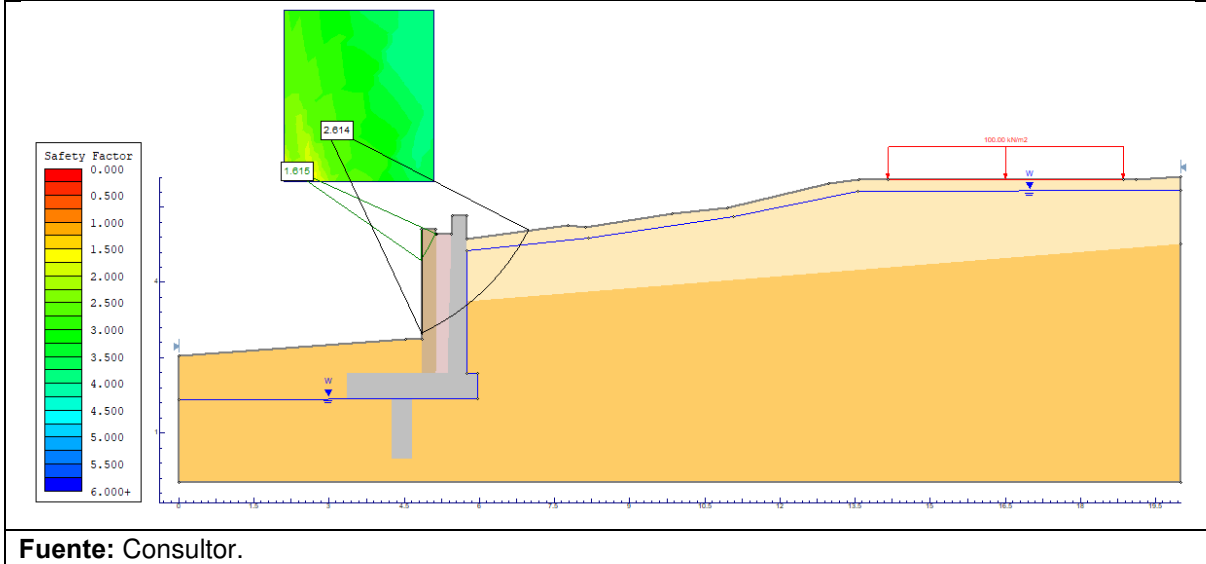


Fuente: Consultor.



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 53. Modelo estabilidad con obras proyectadas – Saturado



Fuente: Consultor.

Los resultados de los factores de seguridad calculados mediante el modelo matemático para las condiciones actuales del talud y teniendo en cuenta los tres escenarios de interés se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 26. Factores de seguridad obras proyectadas			
MÉTODO/ESCENARIO	ESTÁTICO	PSEUDOESTÁTICO	SATURADO
Ordinary	2,717	2,087	2,614
Bishop	2,656	2,038	2,485
Janbu	2,755	2,017	2,579
Spencer	2,967	2,030	2,861
GLE / M -P	2,720	2,239	2,853
F.S prom	2,763	2,082	2,678
Fuente: Consultor			

De acuerdo con los resultados del análisis de estabilidad, se puede observar que con las obras propuestas los factores de seguridad se mantienen por encima de los mínimos establecidos de acuerdo la normativa vigente, de manera que se mejora la estabilidad con las obras propuestas.



11.4 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD INTERNA

Partiendo de la geometría definida para la alternativa de contención y teniendo en cuenta que la evaluación de estabilidad global con obras verifica que las alternativas propuestas son estables, se realiza el chequeo de estabilidad interna para la alternativa definitiva, la cual se presenta a continuación

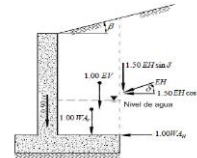
Tabla 27. Determinación de las cargas actuantes

CARGAS ACTUANTES		P (kN/m)	PUNTO DE APLICACIÓN EN X (m)	PUNTO DE APLICACIÓN EN Y (m)	Momento en sentido antihorario (kN-m/m)
1.1	EMPUJE DEL SUELO	69.0	0.00	1.33	0.0
1.1.1	EMPUJE POR SOBRECARGA	6.3	0.00	2.00	0.0
	EMPUJE HIDROSTATICO	20.0	0.00	1.33	0.0
	EMPUJE DE SISMO CUÑA DE FALLA ΔPAE	14.5	0.00	2.40	0.0
	EMPUJE INERCIAL SISMO RELLENO	0.0	0.00	2.25	0.0
	EMPUJE INERCIAL SISMO MURO	8.0	0.90	0.00	7.2

FUERZAS RESISTENTES		W (kN/m)	PUNTO DE APLICACIÓN EN X (m)	PUNTO DE APLICACIÓN EN Y (m)	Momento en sentido horario (kN-m/m)
1.2	PESO DEL MURO	80.16	1.84	0	147.39
1.2.1.1	PESO DEL MURO WV1	28.80	2.15	0	61.92
1.2.1.2	PESO DEL MURO (WV2)	9.60	2.33	0	22.40
1.2.1.3	PESO DEL MURO (WV3)	28.80	1.20	0	34.56
1.2.1.4	PESO DEL MURO (WV4)	12.96	2.20	0	28.51
1.2.2	PESO DEL RELLENO (WS10)	-	2.40	0	-
1.2.3	PESO DE LA SOBRECARGA	10.00	2.40	0	24.00
1.2.4	PESO DEL AGUA EN EL RELLENO DEL MURO WH	-	2.40	0	-
1.2.5	PESO DEL RELLENO TRASDOS (WS11)	19.50	1.00	0	19.50
1.2.6	EMPUJE DEL RELLENO PASIVO	22.62	-	0.33	7.54
1.2.7	EMPUJE PASIVO DEL DENTELLON	41.22	-	0.90	37.10

Fuente: Consultor.

Tabla 28. Análisis de estabilidad al deslizamiento estado de resistencia

2.1	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD RESISTENCIA	CON FACTORES DE CARGA	SIN FACTORES DE CARGA	
2.1.1	FUERZAS RESISTENTES	123.82	125.92	1.00
2.1.2	FUERZAS ACTUANTES	123.46	95.23	1.32
De acuerdo a la ecuación 1.3.2.1-1				
=factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.				
que se aplica a las solicitaciones				
				
Figura C11.5.6-2 — Aplicación típica de los factores de carga para determinar la resistencia al deslizamiento y la excentricidad				
El factor de resistencia para el analizar el deslizamiento en muros permanentes de acuerdo a la tabla 11.5.7-1				
2.1.3	FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO			1
$\frac{\sum (n \cdot i \cdot r \cdot i \cdot Q \cdot i \cdot s)}{\phi R_n}$		123.46		
		123.82		
CUMPLE				

Fuente: Consultor.



ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.



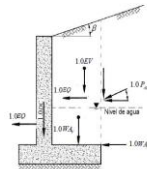
ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Tabla 29. Análisis de estabilidad al volcamiento estado de resistencia

2.3.1	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD RESISTENCIA	CON FACTORES DE CARGA	SIN FACTORES DE CARGA	
2.3.2	FUERZAS RESISTENTES	219.11	211.53	1.24
2.3.3	FUERZAS ACTUANTES	177.12	95.23	2.22
2.3.4 FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO				
$\sum (n_i \gamma_i Q_i)$		177.12		CUMPLE
ϕR_n		219.11		
2.4 CALCULO DE LA EXENTRICIDAD				
2.4.1 CIMENTACIÓN EN SUELO				
		$\sum V$	91.64	
		$\sum M$	41.99	
		X	0.46	
		e	0.74	
LÍMITES DE EXENTRICIDAD (2/3 B)		(2/3 B)	1.60	CUMPLE

Fuente: Consultor.

Tabla 30. Análisis de estabilidad al deslizamiento estado evento extremo

3.1	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD RESISTENCIA	CON FACTORES DE CARGA	SIN FACTORES DE CARGA	
3.1.1	FUERZAS RESISTENTES	125.92	125.92	1.07
3.1.2	FUERZAS ACTUANTES	117.79	117.79	1.07
De acuerdo a la ecuación 1.3.2.1-1				
=factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.				
que se aplica a las solicitaciones				
				
Figura C11.5.6-4 — Aplicación típica de los factores de carga para la capacidad de carga y la resistencia al deslizamiento y para la excentricidad en el estado límite de Evento Extremo I				
El factor de resistencia para el analizar el deslizamiento en muros permanentes de acuerdo a la tabla 11.5.7-1				1
3.1.3 FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO				
$\sum (n_i \gamma_i Q_i)$		117.79		CUMPLE
ϕR_n		125.92		

Fuente: Consultor.

Tabla 31. Análisis de estabilidad al volcamiento estado evento extremo

3.2.1	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD RESISTENCIA	CON FACTORES DE CARGA	SIN FACTORES DE CARGA	
3.2.2	FUERZAS RESISTENTES	211.53	211.53	1.27
3.2.3	FUERZAS ACTUANTES	166.06	166.06	1.27
3.2.4 FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO				
$\sum (n_i \gamma_i Q_i)$		166.06		CUMPLE
ϕR_n		211.53		
2.4 CALCULO DE LA EXENTRICIDAD				
2.4.1 CIMENTACIÓN EN SUELO				
		$\sum V$	99.66	
		$\sum M$	45.47	
		X	0.46	
		e	0.74	
LÍMITES DE EXENTRICIDAD (2/3 B)		(2/3 B)	1.60	CUMPLE

Fuente: Consultor.



11.4 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE

La capacidad de carga es una característica de cada sistema de suelo – cimentación y se define como la capacidad del suelo para soportar una carga sin que se produzca fallas dentro de este. Esta capacidad de carga además de variar con el tipo de suelo también varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de Frolich), o también refiriéndose al valor de la carga, mayor al anterior, para el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl y sucesores).

Cimentación superficial mediante Zarpa y dentellón

LEYENDA:

- B = Ancho de la cimentación
- L = Longitud de la cimentación
- D = Profundidad de la cimentación
- ecc.B = Excentricidad en B
- ecc.L = Excentricidad en L
- = Angulo de fricción
- = A. inclinacion del terreno de fundación.
- = A. inclinación de la carga
- = Inclinación de la cimentación
- c = Cohesión
- ca = Adhesión a la base de la fundación
- = Peso específico del suelo
- q_v = Comp. Vertical de la carga
- q_h = Comp. Horizontal de la carga
- K_p = Coeficiente de empuje pasivo
- A_f = Area efectiva de la cimentación
- FS = Factor de seguridad
- q = Capacidad portante

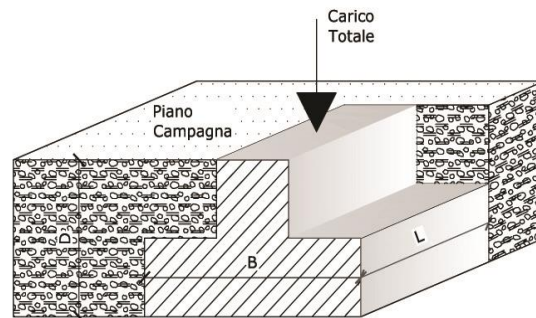
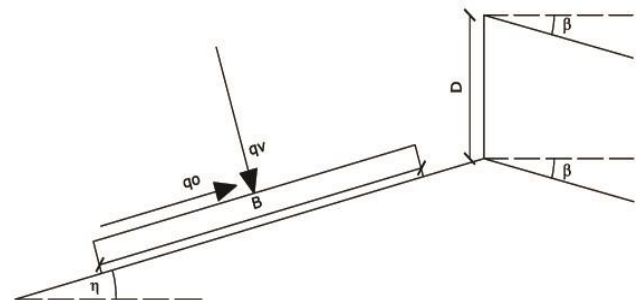


Tabla 32. Análisis de la capacidad de soporte para el muro proyectado.

Capacidad portante según Meyerhoff:					
	[kN/m ²]		[kN]		[kN/m ²]
q _{ult} =	415.80	q =	831.59	Q _{amm} =	138.60
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]



**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO
DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN
EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.**



ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

q_{ult} =	42.40	q =	84.80	Q_{amm} =	14.13
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
q_{ult} =	4.24	q =	84797.45	Q_{amm} =	1.41
Capacidad portante según Vesic:					
	[kN/m ²]		[kN]		[kN]
q_{ult} =	321.40	q =	642.79	Q_{amm} =	107.13
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
q_{ult} =	32.77	q =	65.55	Q_{amm} =	10.92
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
q_{ult} =	3.28	q =	65545.69	Q_{amm} =	1.09
Capacidad portante según Hansen:					
	[kN/m ²]		[kN]		[kN/m ²]
q_{ult} =	308.81	q =	617.62	Q_{amm} =	102.94
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
q_{ult} =	31.49	q =	62.98	Q_{amm} =	10.50
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
q_{ult} =	3.15	q =	62979.02	Q_{amm} =	1.05
Capacidad portante según Terzaghi:					
	[kN/m ²]		[kN]		[kN/m ²]
q_{ult} =	336.44	q =	672.89	Q_{amm} =	112.15
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
q_{ult} =	34.31	q =	68.61	Q_{amm} =	11.44
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
q_{ult} =	3.43	q =	68614.43	Q_{amm} =	1.14
Fuente: Consultor.					

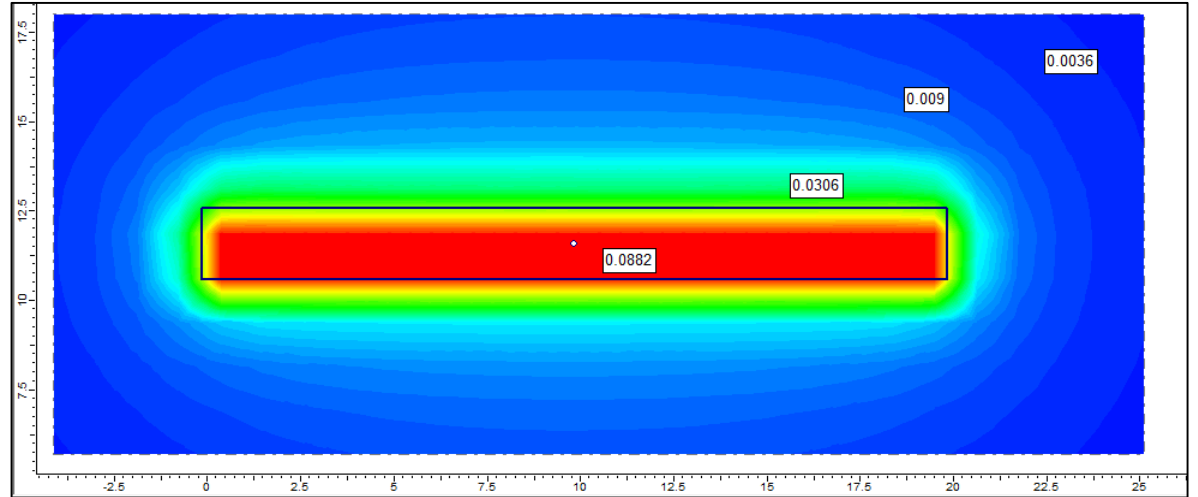
A partir de la evaluación realizada, la capacidad de soporte admisible con un factor de seguridad igual a tres corresponde a 10.92 Ton/m².

Para la evaluación de los asentamientos esperados en la construcción del muro, se emplea el software Settle 3D, a continuación, se presenta el resultado de los análisis realizados con respecto a los asentamientos esperados.



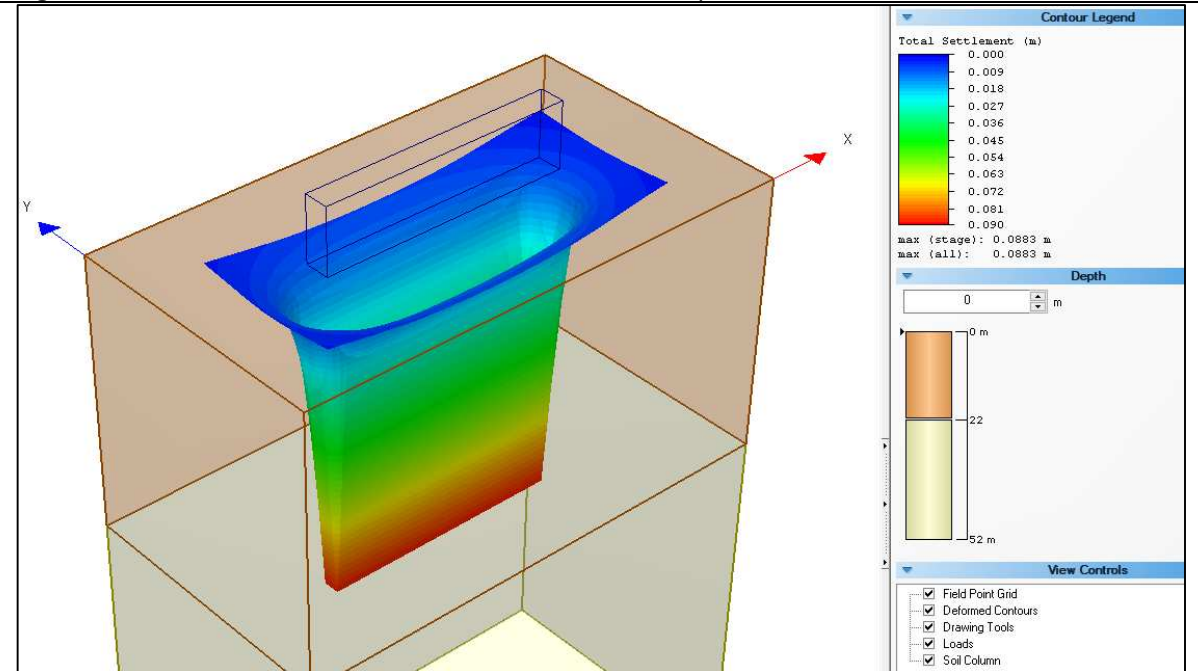
ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Figura 54. Planta del modelo de asentamientos



Fuente: Consultor.

Figura 55. Modelo tridimensional de los asentamientos esperados



Fuente: Consultor.

Para el muro proyectado, teniendo en cuenta las cargas actuantes, las condiciones del suelo de fundación y el peso de la estructura, se esperan asentamientos máximos equivalentes a 8 cm, estando dentro del rango tolerable para el muro proyectado.



12. CONCLUSIONES

- Con base en la referenciación geológica se define que el sitio en estudio se encuentra en la Formación Bogotá descrita como sucesión de areniscas subfeldespáticas con sublitoarenitas en intercalación con lodolitas y arcillolitas hacia la parte inferior, y hacia la parte superior, como arcillolitas y limolitas abigarradas, ocasionalmente en alternancia con cuarzoarenitas de grano medio a grueso. Superficialmente, se tienen rellenos antrópicos conformados por material limoso con espesor de hasta 3,6 metros.
- Morfológicamente, en el área de estudio se diferencian elementos geomorfológicos de origen antrópico producto de la modificación para la adecuación de infraestructura y obras civiles, diferenciándose la superficie de explanación para vía, y la ladera de llenos antrópicos correspondiente a la superficie adecuada para acondicionar obras de estabilización y edificaciones.
- Entre las unidades geológicas para ingeniería definidas se encuentran los suelos antrópicos de lleno que corresponden a depósitos de carácter matriz soportado, de carácter limoso, con espesor variable de hasta 3,6 m, con peso específico de $18,28 \text{ KN/m}^3$, ángulo de fricción de $22,56^\circ$ y cohesión de $14,11 \text{ KN/m}^2$, con velocidades de onda P que varían entre 436 m/s a 655 m/s, y suelo residual arenoso de la Formación Bogotá de densidad moderada a alta, con peso específico de $18,37 \text{ KN/m}^3$, ángulo de fricción de $22,64^\circ$ y cohesión de $21,92 \text{ KN/m}^2$, con velocidades de onda P que varían entre 563 m/s a 685 m/s.
- De acuerdo a los resultados de exploración directa en campo se concluye que en las muestras obtenidas dominan los arenosos y limosos (ML, y SM según el índice de SUCS), definición concordante con el carácter litológico del basamento rocoso in situ.
- Los perfiles de suelo en el área se catalogan como tipo D, ya que cumplen con el criterio de velocidad de la onda cortante entre $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$.
- Con los resultados de los límites obtenidos y al realizar el chequeo de expansividad se determina que los materiales presentes en la zona no presentan potencial de expansión.
- Con los resultados de corte directo realizados se obtuvo cohesiones y Ángulos de fricción, los cuales se correlacionaron con los resultados de la exploración geofísica, permitiendo



determinar las propiedades geotécnicas de los materiales, encontrando cohesiones entre 14.11 a 21.92 KN/m² y ángulos de fricción de 22.56° y 22.64°.

- Como alternativa definitiva se proyecta la construcción de un muro en concreto reforzado cimentado en dentellones de 1.35m de profundidad. La estructura consta de una punta de 2.0m y se encuentra dividida en tres módulos, con alturas de 4.0m, 3.65m y 3.13m, al igual que un módulo condicionado, abarcando una longitud de 28.33m. En el mismo se proyecta la construcción de un filtro francés con tubería ranurada de 4" y un recubrimiento de la parte expuesta con los bloques de la estructura existente con el fin de mantener la arquitectura original.



13. BIBLIOGRAFÍA

Instituto Nacional de Vías – INVIAS. (2012). Normas y Especificaciones.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.

Renzoni, G. (1967). Geología del Cuadrángulo J-12 Tunja. Informe No 1546. INGEOMINAS. Boletín Geología Vol. 24, No 2.

Renzoni, G.; Rosas, H.; Etayo, F. (1998). Geología Plancha 191 Tunja. INGEOMINAS. Transformada a datum MAGNA SIRGAS, 2014.

Rodríguez, A. & Solano, O. (2000). Mapa geológico del departamento de Boyacá. Memoria explicativa. Escala 1:250.000. INGEOMINAS.

Servicio Geológico Colombiano – SGC. (2017). Guía metodológica para la zonificación de amenaza por movimientos en masa Escala 1:25.000. Bogotá.

Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia – UPTC & Servicio Geológico Colombiano – SGC. (2018). Mapa geomorfológico aplicado a movimientos en masa Plancha 191 Tunja. Convenio 15 de 2017.