

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO A LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD EN EL  
CASCO URBANO DEL CORREGIMIENTO DE ALTO JORDAN, MUNICIPIO DE  
VELEZ, SANTANDER.**

**TULIA ELENA QUINTERO GUERRERO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2016**

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO A LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD EN EL  
CASCO URBANO DEL CORREGIMIENTO DE ALTO JORDAN, MUNICIPIO DE  
VELEZ, SANTANDER.**

**TULIA ELENA QUINTERO GUERRERO**

**Trabajo de aplicación para optar al título de  
Magíster en Geotecnia**

**Director**

**WILFREDO DELTORO RODRIGUEZ**

**Ingeniero Civil. M, Sc.**

**Magister en Ingeniería Civil – Área Geotecnia**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2017**

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a Dios por permitirme culminar una etapa más en mi vida profesional.

Al grupo de investigación GEOMATICA, por haber suministrado los recursos y todo lo necesario para la realización de este trabajo.

A mi director de proyecto el ingeniero Wilfredo del Toro y al Ingeniero Hector Torres por su ayuda y orientación durante la elaboración de este proyecto.

Finalmente al personal administrativo de la Escuela de Ingeniería Civil, por su calidez, disposición y ayuda constante.

## CONTENIDO

	<b>Pág.</b>
INTRODUCCIÓN .....	19
1. OBJETIVOS .....	21
1.1. OBJETIVO GENERAL .....	21
1.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS .....	21
1.3. METODOLOGIA .....	21
2. ASPECTOS GENERALES .....	24
2.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO .....	24
2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA .....	26
3. GEOLOGÍA .....	35
3.1. LITOSTRATIGRAFÍA .....	35
3.1.2. Formación Tablazo (Kit) .....	38
3.1.3. Depósitos Cuaternarios (Qc) .....	39
3.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL .....	39
3.2.1. Falla el Carmen (FCA) .....	40
3.2.2. Fallas Satélites (FS) .....	41
3.3. DESCRIPCIÓN DE FORMACIONES SUPERFICIALES .....	42
3.4. GEOMORFOLOGÍA .....	44

4. AGUAS SUBTERRÁNEAS .....	48
5. ANÁLISIS SISMICO.....	51
5.1. REQUERIMIENTOS AMENAZA SÍSMICA .....	53
5.2.1. Zona de Amenaza Sísmica. ....	53
5.2. ANÁLISIS SEUDO-ESTÁTICO PARA ESTABILIDAD E TALUDES .....	54
6. EXPLORACIÓN Y ANALISIS GEOTECNICO.....	56
6.1. EXPLORACIÓN POR MÉTODOS INDIRECTOS .....	56
6.1.1. Análisis de resultados tomografías. ....	58
6.2. EXPLORACIÓN MÉTODOS DIRECTOS:.....	62
6.2.1. Ensayos de laboratorio. ....	70
7. SECTORIZACIÓN GEOTECNICA.....	75
7.1. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA.....	76
7.1.1. Perfil de meteorización.....	76
7.1.2. Roca meteorizada. ....	76
7.1.3. Transición Suelo – Roca .....	76
7.1.4. Suelo residual. ....	77
7.1.5. Suelo coluvial. ....	77
7.2. MODELO GEOTECNICO DEL DESLIZAMIENTO.....	77
8. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	82
8.1. ANALISIS DE ESTABILIDAD PRELIMINAR.....	86

8.1.1. Análisis de estabilidad en Condiciones iniciales .....	86
8.1.2. Análisis de estabilidad Talud saturado (condición crítica).....	87
8.1.3. Análisis de deformación en estado saturado, Software Plaxis.....	89
8.1.4. Análisis de resultados estabilidad preliminar. ....	90
8.2. ALTERNATIVAS PARA EL CONTROL DE ESTABILIDAD DEL TALUD.....	91
8.2.1 Alternativa 1.....	91
8.2.2. Alternativa 2.....	93
8.2.3. Alternativa 3.....	96
8.3. ANALISIS DE ESTABILIDAD INCLUYENDO OBRAS.....	97
8.3.1. Análisis de estabilidad alternativa 1.....	97
8.3.2. Análisis de estabilidad alternativa 2.....	100
8.3.3. Análisis de estabilidad alternativa 3.....	103
8.4. RESULTADOS, FACTORES DE SEGURIDAD INCLUYENDO OBRAS .....	106
8.5. RESULTADOS DE DEFORMACIÓN INCLUYENDO OBRAS .....	107
8.6. DISEÑO ALTERNATIVA FINAL.....	108
8.6.1 Anclaje Pretensionado. Se diseñará un anclaje activo .....	108
8.6.2. Diseño de la Pila.....	115
8.7 OBRAS COMPLEMENTARIAS (DRENES) .....	119
8.7.1. Detalles obras de control de escorrentía y nivel freático.....	120
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	123
9.1. CONCLUSIONES .....	123
9.2. RECOMENDACIONES .....	124

BIBLIOGRAFÍA..... 126  
ANEXOS..... 129

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. Formaciones superficiales del centro poblado Alto Jordán, con sus atributos y el factor litológico (Li) asignado. ....	42
Tabla 2. Valores de permeabilidad encontrados con los ensayos Slug Test. ....	48
Tabla 3. Definición zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos ....	54
Tabla 4. Valores de KST/ amáx mínimos para análisis Seudo-estáticos de Taludes .....	55
Tabla 5. Valores Representativos de Resistividad.....	59
Tabla 6. Coordenadas de localización sondeos.....	63
Tabla 7. Datos ensayo SPT sondeo 1, descripción de muestras recuperadas .....	64
Tabla 8. Datos ensayo SPT sondeo 2, descripción de muestras recuperadas .....	65
Tabla 9. Datos ensayo SPT sondeo 3, descripción de muestras recuperadas .....	66
Tabla 10. Datos ensayo SPT sondeo 4, descripción de muestras recuperadas. ....	67
Tabla 11. Datos ensayo SPT sondeo 5, descripción de muestras recuperadas ...	68
Tabla 12. Normas para la realización de ensayos de laboratorio .....	70
Tabla 13. Resumen de ensayos de caracterización sondeos .....	71
Tabla 14. Resultados ensayos de Corte Directo.....	73
Tabla 15. Sectorización geotécnica de Alto Jordán .....	75
Tabla 16. Propiedades geomecánicas del modelo geotécnico .....	78
Tabla 17 Valores referenciales del módulo de poisson.....	79
Tabla 18 Valores referenciales del módulo de elasticidad y módulo de poisson para algunos suelos.....	79
Tabla 19. Módulo de Elasticidad para estratos de coluvión .....	80
Tabla 20 Parámetros geomecánico estimados para la roca .....	81

Tabla 21. Modelamientos realizados para la evaluación del factor de seguridad y deformaciones .....	82
Tabla 22. Factores de seguridad mínimos según NSR-10 .....	83
Tabla 23. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas. ....	84
Tabla 24. Resultados factores de seguridad, análisis de estabilidad.....	90
Tabla 25. Elementos que componen la alternativa 1 .....	91
Tabla 26. Elementos que componen la alternativa 2 .....	94
Tabla 27. Elementos que componen la alternativa 3. ....	96
Tabla 28. Resultados factores de seguridad con obras .....	106
Tabla 29. Deformación obtenida incluyendo obras .....	107
Tabla 30. Cuadro comparativo de alternativas .....	108
Tabla 31. Resistencia última de la interface suelo/lechada a lo largo de la zona de bulbo. ....	111
Tabla 32. Elementos del anclaje .....	111
Tabla 33. Presión efectiva en el centro del bulbo .....	113
Tabla 34. Esfuerzos axiales máximos admisibles sobre el pilote.....	117

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
Figura 1 Diagrama metodología de estabilización de talud .....	22
Figura 2. Ubicación del proyecto.....	24
Figura 3. Imagen UAV del casco urbano del corregimiento Alto Jordán .....	25
Figura 4 Vista general del Instituto Agrícola Alto Jordán, 2000. ....	27
Figura 5. Vista general del Instituto Agrícola Alto Jordán (septiembre 2012). ....	27
Figura 6. Vista localización antiguo colegio agrícola y alineación quebrada El Carmen .....	28
Figura 7. Vista frontal viviendas localizadas en la parte central del corregimiento de Alto Jordán.....	29
Figura 8. Vista lateral viviendas Figura 7. ....	29
Figura 9. Falla estructural vivienda localizada sector central. ....	30
Figura 10. Falla estructural nodo columna- placa .....	30
Figura 11. Daños en infraestructura del centro de salud. ....	31
Figura 12. Viviendas parte posterior centro de salud.....	31
Figura 13. Afectaciones sobre la vía, septiembre 2012. ....	32
Figura 14. Mantenimiento vía, mayo 2014.....	32
Figura 15. Desplazamientos sobre la vía, enero 2016.....	33
Figura 16. Afectaciones sobre la vía, enero 2016.....	34
Figura 17. Mapa Geológico del centro poblado Alto Jordán, Vélez. ....	36
Figura 18. Formación Paja. Detalle de Arcillolitas con presencia de láminas de yeso que afloran en la parte SW de la zona de estudio.....	37
Figura 19. Formación Tablazo. Detalle de intercalación de arcillolitas y lodolitas carbonosas al NW de la zona en estudio.....	38
Figura 20. Imagen DEM de la plancha 150 Cimitarra. Donde se muestran cada una de las fallas y estructuras mencionadas para la Geología estructural de la zona tanto regional como local. ....	39

Figura 21. A), B) y C): estrías como indicadores microtectónicos asociados a fallas, encontradas en las estaciones 4 y 10, con tendencia al rumbo de la quebrada el Carmen. ....	40
Figura 22. A) Morfología de silla; B) Eje de la silla o valle de falla; C) Traza de las fallas satélites con rumbo N70°E. ....	41
Figura 23. Mapa de formaciones superficiales del centro poblado Alto Jordán. ...	43
Figura 24. Panorámica del centro poblado Alto Jordán, sector occidental y central. ....	44
Figura 25. Panorámica Alto Jordán, sector sur y norte .....	45
Figura 26. Datos de campo Slug Test sondeo S2AJ. ....	49
Figura 27. Mapa de niveles piezométricos.....	50
Figura 28. Sismos registrados por la Red Sismológica Nacional (junio de 1993 a marzo de 1997).....	53
Figura 29. Mapa de localización exploración geotécnica.....	57
Figura 30. Vista del equipo SuperSting R/8 usado en la exploración geotécnica .	58
Figura 31. Localización tomografía AJ2.....	60
Figura 32. Resultados tomografía AJ2.....	60
Figura 33. Localización tomografía AJ3.....	61
Figura 34. Resultados tomografía AJ3.....	61
Figura 35. Esquema general de equipo a roto-percusión. ....	63
Figura 36. Vista sondeo No.1 predio antiguo Colegio Agrícola de Alto Jordán.....	64
Figura 37. Vista sondeo No.2 sector ccidental-central, Alto Jordán.....	65
Figura 38. Vista sondeo 3, localizado al pie del talud en el sector centro – occidental.....	66
Figura 39. Vista de sondeo 4, localizado al lado oriental entre la iglesia y la cancha. ....	67
Figura 40. Vista sondeo 5, equipo manual, localizado sobre ladera hacia la parte sur del nuevo Colegio Agrícola de Alto Jordán. ....	68
Figura 41. Vista general de muestras obtenidas en sondeos. ....	69
Figura 42. Vista general de muestras apiques.....	70

Figura 43. Histograma de humedad natural.....	72
Figura 44. Carta de plasticidad. ....	73
Figura 45. Perfil geotécnico (coluvión), sector central Alto Jordán. ....	78
Figura 46. Resultados estimados parámetros de Mohr Coulomb, software RocData 1.0.....	81
Figura 47. Modelamiento estático del talud en condición inicial, Software SLIDE 6.0.....	86
Figura 48. Modelamiento dinámico del talud en condición inicial, Software SLIDE 6.0.....	87
Figura 49. Modelamiento estático – talud saturado, Software SLIDE 6.0.....	88
Figura 50. Modelamiento dinámico talud saturado, Software SLIDE 6.0.....	88
Figura 51. Análisis de deformación estado saturado, Software PLAXIS 2D.....	89
Figura 52. Esquema obras alternativa 1, perfil lateral.....	92
Figura 53. Sección transversal muro de contención.....	92
Figura 54. Detalles y distribución longitudinal y planta, Alternativa 1.....	93
Figura 55. Esquema obras alternativa 2.....	94
Figura 56. Detalles y distribución longitudinal y planta, obras alternativa 2.....	95
Figura 57. Esquema alternativa 3.....	96
Figura 58. Detalle y distribución obras alternativa 3.....	97
□ Figura 59. Modelamiento estático del talud implementando alternativa 1, Software SLIDE 6.0.....	98
Figura 60. Modelamiento dinámico del talud implementando alternativa 1, Software SLIDE 6.0.....	99
Figura 61. Análisis de deformación implementando alternativa 1, Software PLAXIS 2D.....	100
Figura 62. Modelamiento estático del talud implementando alternativa 2, Software SLIDE 6.0.....	101
Figura 63. Modelamiento dinámico del talud implementando alternativa 2, Software SLIDE 6.0.....	102

Figura 64. Análisis de deformación implementando alternativa 2, Software PLAXIS 2D. ....	103
Figura 65. Modelamiento estático del talud implementando alternativa 3, Software SLIDE 6.0 .....	104
Figura 66. Modelamiento dinámico del talud implementando alternativa 3, Software SLIDE 6.0 .....	105
Figura 67. Análisis de deformación implementando alternativa 3, Software PLAXIS 2D. ....	106
Figura 68. Esquema de anclaje activo .....	109
Figura 69. Detalle anclaje 40 ton. ....	109
Figura 70. Esquema localización del anclaje .....	112
Figura 71. Esquema general de la pila .....	115
Figura 72. Deformación por carga vertical, PLAXIS 3D. ....	116
Figura 73. Curva asentamiento Vs carga axial, PLAXIS 3D. ....	117
Figura 74. Curva asentamiento Vs carga lateral del pilote, PLAXIS 3D. ....	118
Figura 75. Desplazamiento lateral del pilote por carga aplicada, PLAXIS 3D. ....	119
Figura 76. Plano de localización obras de drenaje y muro de contención .....	120
Figura 77. Sistema tradicional dren Francés .....	121
Figura 78. Esquema dren con geodren vial .....	122

## **LISTA DE ANEXOS**

- ANEXO A.** Formatos registros de perforación - Perfil Estratigráfico
- ANEXO B.** Resultados de laboratorio (Muestras recuperadas en campo SPT)
- ANEXO.C.** Resultados ensayos de laboratorio apiques
- ANEXO.D.** Planos de localización y obras alternativa definitiva.

## RESUMEN

**TÍTULO:** ANÁLISIS GEOTÉCNICO A LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD EN EL CASCO URBANO DEL CORREGIMIENTO DE ALTO JORDAN, MUNICIPIO DE VELEZ, SANTANDER \*

**AUTOR:** TULIA ELENA QUINTERO GUERRERO\*\*

**PALABRAS CLAVES:** Talud, coluvión, estabilidad, deformación, obras, mitigar, controlar.

### DESCRIPCIÓN:

El corregimiento de Alto Jordán ubicado en el municipio de Vélez al sur del departamento de Santander, presenta fenómenos de remoción en masa que afectan la estabilidad de la infraestructura de las edificaciones. La vía que comunica Vélez con el municipio de Landázuri también ha sido afectada pues atraviesa el corregimiento de sur a norte pasando por el centro de la zona que presenta problemas de estabilidad.

El trabajo comprende la recopilación y análisis de la información, reconocimiento de campo, exploración geotécnica (ensayos directos e indirectos), y ensayos de laboratorios (Análisis granulométrico, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, contenido de agua, clasificación de suelos y corte directo), a fin de determinar los factores que inciden en la problemática y establecer un modelo geotécnico para realizar el análisis de estabilidad y deformación.

Una vez evaluados los factores de seguridad con el software SLIDE 6.0 de RocScience mediante el método de equilibrio límite y deformaciones mediante software de elementos finitos PLAXIS 2D, se analizó la superficie de falla y los factores detonantes a fin de proponer obras que logren aumentar la estabilidad y disminuir las deformaciones, estas propuestas fueron modeladas para verificar su funcionalidad, de esta manera proporcionar alternativas de solución que logren mitigar y/o controlar los problemas de estabilidad.

---

\* Trabajo de grado.

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: (I.C, M.Sc.) Wilfredo Del Toro Rodríguez.

## ABSTRACT

**TITLE:** GEOTECHNICAL ANALYSIS TO THE STABILITY IN THE URBAN ZONE IN THE VILLAGE ALTO JORDAN IN VELEZ TOWN.\*

**AUTHOR:** TULIA ELENA QUINTERO GUERRERO\*\*

**KEYWORDS:** Slope, colluvium, stability, deformation, modeling, construction work.

## DESCRIPTION

The village Alto Jordán, located in Velez town in the south of Santander province, presents phenomena of mass removal that affects the stability of the building infrastructure. The road that goes from Vélez to Landázuri has been affected, too because it goes through the town from the south to the north going past the centre of the zone that is presenting stability problems.

The work has the summary and analysis of the information, field recognition, geotechnical exploration (direct and indirect trials), and laboratory tests (Granulometric analysis, liquid limit, plastic limit, plasticity index, water content, soil classification and direct cutting,) to determine the factors that have an impact on the problematic and to establish a geotechnical model to do the stability and deformation analysis.

Once the security factors have been evaluated with the SLIDE 6.0 software by RocScience using the limit and deformation equilibrium method with the PLAXIS 2D finite element software, the faulted surface and the trigger factors were analysed in order to propose the construction work that makes the stability increase and the deformation decrease. These proposals were shaped to check their functionality, and to provide in this way alternatives of solution that manage to mitigate and/or control the stability problems.

---

\* Degree Thesis.

\*\* Physical-Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering. Director: (I.C., M.Sc.) Wilfredo del Toro Rodríguez.

## INTRODUCCIÓN

Alto Jordán es uno de los centros poblados más importantes del Municipio de Vélez en el departamento de Santander; se localiza sobre la vía que conduce de Vélez hacia Landazurí, esta vía hace parte de la Transversal del Carare que comunica a la Troncal del Magdalena medio con el sur del departamento de Santander y norte de Boyacá y permite la conexión con el departamento de Antioquia, logrando una importante disminución en longitud y tiempo para la comunicación de los polos industriales y comerciales de Antioquia, Santander y Boyacá.

Entidades como INGEOMINAS actual Servicio Geológico Colombiano, han realizado informes técnicos en los cuales recomiendan recolectar las aguas residuales, freáticas y superficiales mediante la construcción de drenes, zanjas de coronación, canales interceptores y filtros, evitando que se concentren en la zona donde se localiza el coluvión (sector central Alto Jordán), pero a la fecha el problema persiste debido a que no se han implementado estas recomendaciones.

Otra de las limitantes es el desconocimiento detallado de las características geológicas y geotécnicas que nos permitan realizar el análisis de estabilidad de laderas para establecer el origen de estos movimientos y las posibles soluciones a implementar que permitan controlar y/o mitigar este fenómeno y brindarle a la población de Alto Jordán una posible solución implementando obras de control y estabilización.

El Instituto Nacional de Vías (INVIAS) ha realizado reparaciones en la red vial, incorporando obras de control de escorrentía para evitar la inestabilidad de la banca, pero en general el problema persiste en las zonas aledañas en donde se encuentran construidas las viviendas que componen el corregimiento, por tal razón el Municipio

de Vélez suscribió convenio interadministrativo No. 9677-04-1127-2013 con la Universidad Industrial de Santander (UIS) a fin de “Aunar esfuerzos administrativos, financieros y técnicos para contratar y desarrollar el ESTUDIO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA DEL MUNICIPIO DE VÉLEZ, DEPARTAMENTO DE SANTANDER”, el cual permitirá tener estudios detallados que permitirán conocer los factores que condicionan la estabilidad de la zona.

En este proyecto se presenta un análisis geotécnico de la estabilidad de la ladera, mediante la elaboración y modelamiento del sector, así mismo se propusieron obras que ayudarán a controlar el movimiento, se verificó su funcionalidad mediante software, con el cual se calculó el factor de seguridad las deformaciones.

## **1. OBJETIVOS**

### **1.1. OBJETIVO GENERAL**

Analizar los problemas de estabilidad presentes en el corregimiento de Alto Jordán, mediante la caracterización geotécnica del sitio y alternativas de obras de mitigación.

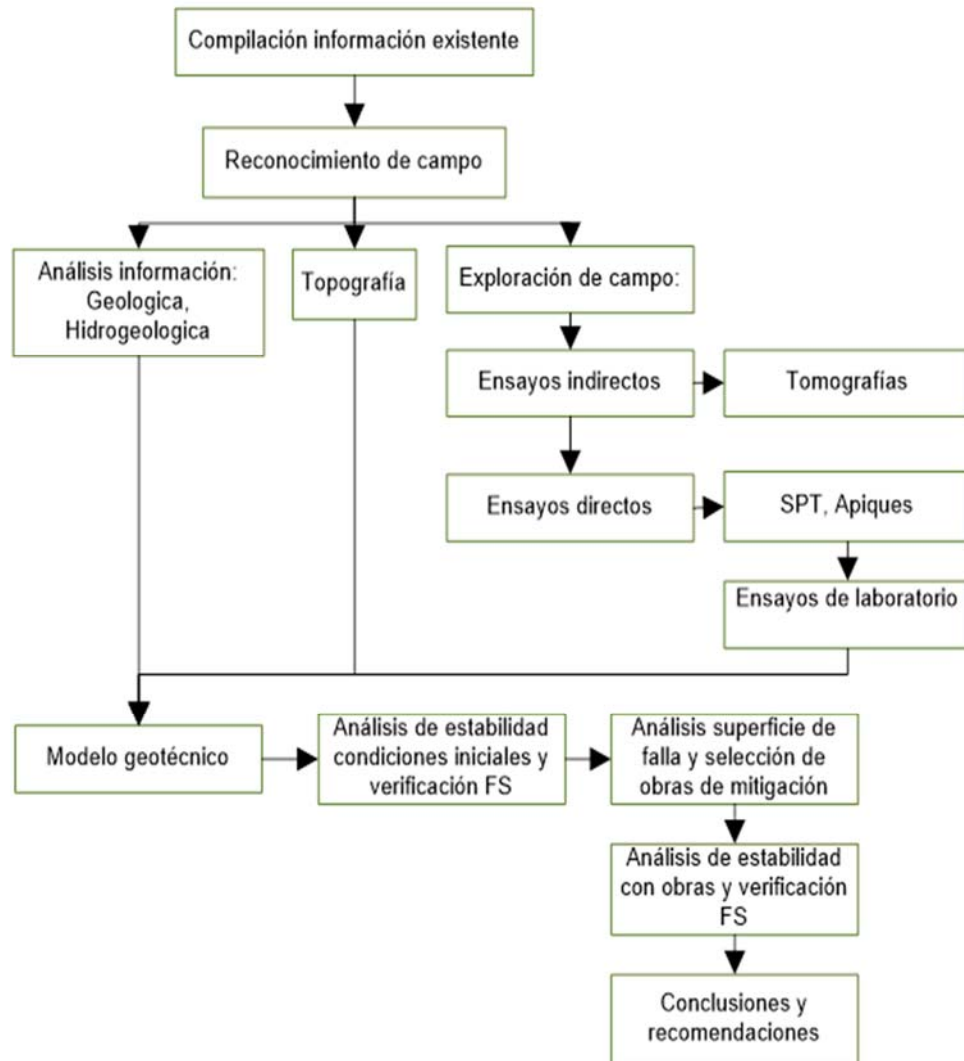
### **1.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Realizar la caracterización geológica y geotécnica del área en estudio.
- Elaborar modelo geotécnico del sector con mayor problema de estabilidad.
- Evaluar las condiciones de estabilidad y deformación mediante el modelamiento geotécnico.
- Proponer y evaluar las condiciones de estabilidad del talud incluyendo obras, a fin de controlar y/o mitigar los problemas de estabilidad.

### **1.3. METODOLOGIA**

Para este trabajo se utiliza una metodología la cual esta enfatizada en el análisis de la información topográfica, geológica, hidrogeológica y procesamiento de la información de la exploración geotécnica que permitan establecer una propuesta de solución a los problemas de estabilidad presentes en el corregimiento de Alto Jordán a partir de la inclusión de obras que permitan mitigar y/o controlar el fenómeno de remoción en masa. En la Figura 1., se muestra el diagrama que resume las etapas que se ejecutaron para la elaboración del trabajo de aplicación.

**Figura 1 Diagrama metodología de estabilización de talud**



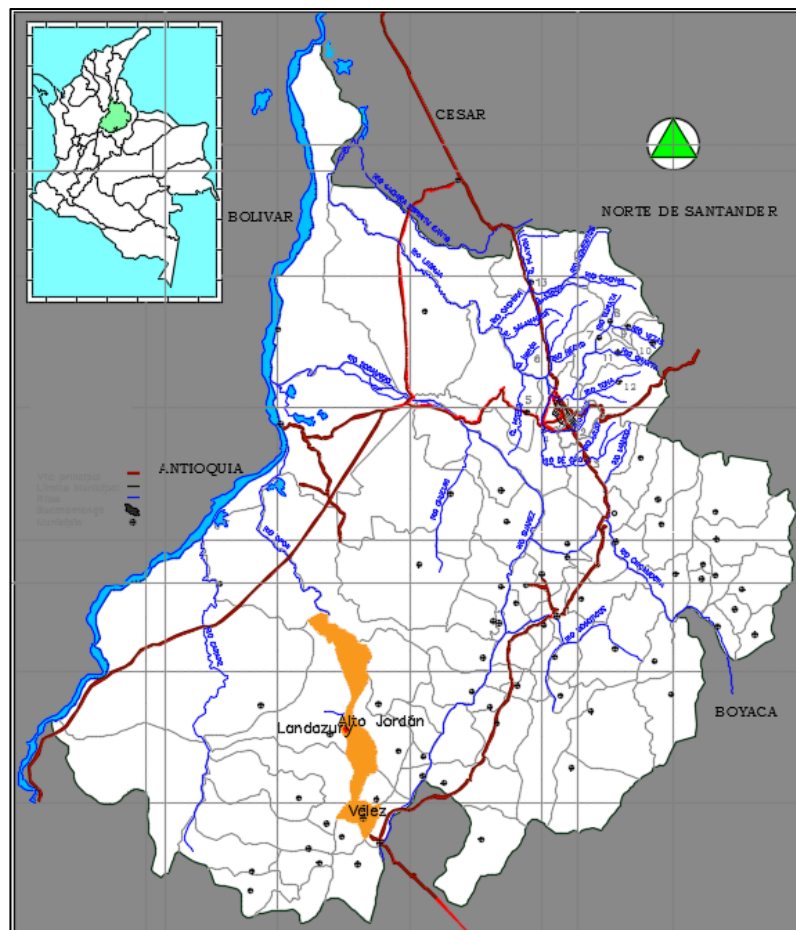
En este documento se presentara el análisis geotécnico del sector central del corregimiento de Alto Jordán, el cual presenta mayor problema de estabilidad. Se utilizará la información contenida en el proyecto de grado denominado “Cartografía geológica superficial, geomorfológica y geotécnica preliminar a Escala 1:2000 de la zona urbana del corregimiento de Alto Jordán en el municipio de Vélez-Santander” realizada en 2014 por Rangel-Viadero y la información suministrada por el grupo de

Investigación GEOMATICA, Gestión y optimización de sistemas, quien adelanto la ejecución del convenio interadministrativo No. 9677-04-1127-2013 suscrito con el municipio de Vélez para elaborar el “ESTUDIO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA DEL MUNICIPIO DE VÉLEZ, DEPARTAMENTO DE SANTANDER”.

## 2. ASPECTOS GENERALES

### 2.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

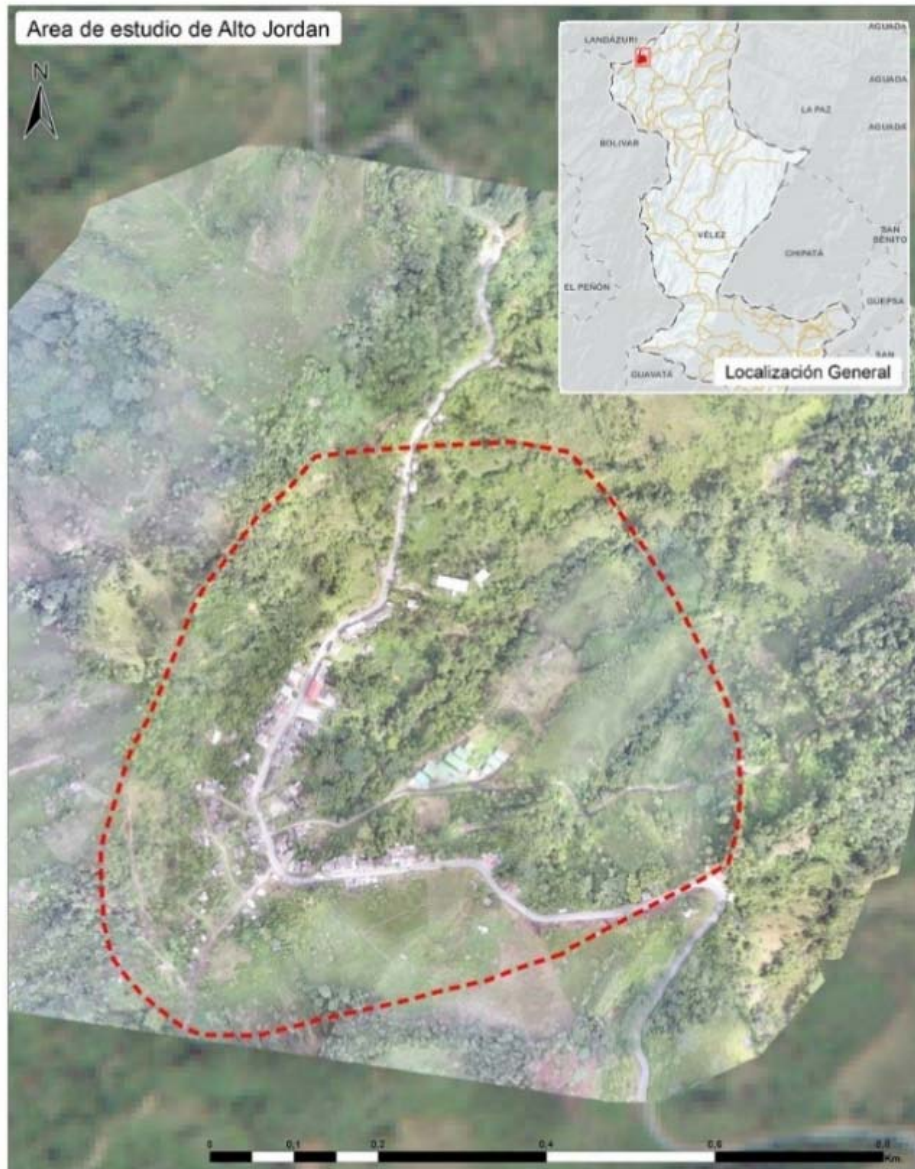
Figura 2. Ubicación del proyecto



El centro poblado de Alto Jordán, se encuentra sobre la vía que comunica al municipio de Vélez con Landázuri kilómetro 12, en límites de las veredas La Esperanza y Palma. El área de interés del presente estudio, tiene una extensión de 39.67 hectáreas y se ubica entre los 1000 y 1160 msnm, terrenos que drenan hacia las quebradas El Carmen y El Recreo.

El área de estudio está delimitada por las siguientes coordenadas (Magna Sirgas Colombia – Bogotá): 1178369 N al norte, 1036871 W al este, 1177662 N al sur, 1036110 W al oeste.

**Figura 3. Imagen UAV del casco urbano del corregimiento Alto Jordán**



**Fuente:** Grupo de investigación GEOMATICA – UIS.

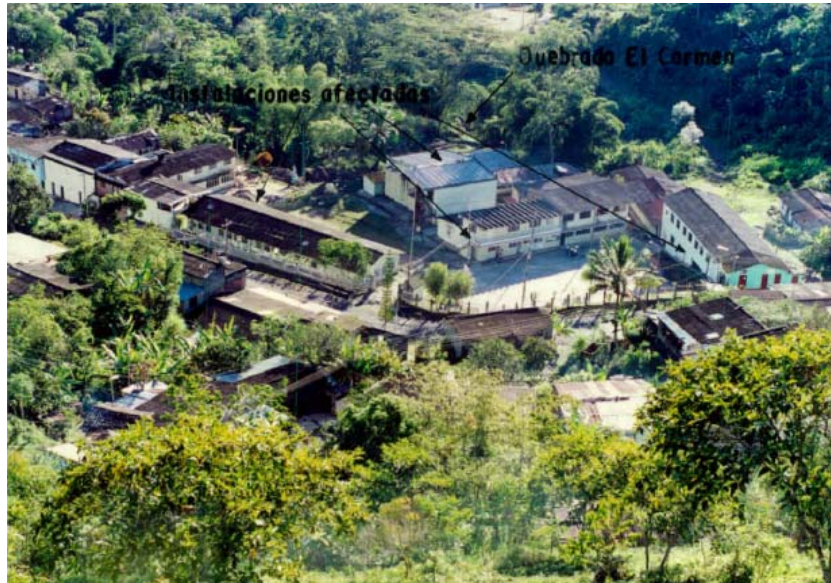
## **2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

El corregimiento de Alto Jordán se encuentra establecido en un área que presenta problemas de estabilidad, informes técnicos realizados por INGEOMINAS e INVIAS, han llegado a la conclusión que el centro poblado se encuentra en un área de coluvión dentro de una micro cuenca donde las aguas de escorrentía convergen hacia la quebrada El Carmen que a su vez atraviesa el corregimiento de occidente a oriente, parte de estas aguas son superficiales y otras subterráneas que en conjunto producen en efecto devastador sobre el coluvión volviéndolo inestable. A esto hay que agregar que el corregimiento carece de un adecuado sistema de recolección de aguas residuales y conducción de aguas lluvias. El Alcantarillado existente se encuentra deteriorado debido a los movimientos que se han presentado, lo cual ha generado ruptura de las tuberías de concreto; estas aguas se infiltran en el terreno generando saturación que incide directamente en la estabilidad.

Otro factor a tener en cuenta es que se han presentado deslizamientos anteriores hacia la parte baja del corregimiento que han sido reactivados por los efectos de socavación de la quebrada El Carmen y que pueden llegar a intensificarse.

Cabe resaltar que la mayoría de las edificaciones allí construidas fueron erigidas muchos años atrás y sin fundamentos estructurales basados en normas de diseño, por lo tanto son muy susceptibles a las deformaciones del suelo y algunas de ellas ya han colapsado, en la Figura 4, se puede observar El Instituto Agrícola de Alto Jordán, el cual fue uno de los más afectados, las deformaciones en este sector generaron fallas estructurales (Figura5), por lo cual fue reubicado y demolido.

**Figura 4 Vista general del Instituto Agrícola Alto Jordán, 2000.**



**Fuente:** INGEOMINAS, Informe sobre el estado actual de los fenómenos de remoción en masa que afectan el corregimiento de Alto Jordán, Municipio de Vélez, Departamento de Santander. Bucaramanga, octubre 2000.

**Figura 5. Vista general del Instituto Agrícola Alto Jordán (septiembre 2012).**



Actualmente ya no se encuentra la estructura del Colegio, fue demolida por el riesgo de colapso total, en la Figura 6, se observa el área donde se encontraba el Colegio Agrícola, el cual se encuentra en la zona central del corregimiento adyacente a la quebrada El Carmen.

**Figura 6. Vista localización antiguo colegio agrícola y alineación quebrada El Carmen**

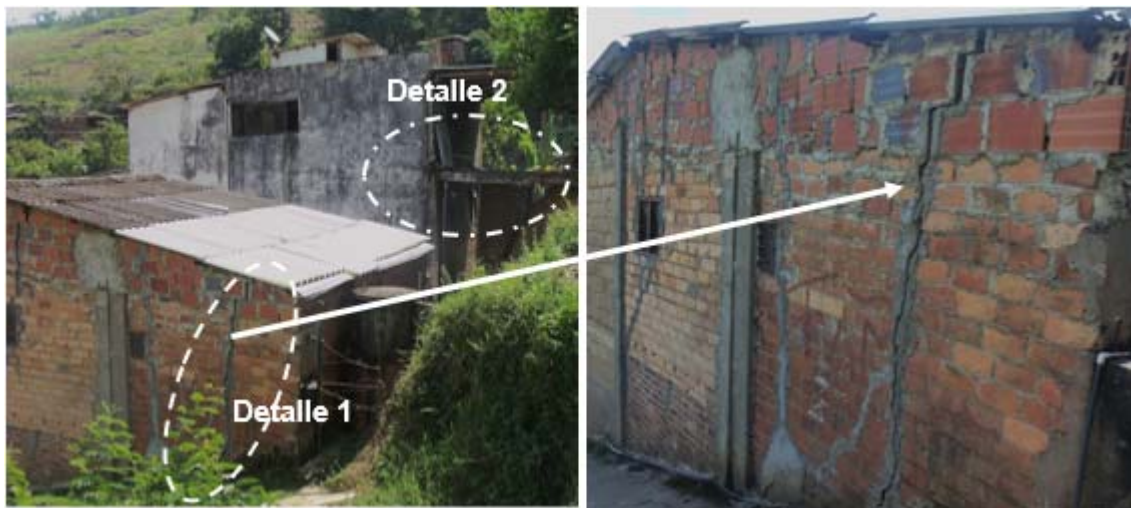


En la zona central, se encuentran viviendas que presentan fallas en su estructura debido a los movimientos que se han generado, éstos movimientos han sido lentos pero progresivos. En la Figura 7, se observan las viviendas que están sobre la vía las cuales tienen una leve inclinación hacia la parte frontal lo que ha generado grietas en la parte lateral debido a la tensión que se genera Figura 8, de igual manera se puede observar que estas viviendas no tienen un sistema de confinamiento adecuado.

**Figura 7. Vista frontal viviendas localizadas en la parte central del corregimiento de Alto Jordán.**



**Figura 8. Vista lateral viviendas Figura 7.**



A continuación se muestran fallas estructurales de otra vivienda localizada en el sector central al occidente de la vía. En las Figuras 9 y 10, se observa el desplazamiento generado y la falla de la viga de cimentación y mampostería, así mismo se observa que vigas y columnas no cumplen con las normas de diseño, la

viga de cimentación no tiene refuerzo, observa que la secciones de las columnas no cumplen con la dimensión mínima requerida al igual que la cantidad de acero.

**Figura 9. Falla estructural vivienda localizada sector central.**



**Figura 10. Falla estructural nodo columna- placa**



Hacia el sector occidental se encuentran el centro de salud el cual por las grietas generadas no se encuentra en funcionamiento (Figura 11), en la parte posterior del mismo Figura 12, las viviendas han sido desalojadas y demolidas debido a los hundimientos.

**Figura 11. Daños en infraestructura del centro de salud.**



**Figura 12. Viviendas parte posterior centro de salud**



De igual manera que las viviendas, la vía se ha visto afectada por dichos movimientos, INVIAS, ha realizado mantenimientos para garantizar su funcionalidad.

En la Figura 13, se puede observar el hundimiento de la vía, y el mantenimiento realizado en el año 2014 (Figura 14), en el cual se implementó la construcción de canales de recolección de escorrentía y sumideros laterales.

**Figura 13. Afectaciones sobre la vía, septiembre 2012.**



**Figura 14. Mantenimiento vía, mayo 2014.**



**Fuente:** Google Earth

En enero de 2016, se tomaron las fotografías de la figura 15, 16 y 17, con aproximadamente 20 meses de haberse construido las canales para la conducción de la escorrentía, se encontraron fisuras llegando al sector central de Alto Jordán, aledaño a la falla inferida sobre el alineamiento de la quebrada El Carmen, se puede observar en la Figura 15.

**Figura 15. Desplazamientos sobre la vía, enero 2016.**



En la Figura 16, fotografía tomada sobre la vía, sector central de Alto Jordán, se encontro socavación, posiblemente generada por filtraciones y obstruccion en la tubería de la alcantarilla, asi mismo se observo falta de mantenimiento y baja pendiente en el canal de descole.

**Figura 16. Afectaciones sobre la vía, enero 2016.**



### **3. GEOLOGÍA**

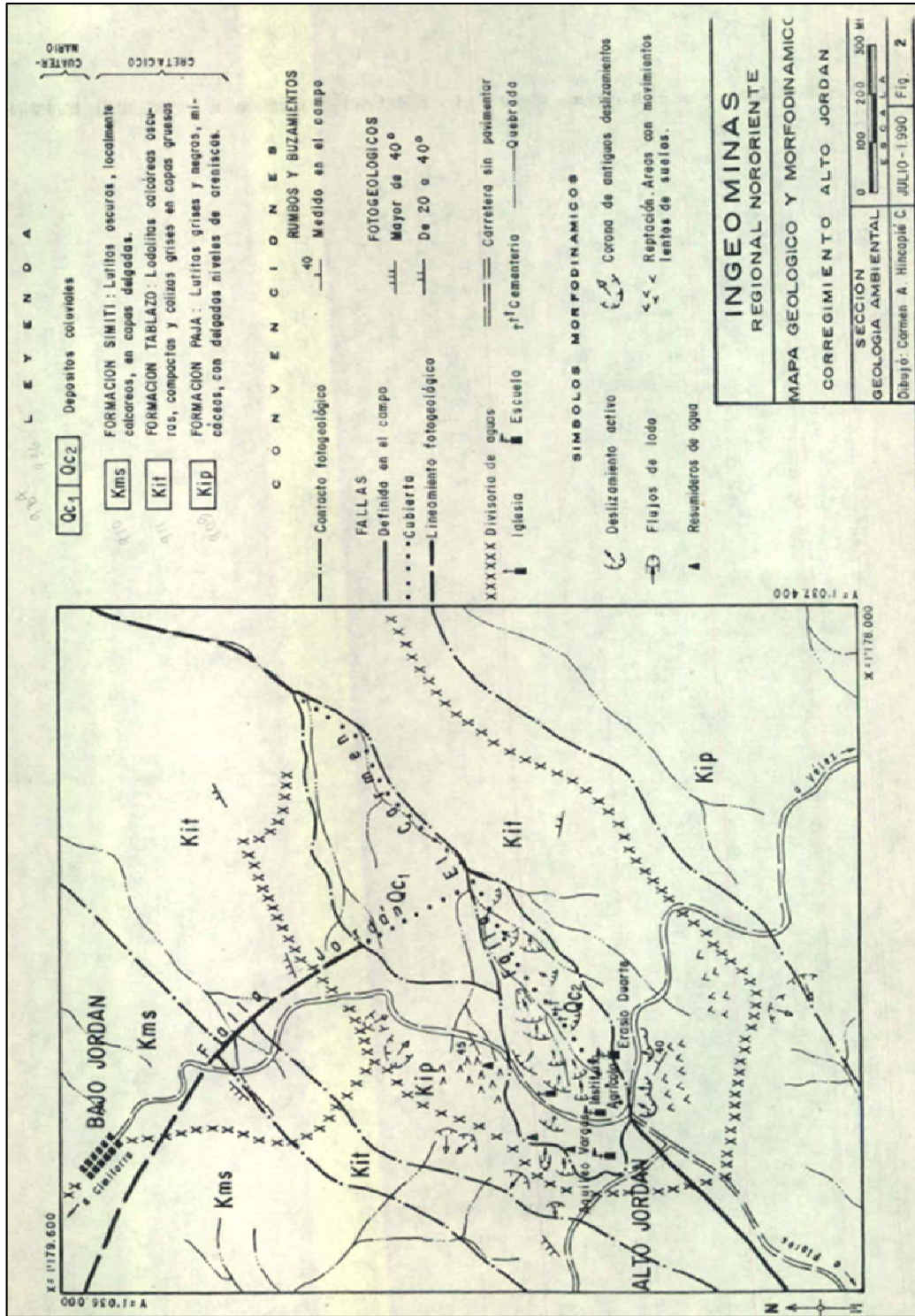
A continuación se realiza una breve descripción de la litografía, geología estructural, unidades superficiales y geomorfología extractadas de la tesis elaborada por Rangel y Viadero (2014), quienes realizaron un estudio en el corregimiento de Alto Jordán.

#### **3.1. LITOESTRATIGRAFÍA**

Para el Cretácico, en el Oriente Colombiano se distinguen regiones con facies diversas para las cuales se han desarrollado diferentes nomenclaturas según los autores. Las unidades sedimentarias denominadas Formaciones Paja y Tablazo fueron definidas originalmente por O.C. Wheeler (1929) en (Gómez et al., 2008).

A continuación se muestra el mapa geológico de la zona en estudio elaborado por el INGEOMINAS, 1990 Figura 17. Aquí las unidades de mayor cobertura son la Formación Tablazo y la Formación Paja, las cuales son descritas a detalle a continuación, correlacionándolas con las evidencias observadas en la mencionada tesis de Rangel y Viadero (2014).

Figura 17. Mapa Geológico del centro poblado Alto Jordán, Vélez.



Fuente: INGEOMINAS, 1990

**3.1.1. Formación Paja (Kip).** En el sector del centro poblado de Alto Jordán ésta formación se expone en el costado oeste de la quebrada el Carmen hacia la parte izquierda de la zona, en los taludes de corte viales y constituye el sustrato de fundación de gran parte de este suelo urbano, cubierta localmente por coluviones. Los afloramientos encontrados muestran una secuencia monótona de lodolitas y arcillolitas gris oscuras a negras, en la parte inferior a media hay concreciones calcáreas y láminas de yeso (Figura 18). Específicamente al noroeste de la zona se encuentran intercalaciones de lodolitas con areniscas lodosas, con algunas trazas de bioturbación, concreciones pequeñas de 5 a 10 cm de diámetro, silíceas y calcáreas, con laminación plano-paralela que corresponden con el segmento 4 citado en Gómez et al. (2008).

**Figura 18. Formación Paja. Detalle de Arcillolitas con presencia de láminas de yeso que afloran en la parte SW de la zona de estudio.**



**Fuente:** Rangel & Viadero (2014)

**3.1.2. Formación Tablazo (Kit).** En el área del centro poblado Alto Jordán la unidad Kit aflora claramente en el costado oriental de la quebrada el Carmen, como una saliente rocosa dura alineada SW-NE y levantada por la actividad de una falla con un fuerte cambio en la morfología, luciendo lomos anchos y delgados evidentemente más resistentes.

Los afloramientos encontrados muestran una secuencia de lodolitas y arcillolitas carbonosas ligeramente fosilíferas en capas finas a medias que corresponden a la parte inferior del segmento 2 citado en Gómez et al., (2008); en la parte media a superior ellas se encuentran intercaladas con capas gruesas de lodolitas calcáreas (mudstone) tabulares y sin estratificación interna.

La Formación Tablazo en el sector está conformada por una mezcla de sedimentos terrígenos y carbonatados (Figura 19).

**Figura 19. Formación Tablazo. Detalle de intercalación de arcillolitas y lodolitas carbonosas al NW de la zona en estudio.**



**Fuente:** Fuente: Rangel & Viadero (2014)

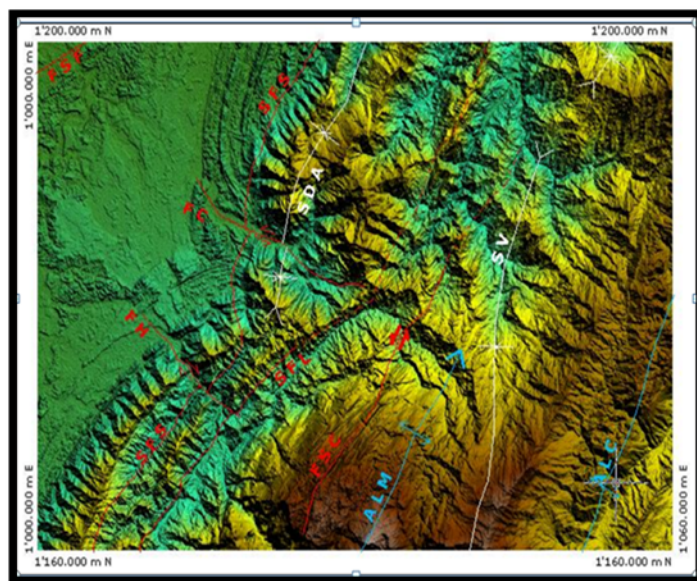
**3.1.3. Depósitos Cuaternarios (Qc).** Los depósitos cuaternarios coluviales relevantes en este estudio se encuentran ubicados hacia la parte central baja del área urbana.

Están determinados por los materiales provenientes ladera arriba de los movimientos en masa antiguos (deslizamientos, flujos o desprendimientos) sobre la quebrada el Carmen, correspondientes a fragmentos de roca y materiales sueltos.

## 3.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La configuración estructural del sector occidental de la Cordillera Oriental, que comprende la zona de estudio, está moldeada por los principales rasgos tectónicos, con diferentes fallas y pliegues de orientación regional SW-NE del área en estudio.

**Figura 20. Imagen DEM de la plancha 150 Cimitarra. Donde se muestran cada una de las fallas y estructuras mencionadas para la Geología estructural de la zona tanto regional como local.**



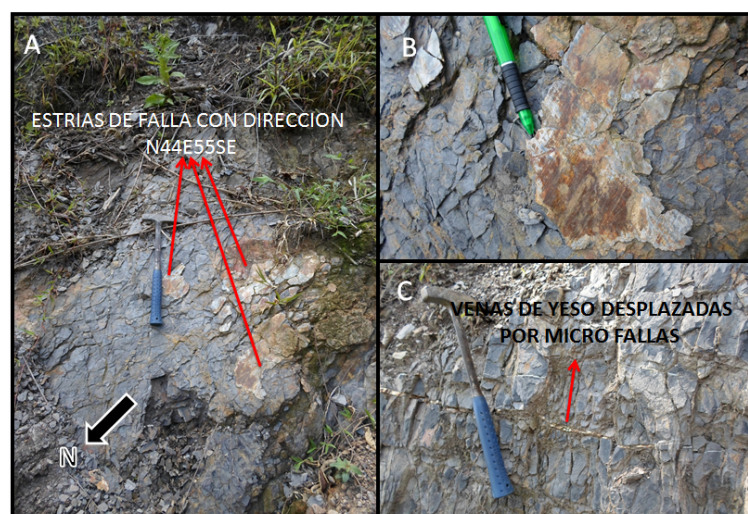
**Fuente:** Modificado de Gómez, et al., (2008)

Las fallas que afectan el área son: Sistema de Fallas La Salina (SFS), Sistema de Falla Landázuri (SFL), Falla San Cayetano (FSC), Falla Cimitarra (FC), Falla El Carmen (FCA) y Fallas Satélites (FS) , a continuación se describirán las que están directamente relacionadas con los proceso de inestabilidad del centro poblado de Alto Jordán.

**3.2.1. Falla el Carmen (FCA).** Esta falla podría ser la más importante por ser la de mayor influencia en el área y la posible respuesta a todos los procesos de inestabilidad del terreno. En este estudio fue trazada como inferida, por ausencia de evidencias contundentes; debido a litología presente en la zona los datos estructurales son poco confiables para que comprueben su existencia.

Su lineamiento presenta rumbo NE siguiendo aproximadamente el cauce de la Quebrada el Carmen. En los afloramientos observados se presenta un alto fracturamiento de roca y superficies con estrías de falla, Figura 21.

**Figura 21. A), B) y C): estrías como indicadores microtectónicos asociados a fallas, encontradas en las estaciones 4 y 10, con tendencia al rumbo de la quebrada el Carmen.**

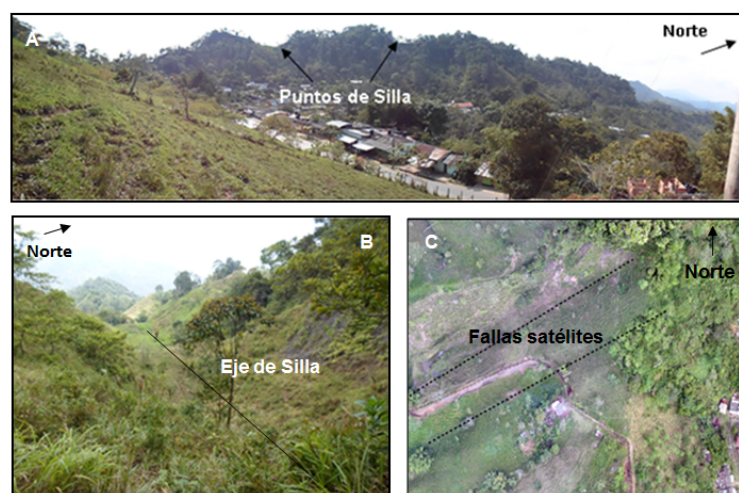


**Fuente:** Rangel & Viadero (2014)

En la zona de estudio Rangel y Viadero (2014) recolectaron datos estructurales de rumbo y buzamiento en azimut de buzamiento de las capas mediante el software Steronet e identificaron tendencias estructurales en el área: dos posibles focos evidencian que las capas de roca que afloran en el Centro poblado Alto Jordán afronta un posible basculamiento que puede ser producido por lineamientos o estructuras que son las que controlen la tectónica del sector de estudio; lograron identificar una orientación predominantemente al NE con dos sentidos de buzamiento en dirección NW y SE; esto puede ser producido posiblemente por una falla o por un plegamiento, que podría corresponder a la falla El Carmen descrita por INGEOMINAS (1990).

**3.2.2. Fallas Satélites (FS).** Se evidencian dos fallas que están asociadas a sillas o valles de falla al SW del centro poblado Alto Jordán, con una orientación  $N70^{\circ}E$ , mostrando una marcada variación en la disposición de las rocas de la Formación Paja. Se lograron identificar con más precisión sobre la imagen UAV como se indica en la (Figura 22).

**Figura 22. A) Morfología de silla; B) Eje de la silla o valle de falla; C) Traza de las fallas satélites con rumbo  $N70^{\circ}E$ .**



**Fuente:** Rangel & Viadero (2014)

### 3.3. DESCRIPCIÓN DE FORMACIONES SUPERFICIALES

Se denomina formación superficial al conjunto de materiales que conforman la superficie del terreno hasta profundidades del orden de decenas de metros. Estas formaciones superficiales incluyen rocas con diferentes grados de meteorización, suelos y depósitos no consolidados.

En la Tabla 1 se muestran las siete (7) formaciones superficiales definidas para el centro poblado Alto Jordán, asociadas a rocas (Rfp y Rft, de las unidades litológicas Paja y Tablazo, respectivamente), los suelos residuales o in situ (Srf), los suelos de remociones en masa (Sre), los depósitos del Cuaternario tanto aluviales (Cal) como coluviales (Col) y los llenos antrópicos (Llen).

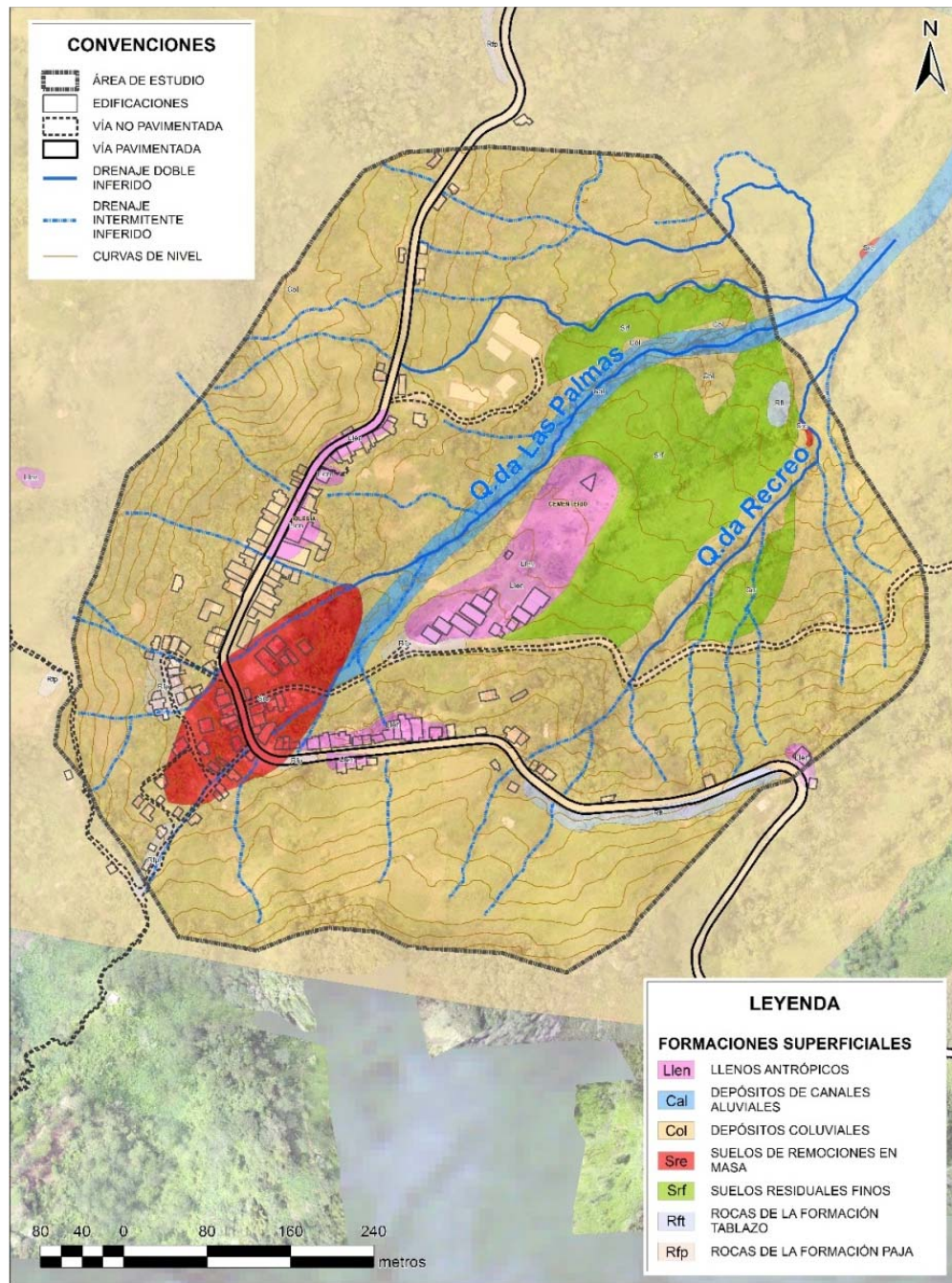
**Tabla 1. Formaciones superficiales del centro poblado Alto Jordán, con sus atributos y el factor litológico (Li) asignado.**

Formación Superficial	Geoestructuras	Meteorización	Espesor (m)
Llenos antrópicos (Llen)	No	Si	<3.5
Depósitos de canales aluviales (Cal)	No	Si	<1.0
Depósitos coluviales (Col)	No	Si	<2.5
Suelos de remociones en masa (Sre)	No	Si	<2.0
Suelos residuales finos (Srf)	Si	Si	<1.0
Rocas de la Formación Tablazo (Rft)	Capas delgadas a muy gruesas; diaclasamiento medio	Si	<1.5
Rocas de la Formación Paja (Rfp)	Laminación y capas delgadas; diaclasamiento bajo	Si	<0.7

**Fuente:** Grupo de investigación GEOMATICA – UIS.

En la Figura 23, se localizan las formaciones superficiales para el corregimiento de Alto Jordán.

**Figura 23. Mapa de formaciones superficiales del centro poblado Alto Jordán.**



Fuente: Grupo de investigación GEOMATICA – UIS.

### 3.4. GEOMORFOLOGÍA<sup>1</sup>

El terreno donde se localiza el casco urbano del corregimiento de Alto Jordán comprende laderas que varían de moderadas a laderas muy inclinadas, en la zona más afectada se encuentran laderas que presentan inclinaciones mayores a 40° que no favorecen con la estabilidad del terreno, teniendo en cuenta que buzan en la misma dirección que la pendiente, en las zonas rurales las laderas tienden a ser más bajas variando desde 10° a 20°, lo que nos indica cambios abruptos de la morfología de la zona de estudio en áreas pequeñas, ver (Figura 24 y 25).

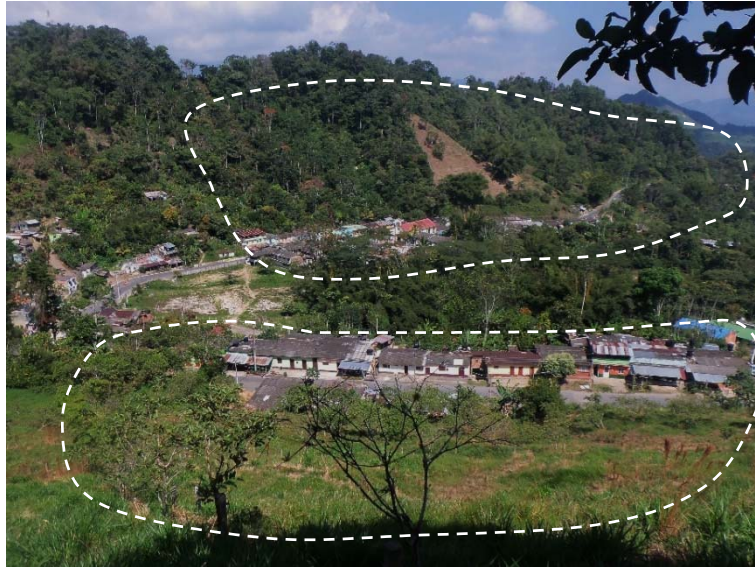
**Figura 24. Panorámica del centro poblado Alto Jordán, sector occidental y central.**



---

<sup>1</sup> VILLAMIZAR TORRES, German. Consultoría para elaborar la caracterización geomorfológica del área urbana, suburbana y rural del municipio de Vélez y apoyar la evaluación de amenaza por movimientos en masa del área de estudio. 2014.

**Figura 25. Panorámica Alto Jordán, sector sur y norte**



Es así como las vertientes del costado norte muestran drenajes hacia un cauce principal que aguas abajo se convierte en el río Quiratá (afluente del río Opón), una a continuación de la otra, mientras que las vertientes del costado sur (con caída hacia el río Negro (tributario del río Horta), en este mismo trayecto se tienen vertientes dispuestas en escalinata de gradas aproximadamente horizontales, las cuales hacia el occidente (en dirección de Landázuri), se van volviendo cada vez más amplias y distanciadas entre sí, entre amplias concavidades verticales, por mayor desarrollo hidrológico de la cuenca del río Horta en este sector más bajo de esta unidad hidrológica.

Al oriente, la serranía de Vélez - La Paz se han diferenciado las laderas occidentales, en cuyo extremo occidental se ubica el centro poblado Alto Jordán y que se sitúa en el borde de los terrenos que drenan hacia la quebrada Quiratá a los que acá se identifican como componentes de la meseta altamente disectada El Gualilo – Alto Jordán.

Alto Jordán está localizado específicamente en la cabecera de la microcuenca de la quebrada El Carmen.

La quebrada El Carmen tiene sus nacimientos en el tope del borde suroriental de la meseta altamente disectada del Gualilo – Alto Jordán, profundizándose en el relieve del nororiente al suroccidente en su proceso de disección en el sentido de aguas arriba. Esta quebrada al descender desde tales vertientes hasta el fondo de la depresión por donde desciende el río Quirata, lo hace enmarcada entre laderas muy pendientes, conformando una microcuenca en particular, afluente de la citada corriente de agua que prosigue hacia el norte, hasta entregar sus aguas al río Quiratá y esta aguas abajo al río Opón.

La quebrada El Carmen, en su desarrollo hidrológico ha penetrado este relieve formando su propia microcuenca entre altas y escarpadas vertientes, siguiendo falla geológica por la que se viene profundizando su ramal principal, mientras que al suroriente, casi que paralelamente al principal, hay un segundo ramal llamado quebrada El Recreo, determinando entre ambos un ancho interfluvio a modo de batea estructural. Esta microcuenca presenta una línea de cierre en su tramo final más bajo que probablemente obró como punto de control durante parte de su pasado de desarrollo hidrológico.

Por su parte los terrenos donde se encuentra construida la parte urbana, ubicada hacia las cabeceras de la microcuenca de la quebrada El Carmen, lo son a borde de carretera, en un entrante del relieve, tanto en terrenos estables como sobre los depósitos de los recientes fenómenos de remoción en masa. Los terrenos estables se ubican hacia la parte más alta del caserío, como en los flancos de salientes el relieve que sirvieron de marco a los movimientos de masa en cuestión.

De acuerdo con lo anterior, la microcuenca se compone de unas cabeceras siguiendo la divisoria de aguas que sigue el borde de la meseta altamente disectada

El Gualilo – Alto Jordán, con un subramal montañoso hacia el costado suroriental y al noroccidente otro subramal montañoso separados centralmente por una batea longitudinal bajamente inclinada en el mismo sentido, obrando como fondo de valle de esta microcuenca.

#### 4. AGUAS SUBTERRÁNEAS<sup>2</sup>

Mediante la consultoría realizada por MORENO TORRES, Luis Eduardo, se realizó una campaña de medición de la permeabilidad del suelo in situ empleando el procedimiento Slug Test.

El ensayo consistió en elevar el nivel piezométrico de forma instantánea y monitorear en el tiempo la recuperación del mismo, introduciendo una masa dentro de los sondeos geotécnicos que se entubaron para tal fin, en Alto Jordán se realizó este ensayo en los sondeos 1, 2 y 3, localizados en el sector central (coluvión) en los cuales se encontró nivel freático. En la Tabla 2., se relacionan los resultados obtenidos, de cuyas magnitudes, se puede observar que la permeabilidad por uno u otro método es muy diferente, sin embargo se encuentran dentro del mismo rango de orden ( $10^{-3}$  y  $10^{-4}$  m/día), que son valores normales para arcillas y suelos finos limosos y limo arcillosos.

**Tabla 2. Valores de permeabilidad encontrados con los ensayos Slug Test.**

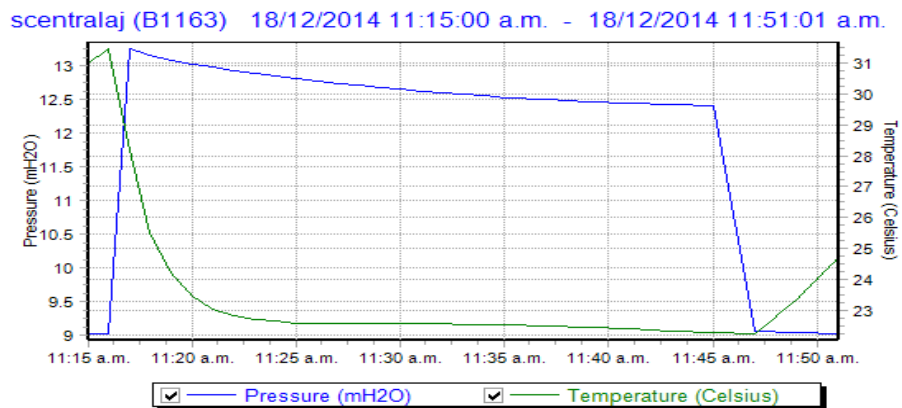
Sondeo No.	K [mm/día]	
	Lefranc Variable	Gilg Gavard Variable
S 1AJ	1.10	25.7
S 2AJ	0.96	23.4
S 3AJ	1.70	38.5

**Fuente:** MORENO TORRES, Luis Eduardo. 2014

<sup>2</sup> MORENO TORRES, Luis Eduardo. Consultoría para elaborar el estudio Hidrológico e Hidrogeológico de área urbana del municipio de Vélez y del centro poblado de Alto Jordán por la UIS, julio 2014

Para Alto Jordán los suelos altamente arcillosos (en general finos cohesivos), muestran una permeabilidad propia de los mismos y en exceso baja, tal como se observa en la gráfica capturada de los datos de campo del Diver. La línea Azul muestra la variación de Presión dentro del piezómetro a medida que el nivel piezométrico inicialmente alterado, se recupera a su posición original ver Figura 26.

**Figura 26. Datos de campo Slug Test sondeo S2AJ.**



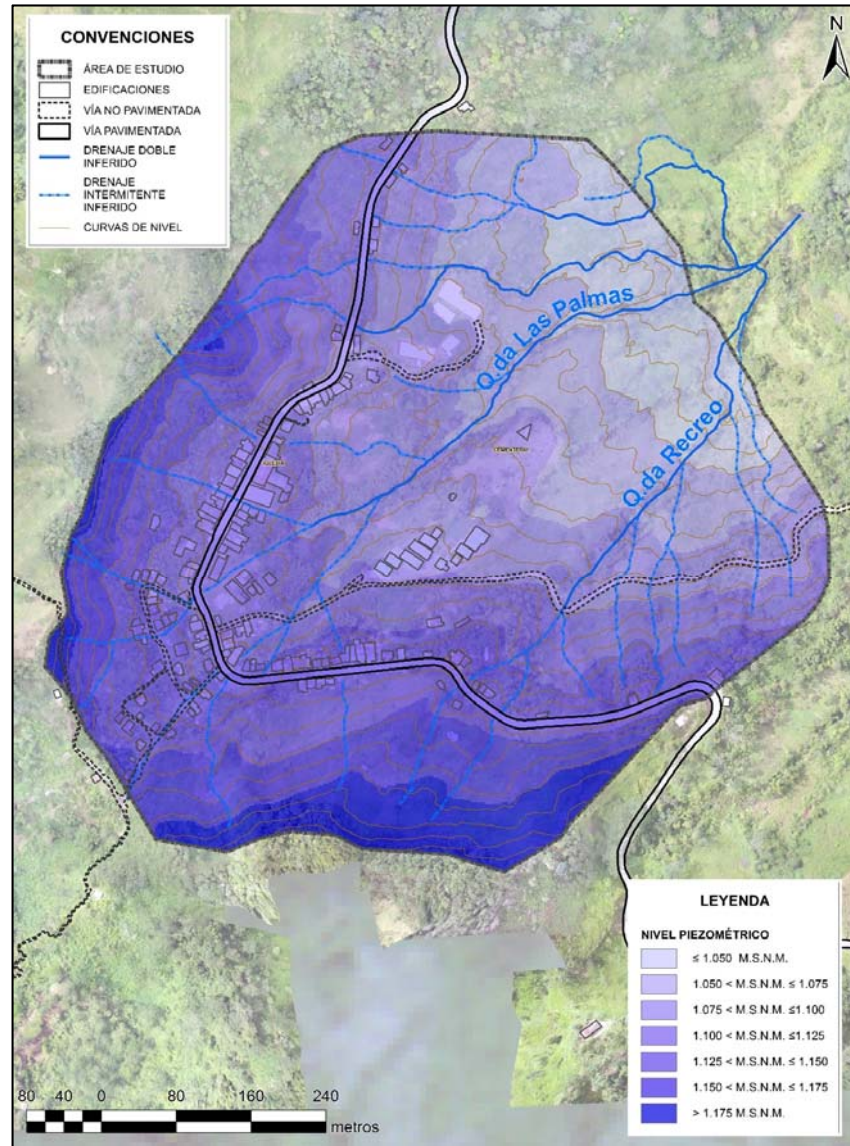
**Fuente:** MORENO TORRES, Luis Eduardo. 2014.

Los resultados de la campaña de Slug Test, mostraron una realidad acorde a los materiales encontrados en los sondeos, que corresponden a suelos finos de matriz arcillosa que permiten que se almacene agua en gran cantidad, pero que con mucha dificultad, se transmita y drene al agua subterránea que se encaja en ellos. Esta condición desfavorece las propiedades geotécnicas ideales que debe poseer un suelo para disipar las tensiones efectivas cuando hay presencia de Agua, ya que su comportamiento se debe tratar con condiciones no drenadas o en su defecto en las peores condiciones geotécnicas posibles.

En la Figura 27, se puede observar el mapa de niveles piezométricos generado a partir de los ensayos realizados donde claramente se ve que las aguas Subterráneas drenan hacia las corrientes superficiales del lugar, con gradientes mayores hacia la parte topográficamente más alta, y mucho más suavizado dicho

gradiente hacia la zona de la meseta central que soporta el cementerio de Alto Jordán.

**Figura 27. Mapa de niveles piezométricos**



Fuente: MORENO TORRES, Luis Eduardo. 2014.

## 5. ANÁLISIS SISMICO

El departamento de Santander se encuentra localizado sobre la parte occidental de la cordillera oriental (sector donde la cordillera cambió de rumbo NE a NW) y el valle medio del río Magdalena, regiones tectónicamente complejas y sísmicamente activas que ocasionalmente se vuelve preocupante por la intensidad y frecuencia de los sismos. En este departamento entre 1920 y 1991, se han registrado en total 76 sismos de magnitud entre 4 y 6 grados en la escala de Richter.

Estudios realizados por el Instituto Nacional de Investigaciones Geológico Mineras (INGEOMINAS) ubican al Departamento de Santander dentro de las zonas de riesgo sísmico alto; su principal actividad sísmica es debida al Nido Sísmico de Bucaramanga (sector Umpalá), con profundidades que varían entre 140 y 180 Km

El inventario histórico del Padre Jesús Emilio Ramírez, denominada “Historia de los terremotos en Colombia” compila los principales datos sobre los sismos ocurridos en el país desde los tiempos de la conquista (siglo XVI) hasta el año de 1963. De los 597 sismos que reporta para todo el territorio nacional, 111 aparecen ubicados con epicentro en algún lugar del departamento de Santander. La reedición de la obra del padre Ramírez, donde se publica un nuevo catálogo de sismos hasta 1974, muestra la constante actividad sísmica de la zona del Macizo de Santander, en cuyo borde occidental se localiza la ciudad de Bucaramanga y más al sur las localidades de Umpalá y Cepitá.

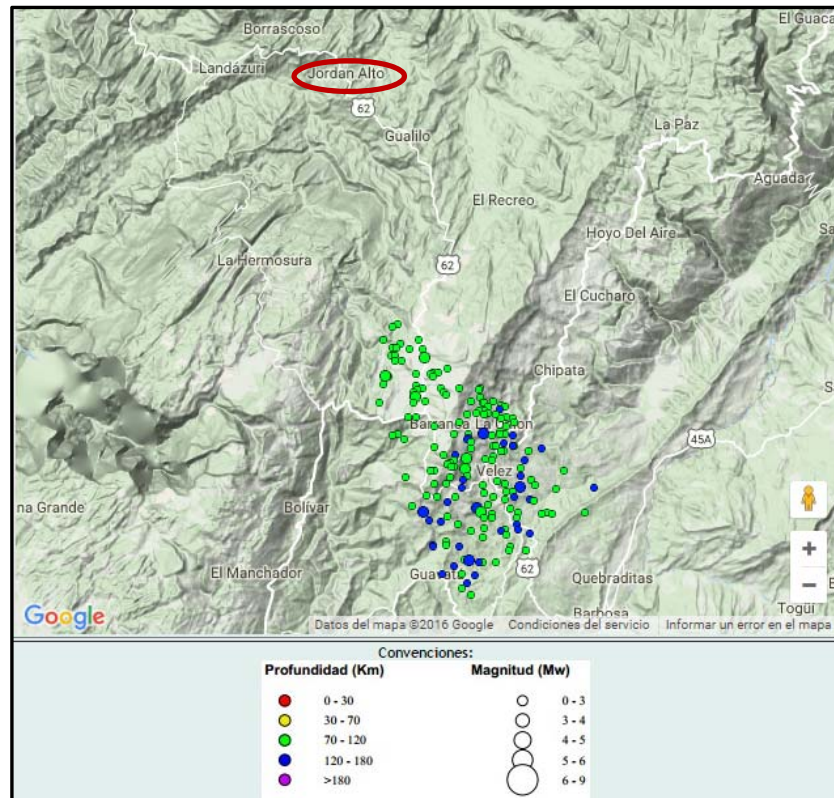
En el inventario de Ramírez, no aparecen noticias de sismos provenientes del Municipio, pero si se observa que hay datos de sismos de zonas cercanas que afectaron en el pasado el Municipio.

La actividad sísmica por ser bien definida en Santander, se denomina “nido” o “enjambre sísmico de Bucaramanga”, cuyos hipocentros se han detectado instrumentalmente a una profundidad de 150 km aproximadamente y está localizado 50 km al sur de Bucaramanga entre las localidades de Umpalá y Cepitá<sup>164</sup>, en donde se registra un promedio diario de cinco sismos de baja magnitud en la escala de Richter. El nido sísmico de Bucaramanga ha sido catalogado como una de las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo.

En 1993 la Red Sismológica Nacional de Colombia (RSNC) instrumentó el “Nido Sísmico” y actualmente registra información continua de actividad, conformando un foco amplio con magnitudes entre 2.6 y >5.5 en escala de Richter de focos profundos (140-180 Km.) a superficiales (35-70 Km.) relacionados con las Fallas de Bucaramanga, Suárez, La Salina, Mulatos y Cimitarra (Díaz y Suárez, 1998).

En el mapa de sismos del USGS, figura 28., se observa un clúster de sismos profundos (entre 70 y 180 Km) en la zona aledaña al municipio de Vélez .

**Figura 28. Sismos registrados por la Red Sismológica Nacional (junio de 1993 a marzo de 1997).**



**Fuente:** Servicio Geológico Nacional, Disponible en: [http://bdrsnc.sgc.gov.co/paginas1/catalogo/mapa\\_sismicidad.php?fi=01/06/1993&ff=20/11/2016&Dpto=SANTANDER&Mcpio=VELEZ](http://bdrsnc.sgc.gov.co/paginas1/catalogo/mapa_sismicidad.php?fi=01/06/1993&ff=20/11/2016&Dpto=SANTANDER&Mcpio=VELEZ)

## 5.1. REQUERIMIENTOS AMENAZA SÍSMICA

**5.2.1. Zona de Amenaza Sísmica.** La NSR-10 numeral A.2.3, establece tres zonas de amenaza sísmica en Colombia: alta, intermedia y baja. El departamento de Santander en su mayoría se encuentra en zona de amenaza alta a excepción de algunos municipios dentro de los cuales se encuentra el Municipio de Vélez, estos están catalogados en zona de amenaza sísmica intermedia, de acuerdo con la

zonificación realizada, en la Tabla 3., se registran los valores de aceleración sísmica.

**Tabla 3. Definición zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos**

Municipio	Código Municipio	$A_a$	$A_v$	Zona de Amenaza Sísmica	$A_e$	$A_d$
Vélez	68861	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.08

**Fuente:** Apéndice A-4 de la NSR-10.

## 5.2. ANÁLISIS SEUDO-ESTÁTICO PARA ESTABILIDAD E TALUDES

En los suelos que no pierden resistencia significativamente durante un sismo la inestabilidad puede ocurrir debida a la fuerza de inercia generada por el sismo. Esta fuerza puede modelarse con una fuerza horizontal, la cual se puede obtener utilizando un coeficiente sísmico ( $k$ ). Este sistema de análisis se denomina análisis de estabilidad pseudo-estático.

Generalmente el coeficiente sísmico pseudo-estático corresponde a una aceleración horizontal y usualmente no se tienen en cuenta las aceleraciones verticales. La resistencia al cortante apropiada para su uso en el análisis depende de si este es a corto o largo plazo. Como los sismos ocurren en periodos cortos es razonable asumir que con excepción de gravas muy gruesas, cantos o guijarros el suelo no drena apreciablemente durante el sismo. Por lo tanto, en la mayoría de los casos deben utilizarse resistencias no drenadas. Generalmente se recomienda la utilización de los resultados del ensayo triaxial consolidado no drenado, debido a que los sismos actúan cuando el talud ya ha alcanzado su equilibrio de consolidación. (Duncan y Wright, 2005).

El reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, establece el coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudo-estático de taludes  $K_{ST}$  tiene valor inferior o igual al de  $a_{m\acute{a}x}$  y se admiten los siguientes valores mínimos de  $K_{ST}/a_{m\acute{a}x}$ , dependiendo del tipo de material y tipo de análisis.

**Tabla 4. Valores de  $K_{ST}/a_{m\acute{a}x}$  mínimos para análisis Seudo-estáticos de Taludes**

Material	$K_{ST}/a_{m\acute{a}x}$ 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 (Tabla H.5.2-1).

De acuerdo con la Tabla 4., el valor mínimo para el análisis pseudo-estático es:

$$\frac{K_{ST}}{a_{m\acute{a}x}} = 0,8 \text{ donde } a_{m\acute{a}x} = 0,15$$

$$K_{ST} = 0,8 * 0,15 = 0,12g$$

## **6. EXPLORACIÓN Y ANALISIS GEOTECNICO**

Para determinar las características y propiedades mecánicas del subsuelo en el centro poblado de Alto Jordán, se realizaron actividades de exploración geotécnica mediante mediciones directas e indirectas. Para los ensayos indirectos se aplicó la técnica de perfilaje o tomografía eléctrica realizada por el grupo de investigación GEOMATICA y para los ensayos directos se realizaron perforaciones con equipo mecánico y apiques para la extracción de los materiales superficiales existentes in situ a través de la consultoría para tal fin.

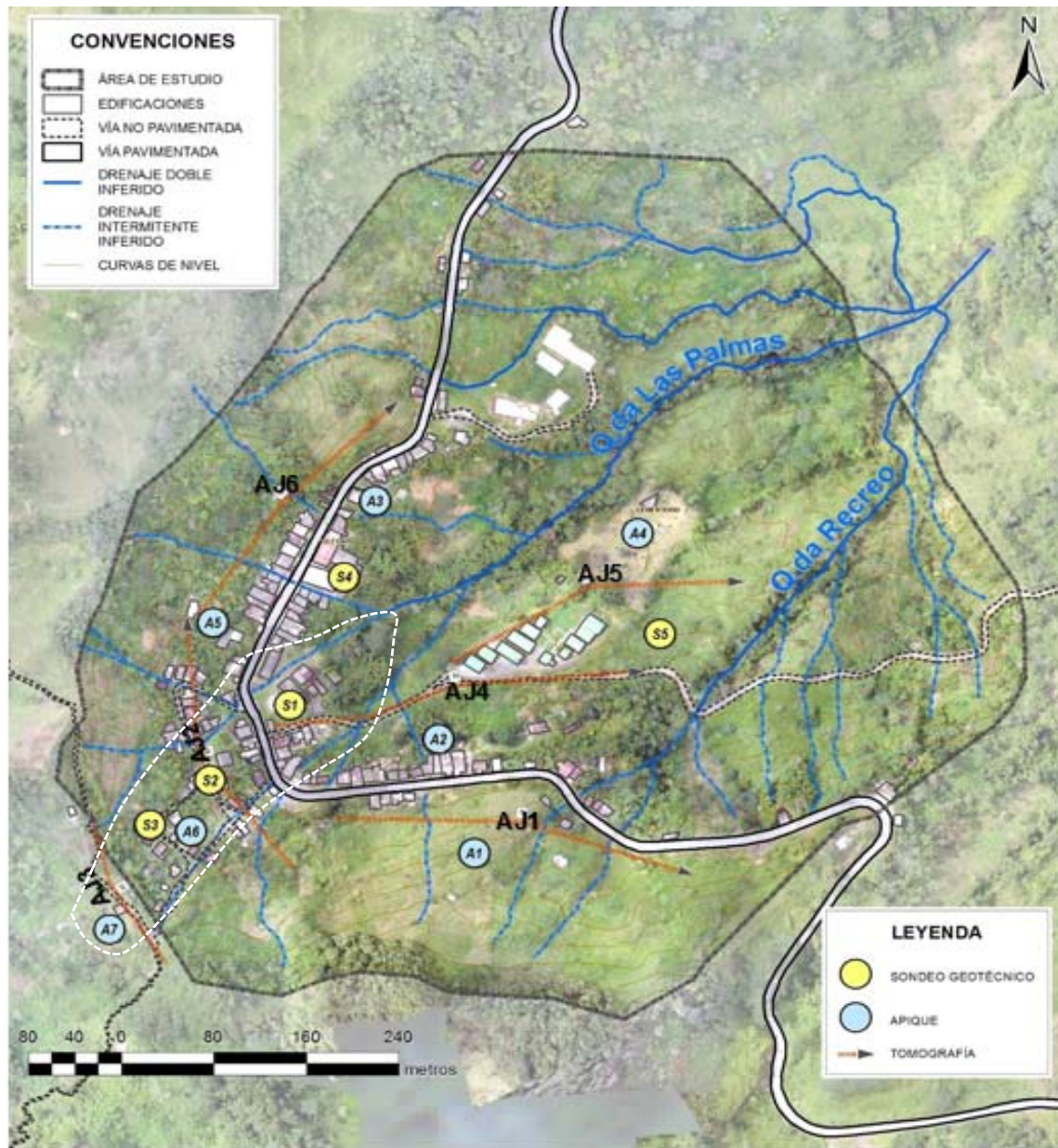
Los resultados de la exploración se cotejaron con las diferentes unidades geológicas y geomorfológicas identificadas en Alto Jordán y sus alrededores, considerando las unidades elementales que las componen, en términos de la presencia de suelo residual, horizontes orgánicos superficiales, topografía y susceptibilidad al desplazamiento en masa.

### **6.1. EXPLORACIÓN POR MÉTODOS INDIRECTOS**

Para la exploración indirecta, se utilizó la técnica conocida como Perfilaje eléctrico o Tomografía eléctrica; se obtuvieron perfiles de resistividad del terreno mediante mediciones en la superficie realizadas con ayuda del dispositivo de 56 electrodos SuperSting/R8 y el arreglo de electrodos de Wenner-Schlumberger.

En la Figura 29, se localizan los sectores en los cuales se realizaron tomografías, sondeos y apiques, que conforman la exploración geotécnica en Alto Jordán, la zona dentro del lineamiento punteado es el sector central en el cual se enfatizó para realizar el modelo geotécnico y los modelamientos.

**Figura 29. Mapa de localización exploración geotécnica**



**Fuente:** Grupo de investigación GEOMATICA – UIS.

Con los estudios de geofísica se determinó la distribución de resistividad en el subsuelo bajo líneas de medición y a partir de ello estimar los posibles materiales y discontinuidades litológicas en el área del levantamiento. . En Figura 30 se muestra el SuperStin/R8.

**Figura 30. Vista del equipo SuperSting R/8 usado en la exploración geotécnica**



**Fuente:** Grupo de investigación GEOMATICA – UIS.

**6.1.1. Análisis de resultados tomografías.** La exploración de campo realizada con el equipo SuperSting R/8 para la toma de tomografías 2D, nos permite obtener una aproximación del subsuelo, mediante esta exploración es posible identificar concentraciones de agua subterránea, estratos de suelo húmedo

Se generaron imágenes de la distribución de resistividad del subsuelo, las cuales brindan una idea de su estructura y nos permiten identificar los sitios de interés para la exploración directa a través de las perforaciones, en la Tabla 5, se relacionan valores de resistividad para algunos tipos de suelo.

**Tabla 5. Valores Representativos de Resistividad**

Material	Resistividad (ohmios-cm)
Arcilla y limo saturado	0-10,000
Arcilla arenosa y arena li- mosa húmeda	10,000-25,000
Arena arcillosa y arena sa- turada	25,000-50,000
Arena	50,000-150,000
Grava	150,000-500,000
Roca meteorizada	100,000-200,000
Roca sana	150,000-4,000,000

**Fuente:** Disponible en: (<http://civildocs.blogspot.com.co/2011/05/exploracion-geoelectrica-suelos.html>).

En general los sectores donde se realizaron las tomografías hacían parte de la misma formación geológica (formación Paja), por lo cual no hubo mayor variación del subsuelo entre los sitios en los cuales se realizaron. La mayoría de las mediciones se realizaron sobre suelos arcillosos, muchos de ellos correspondientes a material coluvial generalmente mal drenado, en estado húmedo a saturado. La alta presencia de humedad se refleja en los resultados ya que los datos obtenidos fueron resistividades bajas.

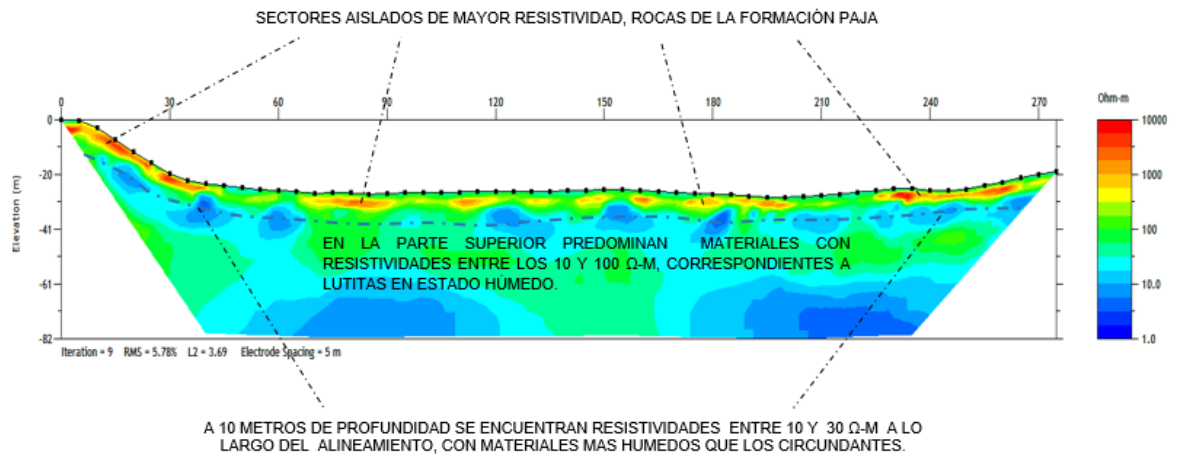
A continuación se presenta el resultado gráfico de las prospecciones geoeléctricas llevadas a cabo en el centro poblado Alto Jordán, específicamente en el área de interés (Sector central de Alto Jordán), (AJ2 - AJ3). El tomograma representa la distribución de resistividad del subsuelo, la cual, no necesariamente coincide con la disposición estratigráfica, dado que el método se basa en la respuesta geoeléctrica del suelo, la cual es susceptible a variaciones debido a las condiciones del mismo.

**Tomografía AJ2**, se realizó en parte central de Alto Jordán, sobre calle destapada en una longitud 220 metros, Figura 31.

**Figura 31. Localización tomografía AJ2**



**Figura 32. Resultados tomografía AJ2**



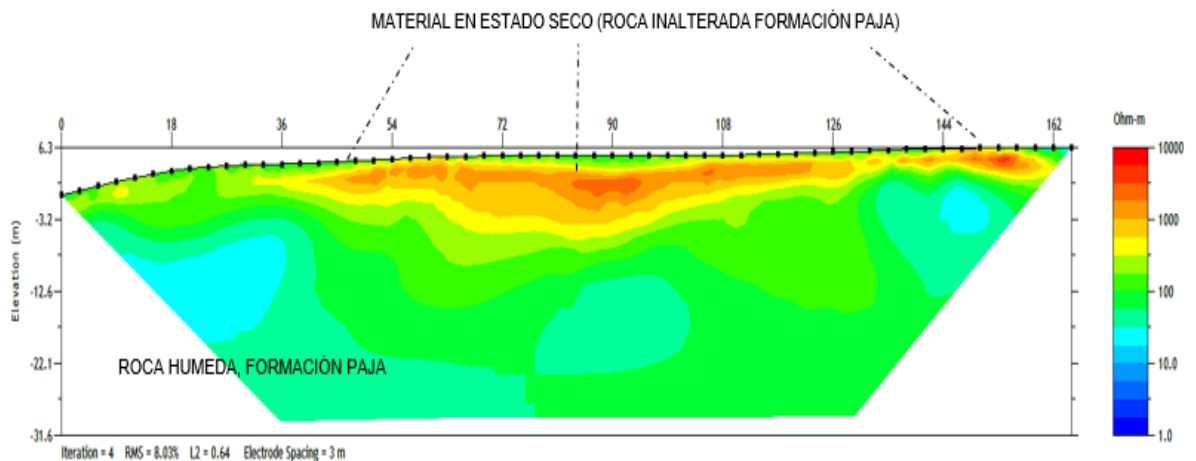
Fuente: Grupo de investigación GEOMATICA – UIS, adaptada por el autor.

**Tomografía AJ3**, se realizó en el sector occidental del corregimiento hacia la parte alta (divisoria de aguas), sobre camino de herradura, actualmente existe una vía, la cual fue construida por la comunidad. En la figura 33 se puede observar el corte de la roca y coincide con los resultados de la tomografía Figura 34, el cual arroja resistividades altas características de material en estado seco.

**Figura 33. Localización tomografía AJ3.**



**Figura 34. Resultados tomografía AJ3**



Fuente: Grupo de investigación GEOMATICA – UIS, adaptada por el autor

## **6.2. EXPLORACIÓN MÉTODOS DIRECTOS:**

Para determinar las características y propiedades mecánicas del subsuelo, se realizó exploración geotécnica mediante ejecución de sondeos SPT y apiques para obtener muestras inalteradas e inalteradas.

Una vez analizada la información de estudios geológicos, geomorfológicos, tomografías eléctricas, visitas de inspección en campo y aspectos topográficos, se establecieron los sectores donde se realizaron las exploraciones geotécnicas. Se realizaron sondeos a roto-percusión a fin de identificar estratos de suelos, nivel freático y obtención de muestras para la realización de ensayos de caracterización y geo-mecánicos.

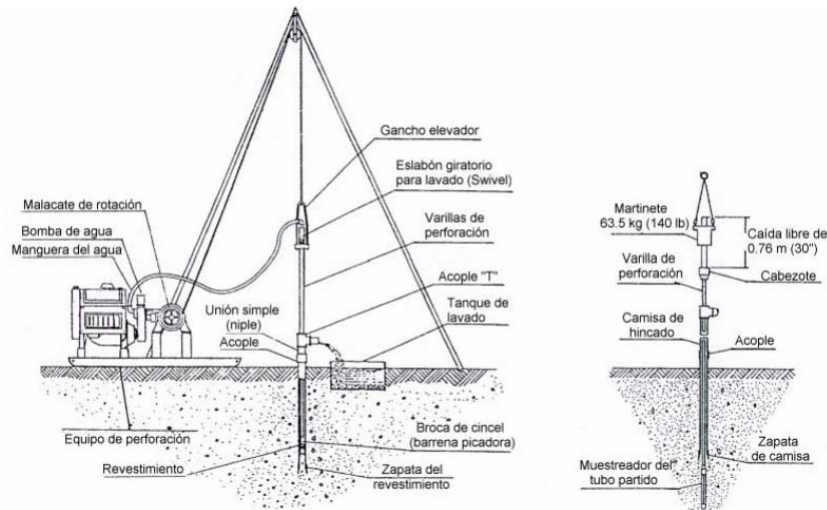
Se realizaron 5 sondeos equivalentes a 77 metros lineales (ver Anexos A), distribuidos en exploraciones con profundidades variables entre 7 y 20 metros aproximadamente, empleando equipo de perforación a rotación con broca diamantada tamaño NQ con toma de muestras alteradas y toma-muestras de doble barril, realizando ensayos de penetración estándar (SPT) cada 50 centímetros (Normas ASTM D1586).

Los ensayos de penetración estándar propuestos se realizaran utilizando la norma ASTM D 1586, equivalente a la norma I.N.V.E. 111, el equipo utilizado es de las siguientes especificaciones:

- ❖ Peso del martillo: 140 libras
- ❖ Altura de caída: 76 centímetros
- ❖ Penetración: 3 intervalos de 15 centímetros cada uno (6")
- ❖ N de diseño: Sumatoria de los golpes de los últimos 30 centímetros (12")
- ❖ Diámetro exterior del tubo: 50.8 mm.
- ❖ Diámetro interior del muestreador en la punta: 34.93 mm

- ❖ Longitud del tubo: 75 centímetros.
- ❖ Sistema de hincado: Malacate y polea.
- ❖ Equipo a roto-percusión.
- ❖ Rechazo: Más de 50 golpes para 15 centímetros (6”).

**Figura 35. Esquema general de equipo a roto-percusión.**



**Fuente:** Norma I.N.V.E. 111 pág.6

La Tabla 6, se resume la localización de los ensayos y la profundidad de cada uno de ellos. Su localización en planta puede verse en la Figura 29. Los sondeos S1, S2 y S3, se realizaron en el sector central de Alto Jordán, sector en el cual se realizará el modelo geotécnico con el cual se realizará el análisis de estabilidad y deformación.

**Tabla 6. Coordenadas de localización sondeos**

Sondeo No.	Profundidad Estimada (m)	Norte	Este
1	20	1.177.929	1.036.333
2	20	1.177.900	1.036.272
3	20	1.177.832	1.036.263
4	10	1.177.981	1.036.312
5	7	1.177.829	1.036.356
Equipo	<b>Roto-percusión</b>		

**Figura 36. Vista sondeo No.1 predio antiguo Colegio Agrícola de Alto Jordán**



**Tabla 7. Datos ensayo SPT sondeo 1, descripción de muestras recuperadas**

Profundidad		N	%W	USCS	Sondeo No.1
Inicio	Fin				Descripción del material
0,00	0,50	1			Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, blandos, algo húmedos poco resistentes de color marrón con vetas naranjas.
0,50	1,00	3			
1,00	1,50	4	16,7	ML	
1,50	2,00	8			
2,00	2,50	21			
2,50	3,00	17			Suelo coluvial compuesto por limos, algo firmes, algo húmedos, algo resistentes de color marrón con vetas naranjas.
3,00	3,50	14			
3,50	4,00	15	13,8	ML	
4,00	4,50	24			
4,50	5,00	24			
5,00	5,50	23			Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, firmes, algo húmedos, resistentes de color marrón con presencia de gravas de color negro.
5,50	6,00	27			
6,00	6,50	40	16,4	ML	
6,50	7,00	32			
7,00	7,50	36			
7,50	8,00	44	16,4	ML	Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, firmes, algo húmedos, resistentes de color marrón con presencia de bloques de roca de material lutítico muy fisil.
8,00	8,50	31			
8,50	9,00	50			
9,00	9,50	RT			
9,50	10,00	RT	15,9	ML	
10,00	10,50	RT			Suelo coluvial compuesto por arenas limo arcillosas, densas, húmedos, resistentes de color marrón con presencia de gravas angulosas de material lutítico muy fisil.
10,50	11,00	RT			
11,00	11,50	40			
11,50	12,00	32	20,2	ML	
12,00	12,50	83R			
12,50	13,00	RT			Limolita calcárea muy fracturada de color negro a gris oscuro, con laminación plana, fisil, dura y resistente.
13,00	13,50	67			
13,50	14,00	75	16,9	SC-SM	
14,00	14,50	RT			
14,50	15,00	RT		SS	
15,00	15,50	RT			
15,50	16,00	RT			
16,00	16,50	RT			
16,50	17,00	RT			
17,00	17,50	RT			
17,50	18,00	RT			
18,00	18,50	RT			
18,50	19,00	RT			
19,00	19,50	RT			
19,50	20,00	RT			
Profundidad nivel freático:					3 metros

**Figura 37. Vista sondeo No.2 sector occidental-central, Alto Jordán**



**Tabla 8. Datos ensayo SPT sondeo 2, descripción de muestras recuperadas**

Profundidad		N	%W	USCS	Sondeo No.2	
Inicio	Fin				Descripción del material	
0,00	0,50	13			Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, blandos, algo húmedos, poco resistentes de color marrón con presencia de gravas color negro.	
0,50	1,00	15				
1,00	1,50	9				
1,50	2,00	11	16,1	ML	Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, blandos, algo húmedos, algo resistentes de color marrón claro.	
2,00	2,50	10				
2,50	3,00	11				
3,00	3,50	19				
3,50	4,00	16	15,5	ML		
4,00	4,50	19				
4,50	5,00	22	14	ML	Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, blandos, algo húmedos, resistentes de color marrón.	
5,00	5,50	28				
5,50	6,00	38				
6,00	6,50	53	14,8	ML		
6,50	7,00	RT				
7,00	7,50	RT				
7,50	8,00	RT			Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, blandos, algo húmedos, resistentes de color marrón claro con presencia de bloques de lodolita calcárea fisil de color negro.	
8,00	8,50	48	16	ML		
8,50	9,00	RT				
9,00	9,50	RT				
9,50	10,00	RT				
10,00	10,50	RT				
10,50	11,00	RT	19,1	CL	Suelo coluvial compuesto por arcillas arenosas, blandas, algo húmedas, resistentes de color marrón claro con presencia de bloques de lodolita calcárea fisil de color negro	
11,00	11,50	68R				
11,50	12,00	RT				
12,00	12,50	RT				
12,50	13,00	RT		CL		
13,00	13,50	RT				
13,50	14,00	82			Suelo coluvial compuesto por arcillas arenosas, blandas, algo húmedas, resistentes de color marrón claro con presencia de bloques de lodolita calcárea fisil de color negro	
14,00	14,50	RT				
14,50	15,00	RT		CL		
15,00	15,50	RT				
15,50	16,00	RT		SS		
16,00	16,50	RT				
16,50	17,00	RT			Limolita calcárea muy fracturada de color negro a gris, con laminación plana, fisil, dura y resistente.	
17,00	17,50	RT				
17,50	18,00	RT				
18,00	18,50	RT				
18,50	19,00	RT				
19,00	19,50	RT				
19,50	20,00	RT				
<b>Profundidad nivel freático:</b>					2,2 metros	

Figura 38. Vista sondeo 3, localizado al pie del talud en el sector centro – occidental.



Tabla 9. Datos ensayo SPT sondeo 3, descripción de muestras recuperadas

Profundidad		N	%W	USCS	Sondeo No.3	
Inicio	Fin				Descripción del material	
0,00	0,50	3			Suelo coluvial compuesto por arenas limosas, sueltas, algo húmedas, poco resistentes de color marrón con vetas amarillas.	
0,50	1,00	3				
1,00	1,50	3				
1,50	2,00	2	25,2	SM		
2,00	2,50	6				
2,50	3,00	6				
3,00	3,50	11			Suelo coluvial compuesto por limos, algo húmedos, muy resistentes de color marrón claro con vetas naranjas con presencia de gravas.	
3,50	4,00	46				
4,00	4,50	47	16,1	ML		
4,50	5,00	23				
5,00	5,50	27			Suelo coluvial compuesto por limos, algo húmedo, resistente de color marrón claro con vetas naranjas con presencia de gravas de lodolitas calcáreas angulosas.	
5,50	6,00	28				
6,00	6,50	22				
6,50	7,00	25	14,7	ML		
7,00	7,50	27				
7,50	8,00	23				
8,00	8,50	28				
8,50	9,00	8	14,6	SM		
9,00	9,50	8			Suelo coluvial compuesto por arenas limosas, algo sueltas, algo húmedo, poco resistente de color marrón claro con presencia de gravas de lodolitas calcáreas angulosas.	
9,50	10,00	14				
10,00	10,50	24				
10,50	11,00	R	14,6	ML		
11,00	11,50	RT			Suelo coluvial compuesto por arcillas arenosas, algo húmedas, resistentes de color marrón claro con vetas naranjas con bloques de lodolitas calcáreas angulosas.	
11,50	12,00	RT	15,8	CL		
12,00	12,50	RT				
12,50	13,00	60				
13,00	13,50	RT				
13,50	14,00	RT				
14,00	14,50	RT	17,4	CL		
14,50	15,00	68				
15,00	15,50	RT			Limolita calcárea muy fracturada de color negro a gris oscuro, con laminación plana, fisil, dura y resistente.	
15,50	16,00	RT		SS		
16,00	16,50	RT				
16,50	17,00	RT				
17,00	17,50	RT				
17,50	18,00	RT				
18,00	18,50	RT				
18,50	19,00	RT				
19,00	19,50	RT				
19,50	20,00	RT				
Profundidad nivel freático:					2,0 metros	

**Figura 39. Vista de sondeo 4, localizado al lado oriental entre la iglesia y la cancha.**



**Tabla 10. Datos ensayo SPT sondeo 4, descripción de muestras recuperadas.**

Profundidad		N	%W	USCS	Sondeo No.4 Descripción del material
Inicio	Fin				
0,00	0,50	19			Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, algo húmedos, resistentes de color marrón claro con materia orgánica superficial.
0,50	1,00	10			
1,00	1,50	24			
1,50	2,00	33	28,6	ML	
2,00	2,50	24			
2,50	3,00	17			
3,00	3,50	18			Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, algo húmedos, resistentes de color marrón con vetas grises y naranjas.
3,50	4,00	20	19,6	ML	
4,00	4,50	18			
4,50	5,00	27			
5,00	5,50	31	16,7	ML	
5,50	6,00	30			
6,00	6,50	35			Suelo coluvial compuesto por arcillas arenosas, algo húmedas, resistentes de color marrón, con vetas gris y naranja, presencia de gravas de lodolita calcárea de color negro.
6,50	7,00	45	13,2	ML	
7,00	7,50	34			
7,50	8,00	34			
8,00	8,50	37	12,3	CL	
8,50	9,00	20			
9,00	9,50	27			No reporta
9,50	10,00	32	18	CL	
Profundidad nivel freático:					No reporta

**Figura 40. Vista sondeo 5, equipo manual, localizado sobre ladera hacia la parte sur del nuevo Colegio Agrícola de Alto Jordán.**



**Tabla 11. Datos ensayo SPT sondeo 5, descripción de muestras recuperadas**

Profundidad		N	%W	USCS	Sondeo No.5
Inicio	Fin				Descripción del material
0,00	0,50	1			Suelo coluvial compuesto por limos arenosos, algo húmedos, poco resistentes de color marrón claro con materia orgánica superficial.
0,50	1,00	4			
1,00	1,50	6			
1,50	2,00	6	21	ML	
2,00	2,50	5			
2,50	3,00	5			
3,00	3,50	6			
3,50	4,00	8	17,9	ML	
4,00	4,50	17			Suelo Residual compuesto por limos arenosos, algo húmedos, resistentes de color marrón claro con presencia de gravas.
4,50	5,00	20			
5,00	5,50	41			
5,50	6,00	50	20,7	ML	
6,00	6,50	57			
6,50	7,00	77R			
Profundidad nivel freático:					No reporta

**Figura 41. Vista general de muestras obtenidas en sondeos.**



La investigación geotécnica incluyó una exploración directa mediante apiques o trincheras, las cuales fueron realizadas a una profundidad promedio de 1.0 metro. En los sectores donde se definió la toma de muestras inalteradas. La muestra fue tomada en tubos de PVC de 4.0 pulgadas, recubiertas en parafina de tal manera que no se alteren sus condiciones. En la figura 29 se puede observar su localización.

**Figura 42. Vista general de muestras apiques.**



**6.2.1. Ensayos de laboratorio.** Las muestras obtenidas en la exploración geotécnica fueron llevadas al laboratorio de la Universidad Industrial de Santander y de Ingeniería y Suelos S.A.S. para su caracterización física y geomecánica. Esta caracterización de laboratorio se enfocó en la obtención de parámetros geotécnicos de suelos y rocas de tipo cuantitativo. Se determinaron aquellos parámetros necesarios para los posteriores análisis computacionales (propiedades índices y mecánicas). Para el caso de los parámetros geotécnicos se realizaron los siguientes ensayos: granulometría, límites de Atterberg, humedad y corte directo.

En la Tabla 12, se relacionan las normas que se siguieron para los ensayos de laboratorio.

**Tabla 12. Normas para la realización de ensayos de laboratorio**

ENSAYO	NORMAS
Análisis granulométrico por tamizado.	ASTM D422-63 – AASHTO T88 I.N.V.E. 123
Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo, roca y mezcla de suelo-agregado.	ASTM D 2216 I.N.V.E. 122
Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos.	ASTM D 4318 – AASHTO T 89-90 I.N.V.E. 126

Clasificación de suelos.	ASTM D 2487
Resistencia al Corte Directo saturado no drenado.	ASTM D 3080 – AASHTO T 236 I.N.V.E. 154

**Tabla 13. Resumen de ensayos de caracterización sondeos**

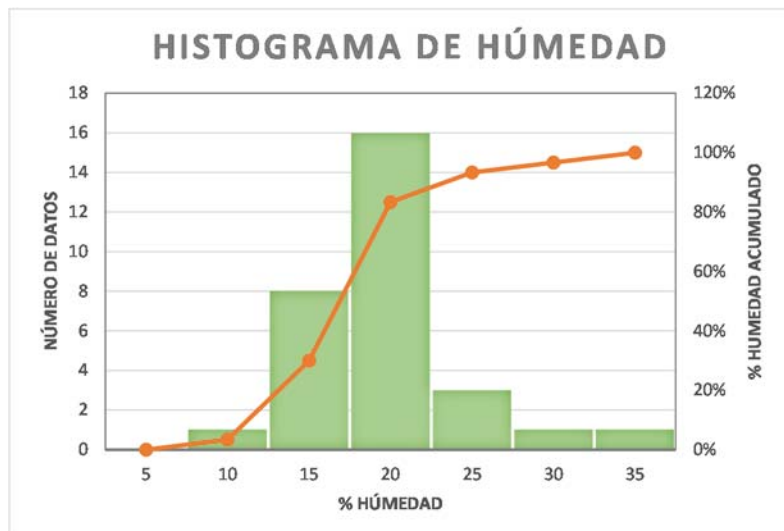
Sondeo No.	Prof. (m)	W%	% Finos	% Arenas	% Gravas	% L.L	% L.P	% I.P	Clasificación S.U.C.S
1	4	13,75	80,10	17,80	2,10	31,40	25,40	6,00	ML
	6,5	16,41	65,30	25,00	9,70	30,3	24,30	6,00	ML
	8	16,44	67,40	31,30	1,30	29,60	23,70	6,00	ML
	10	15,91	68,00	25,60	6,50	29,90	24,10	5,80	ML
	12	20,32	87,70	10,30	2,00	39,00	25,60	13,40	ML
	14	31,88	39,80	46,90	13,30	26,90	21,60	5,40	SC-SM
2	2	16,10	66,30	24,40	9,30	31,00	24,50	6,50	ML
	4	15,53	72,00	21,50	6,50	30,60	25,90	4,80	ML
	5	14,00	80,20	19,20	0,60	34,00	26,80	7,30	ML
	6,5	14,81	78,50	19,50	2,1	32,20	25,70	6,50	ML
	8,5	16,01	74,50	22,50	3,1	39,10	28,90	10,20	ML
	11	19,11	72,10	23,90	4,00	37,80	23,10	14,70	CL
	13	8,92	72,60	24,40	2,90	33,50	23,10	10,40	CL
	15	17,06	75,10	19,7	5,20	38,80	24,60	14,20	CL
3	2	25,20	40,00	40,80	19,20	34,00	25,70	8,30	SM
	4,5	16,08	55,80	33,30	10,90	33,20	26,20	7,00	ML
	7	14,65	59,50	25,70	14,80	33,50	25,70	7,90	ML
	11	14,64	16,40	74,20	9,40	N.L	N.P		SM
	12	15,75	68,10	25,10	6,80	33,50	23,60	9,90	CL
	13	17,45	67,00	24,50	8,50	33,80	23,90	9,90	ML
	14,5	17,39	67,50	23,50	8,90	30,30	19,70	10,60	CL
4	2	28,59	67,00	19,90	13,20	28,30	23,20	5,10	ML
	4	19,59	57,90	32,50	9,60	33,90	25,70	8,20	ML
	5,5	16,72	71,10	26,20	2,70	30,90	24,30	6,60	ML
	7	13,19	79,70	16,50	3,80	30,40	23,90	6,50	ML
	8,5	12,31	94,40	5,10	0,50	36,10	23,40	12,7	CL
	10	18,01	80,10	18,30	1,60	31,1	20,10	11,10	CL
5	2	20,96	65,10	25,20	9,80	44,80	36,70	8,10	ML

	4	17,93	53,50	25,80	20,60	38,30	29,90	8,50	ML
	6	20,73	54,00	32,40	13,60	40,10	30,60	9,50	ML

Se realizaron ensayos de humedad para determinar las condiciones en laboratorio del contenido de agua (humedad) del suelo expresado en peso. El contenido de agua del material se define según la norma ASTM D 2216 e INV E-122.

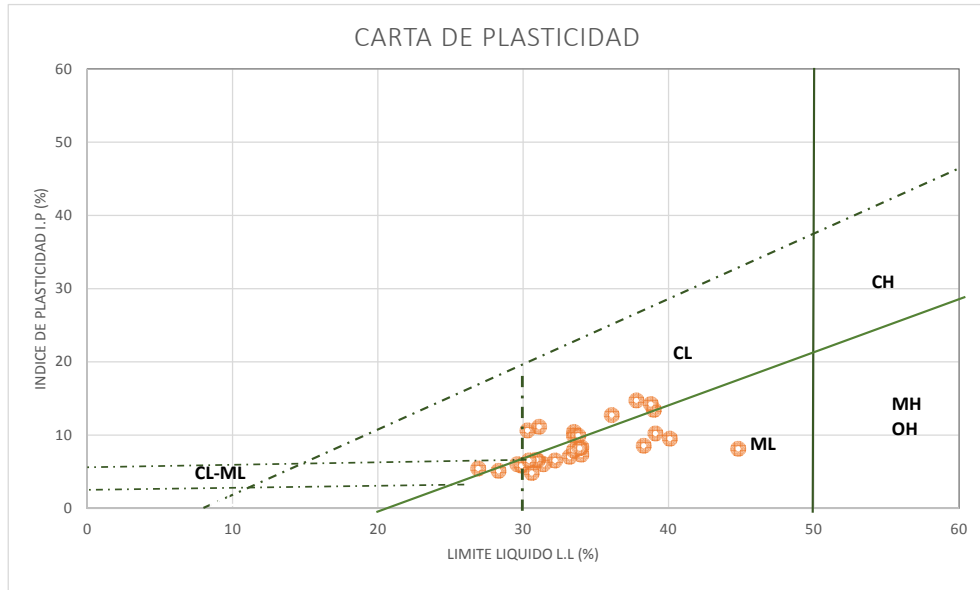
Los datos de humedad obtenidos, arrojaron humedades que oscilan entre el 5 y 35%, siendo más frecuentes los valores entre 15 y 20% en la Figura 43, se relacionan los resultados.

**Figura 43. Histograma de humedad natural.**



A las muestras recuperadas mediante el ensayo de SPT se les realizó el ensayo de Límites de Atterberg, una vez obtenidos los datos de la fracción fina de los suelos, se generó la carta de plasticidad de la Figura 44, en la que se puede observar que la mayoría de los suelos corresponden a limos de baja a media plasticidad, con límite líquido entre 26 y 45%, límite plástico entre 19 y 36% e índice de plasticidad entre 4 y 15%.

**Figura 44. Carta de plasticidad.**



A las muestras inalteradas obtenidas en los apiques se les realizó ensayos de corte directo, estos resultados se utilizaran en la elaboración de modelos y análisis de estabilidad. El análisis debe asegurar, que los esfuerzos solicitantes sean menores que la resistencia de terreno, con un margen adecuado, de modo que se garantice la estabilidad de la sector. Por medio de la relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal dados por el ensayo, se determinaron los parámetros ángulo de fricción interna y cohesión para la condición saturada y no drenada.

Las muestras se llevaron a falla para obtención de parámetros de resistencia pico y residual. Los resultados obtenidos se relacionan en la Tabla 14, en el ANEXO C., se puede consultar los formatos y resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras inalteradas recuperadas en los apiques.

**Tabla 14. Resultados ensayos de Corte Directo.**

APIQUE No.	Profundidad (m)	Peso Unitario KN/m <sup>3</sup>		Fricción (°)	Cohesión (KN/m <sup>2</sup> )	Fricción Residual (°)	Cohesión residual (KN/m <sup>2</sup> )
		Seco	Saturado				

	1	15,83	18,36	6,60	26,37	5,70	25,69
<b>2</b>	1	15,90	20,00	9,60	33,98	8,00	29,35
<b>3</b>	1	18,46	20,98	9,70	31,94	8,50	19,11
<b>4</b>	1	16,52	19,78	11,00	22,72	9,10	18,35
<b>5</b>	1	14,23	17,78	10,80	27,90	8,00	24,91
<b>6</b>	1	20,55	17,56	11,90	27,06	8,50	26,51
<b>7</b>	1	18,88	16,21	9,60	29,99	8,00	27,32

## 7. SECTORIZACIÓN GEOTECNICA

De acuerdo con la información geológica, hidrológica, recorridos de campo, exploración geotécnica y resultados de laboratorio se definieron sectores con características geotécnicas similares, Tabla 15.

**Tabla 15. Sectorización geotécnica de Alto Jordán**

SECTOR	CARACTERISTICAS GEOTECNICAS
Sector central Alto Jordán, parte alta de la quebrada las Palmas.	<p>En este sector se encontró un coluvión activo compuesto por limos arenosos y arenas limosas, sueltos, plásticos (limite liquido promedio de 33.9%, limite plástico 25.17%), húmedos a saturados, poco resistentes, de color marrón; se encuentra hasta una profundidad promedio de 14 metros.</p> <p>Estrato de 0 a 4 metros se reportaron valores de penetración estándar menores de 20 golpes/pies</p> <p>Estrato de 4 a 14 metros se reportaron valores de 8 y 40 golpes/pies- Estratos no aptos para la cimentación.</p> <p>Seguidamente se encuentra roca limolita calcárea con tamaño de grano lodo, muy fracturada en la parte superior de color negro a gris oscuro, con laminación plana, fisil, dura, resistente.</p>
<p>1) Sector sur (entrada en dirección Vélez – Landázuri).</p> <p>2) Sector norte, salida del corregimiento por la misma vía.</p> <p>3) Se encuentra localizada entre la quebrada Las Palmas y la quebrada El Recreo</p>	<p>La unidad subsuperficial corresponde a suelos sueltos compuestos por limos arcillosos o arcillas limosas; son plásticos, algo permeables, presentando generalmente cohesiones y humedades altas; su espesor es variable, entre 2.5 a 5.0 metros aproximadamente, poco resistentes con valores de penetración estándar variables, típicos de suelos coluviales, los cuales pueden ser menores de 10 golpes/pies en algunas profundidades y no aptos para la cimentación sobre este estrato, seguido se encuentra un estrato limo arcilloso o arcillas limosas, plásticos, poco permeables, cohesivos y húmedos; los cuales alcanzan profundidades mayores a 10 metros las cuales no fueron determinadas en los sondeos. Se caracteriza por presentar topografía de forma plana a ondulada con pendiente del terreno menores de 15°</p>
Localizada en el área aledaña a las quebradas Las Palmas y El Recreo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>❖ En esta zona se incluyen las áreas de depósitos aluviales de Las quebradas Las Palmas y El Recreo, afectados directamente por procesos de erosión relacionados con la dinámica de estas corrientes de agua.</li> <li>❖ Los suelos subsuperficiales corresponden a fragmentos rocosos y mantos de roca limolítica calcárea con tamaño de grano lodo, de color negro a gris oscuro, con laminación plana, duras, resistente.</li> <li>❖ Los niveles freáticos son poco profundos y están generalmente controlados por los niveles de agua en las quebradas.</li> </ul>

<p>Se localiza al sureste del corregimiento, en la zona no urbanizada, al sur del colegio Agrícola de Alto Jordán</p>	<p>Suelos de origen coluvial y algunos sectores con suelos residuales, sueltos, compuestos por limos arcillosos o arcillas limosas; plásticos, algo permeables, presentando cohesiones y humedades altas; su espesor varía aproximadamente entre 2.5 a 5.0 metros, poco resistentes y no aptos para la cimentación sobre estos materiales; seguidamente se encuentra un estrato limo arcilloso o arcillas limosas, plásticos, poco permeables, cohesivos y húmedos; los cuales reposan sobre rocas limolíticas de la formación Paja y Tablazo. Se caracteriza por presentar topografía de forma ondulada a montañosa con pendiente del terreno mayor de 15°.</p>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

**Fuente:** Grupo de investigación GEOMATICA- UIS.

## 7.1. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA.

**7.1.1. Perfil de meteorización.** Los materiales presentes en el centro poblado Alto Jordán corresponden a rocas limolíticas, las cuales superficialmente han afrontado procesos de alteración por la acción de los agentes meteóricos típicos de un clima tropical húmedo como el de la zona en estudio. Dicha meteorización afecta el macizo rocoso, definiendo horizontes o niveles homogéneos en cuanto a sus características geológicas, las cuales están íntimamente ligadas a sus propiedades geotécnicas.

**7.1.2. Roca meteorizada.** Roca alterada, con alta variabilidad en su resistencia, incluyendo la presencia de suelo entre las fracturas en una proporción entre el 10% y el 50%. El espesor de este estrato es variable, se encontró en tres sondeos realizados a una profundidad entre 13 y 15 metros sin núcleos de roca superiores a 10 centímetros (RQD=0).

**7.1.3. Transición Suelo – Roca.** Por encima de la roca meteorizada se presenta el horizonte de transición de la roca al suelo residual, caracterizado por la presencia de gravas angulosas conocidas como cascajos bordeados por suelos limo-arcillosos.

La fracción rocosa presenta diferentes estados de alteración y su proporción en volumen es menor al 50%. El espesor es variable, desde algunos centímetros, hasta más de 5 m en las topografías moderadas. Este material es en general suelto, plástico, cohesivo y fácilmente removible.

**7.1.4. Suelo residual.** Corresponde a suelos limo arcillosos o arcillo limosos homogéneo, que se presenta cuando el proceso de meteorización es muy avanzado y el suelo no conserva la textura de la roca original. (Sondeo 5 ladera sur colegio nuevo Alto Jordán).

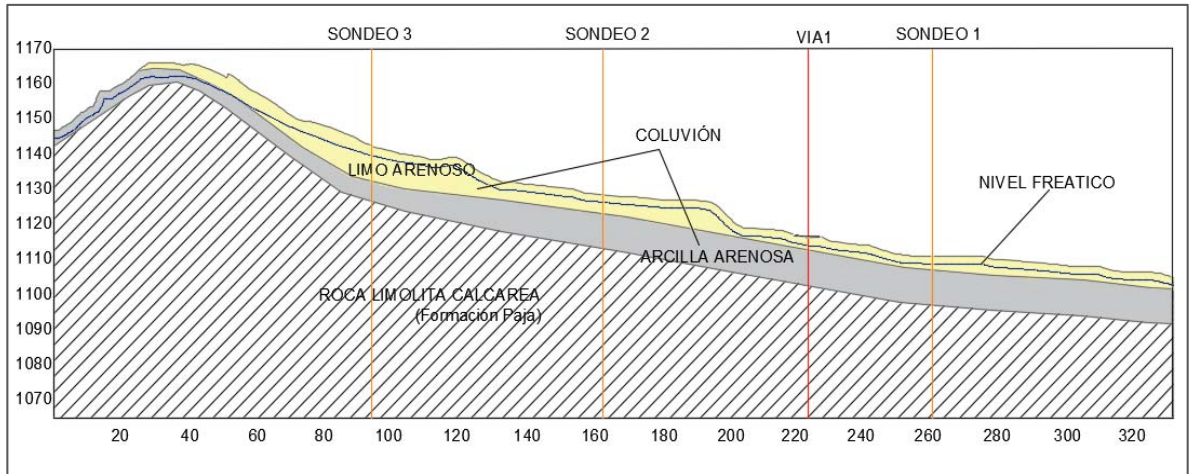
**7.1.5. Suelo coluvial.** Corresponde a suelos limo arcillosos o arcillo limosos heterogéneos con presencia de fragmentos rocosos transportados, se presenta superficialmente y en algunos sectores hasta 12 metros de profundidad. Este tipo de suelos se presenta en la mayor parte del casco urbano, siendo de mayor espesor en condiciones de baja pendiente y poca esorrentía (sector central).

## **7.2. MODELO GEOTECNICO DEL DESLIZAMIENTO**

En esta etapa se utilizaron los resultados numéricos de los ensayos de laboratorio, así como las propiedades de los materiales de las diferentes capas y demás datos identificados en las exploraciones.



La geometría de la ladera corresponde a aquella donde efectivamente se observó la remoción del material (coluvión localizado en el sector central de Alto Jordán, parte alta quebrada Las Palmas). El perfil utilizado fue el que atraviesa el coluvión de occidente a oriente, hacia el centro del coluvión donde se espera se encuentre la mayor profundidad, Figura 45. Ver Anexo D plano de localización.

**Figura 45. Perfil geotécnico (coluvión), sector central Alto Jordán.**



Para realizar el modelamiento geotécnico mediante software, se utilizaron las propiedades relacionadas en la Tabla 14, se le asignaron propiedades a cada una de las capas de suelo de acuerdo con los resultados de laboratorio y correlaciones para obtener el módulo de elasticidad el cual será utilizado para el análisis de deformación. En la Tabla 16, se encuentran las propiedades adoptadas para el modelo geotécnico.

**Tabla 16. Propiedades geomecánicas del modelo geotécnico**

MATERIAL		P. Unitario Seco KN/m <sup>3</sup>	P. Unitario Saturado KN/m <sup>3</sup>	Cohesión n (KN/m <sup>2</sup> )	Φ(°)	Módulo de Elasticidad (KN/m <sup>2</sup> )	
	COLUVIÓN	Limo arenoso	17	18	19	9°	16625
		Arcilla arenosa	19	20	27	8°	23625
<b>PROPIEDADES MACIZO ROCOSO</b>							
	LIMOLITA CALCÁREA	24	24	478	24.8 5	2.400.940	

Para elaborar el modelo se utilizaron los valores de cohesión y fricción residual obtenidos a través del ensayo de corte directo saturado no drenado, a fin de simular las condiciones del suelo ante una carga sísmica.

En las Tablas 17 y 18, se observan valores de referencia para el módulo de elasticidad y módulo de Poisson para algunos suelos y rocas, los cuales serán de referencia para el análisis de deformación.

**Tabla 17 Valores referenciales del módulo de poisson**

Poisson	
Arcilla saturada	0.4-0.5
Arcilla sin saturar	0.1-0.3
Arcilla arenosa	0.2-0.4
Limo	0.3-0.35
Arena Densa	0.2-0.4
Arena gruesa	0.15
Arena fina	0.25
Roca	0.1-0.4
Concreto	0.15

**Tabla 18 Valores referenciales del módulo de elasticidad y módulo de poisson para algunos suelos.**

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, $E_s$ (MN/m <sup>2</sup> )	Razón de Poisson, $\mu_s$
Arena suelta	10-25	0.20-0.40
Arena de compacidad media	15-30	0.25-0.40
Arena densa	35-55	0.30-0.45
Arena limosa	10-20	0.20-0.40
Arena y grava	70-170	0.15-0.35
Arcilla blanda	4-20	
Arcilla media	20-40	0.20-0.50
Arcilla dura	40-100	

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería geotécnica, BRAJA M. DAS.2010. Pág. 416.

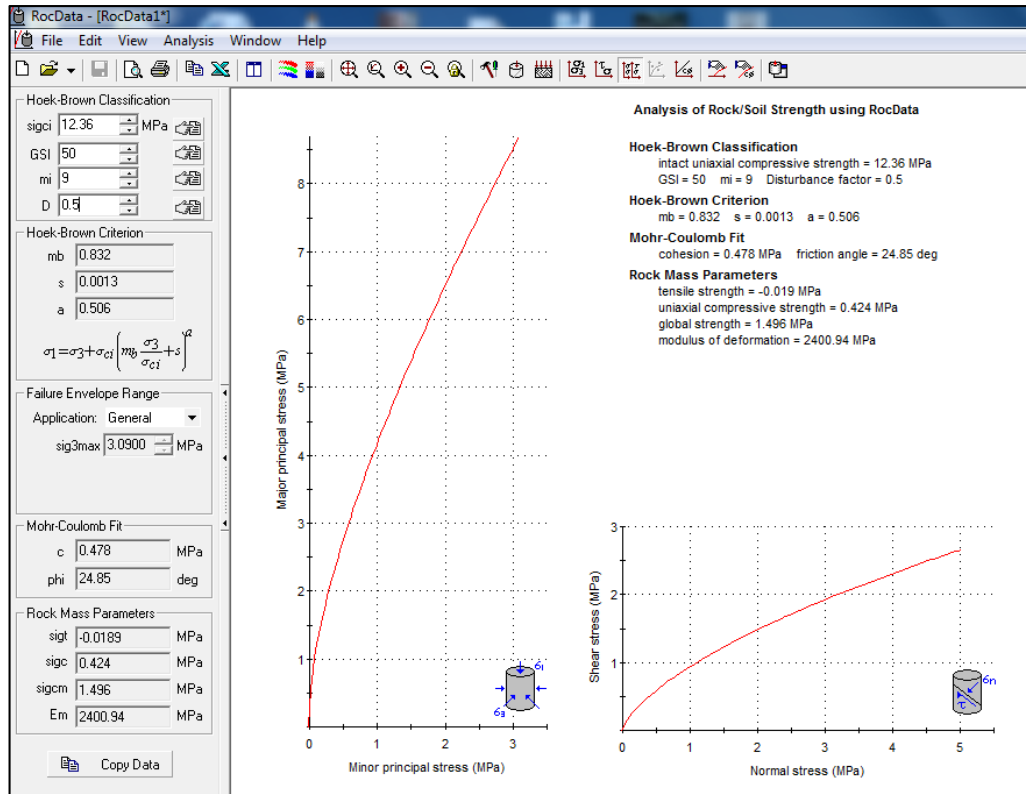
En la Tabla 18, se relaciona el cálculo de módulo de elasticidad para el estrato de coluvión compuesto por limos arenosos y arcillas arenosas, se utiliza la correlación con la cohesión no drenada del material para arcillas preconsolidadas [ $E_s = 750 * c$  a  $1000 * c$ ] (BRAJA M. DAS, 2010, pág 417)

**Tabla 19. Módulo de Elasticidad para estratos de coluvión**

<b>CALCULO DE MODULO DE ELASTICIDAD ESTRATOS COLUVIÓN</b>			
<b>Estrato</b>	<b>Cohesión</b>	<b>Es para arcillas preconsolidadas</b>	<b>Es</b>
	<b>KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Es= 750*c a 1000*c</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
Limo arenoso	19	875	16625
Arcilla arenosa	27	875	23625

Para determinar la cohesión, ángulo de fricción y módulo de elasticidad de la roca, se utilizó el software RocData 1.0 de Rocscience, el cual usa el criterio de Hoek y Brown para estimar los parámetros del modelo de Mohr Coulomb. A continuación podemos observar los resultados del software de acuerdo con los datos ingresados, Figura 46.

**Figura 46. Resultados estimados parámetros de Mohr Coulomb, software RocData 1.0**



Para estimar los parámetros del modelo de Mohr Coulomb para el estrato de roca (Limolita Calcárea) se utilizó el valor del ensayo de compresión realizado a la muestra de roca recuperada,  $q_u=12,3594$  MPa, se asignó un valor GSI equivalente al 50%,  $m_i = 9$  y un factor de perturbación  $D=0.5$  para macizo rocoso semialterado.

**Tabla 20 Parámetros geomecánico estimados para la roca**

Material	Cohesión (KN/m <sup>2</sup> )	Fricción (°)	Módulo de Elasticidad KN/m <sup>2</sup>
LIMOLITA	478	24.85	2.400.940

## 8. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Este capítulo tiene por objeto evaluar la estabilidad mediante el cálculo de factores de seguridad y deformaciones bajo condiciones iniciales y extremas, analizando los resultados en condiciones estáticas y dinámicas.

La evaluación del factor de seguridad y deformación se calculó bajo un escenario que consideró las condiciones de saturación del material y las aceleraciones sísmicas correspondientes. En estas condiciones se analizaron los siguientes casos:

**Tabla 21. Modelamientos realizados para la evaluación del factor de seguridad y deformaciones**

MODELO	EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD		ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN PLAXIS
	SLIDE 6.0		
	Estático	Dinámico	
Condiciones iniciales	X	X	
Material Saturado	X	X	X
Obras	X	X	X

El análisis de estabilidad y cálculo de factores de seguridad de falla se realizaron con el programa SLIDE 6.0 (Rocscience, 2012), asumiendo mecanismo de falla circular y no circular. Los factores de seguridad mínimos de diseño, de acuerdo con la norma sismo resistente NSR-10 se resumen en la Tabla 22:

**Tabla 22. Factores de seguridad mínimos según NSR-10**

Condición	$F_{SBM}$	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)

**Fuente:** NSR-10, Título H, Tabla H.2.4-1

La evaluación de la deformación se modeló bajo un escenario que se consideró el más desfavorable, como lo es la condición saturada por efectos de precipitaciones fuertes y continuas. Los análisis de estabilidad y cálculo de deformaciones se realizaron en modelos esfuerzo-deformación mediante modelamiento en elementos finitos en el programa PLAXIS 2D, los parámetros geotécnicos utilizados fueron obtenidos de los resultados de los ensayos de laboratorio, correlaciones y valores característicos para la Limolita calcárea del software RocData.

La norma NSR-10 establece unas deformaciones diferenciales máximas definidos en el numeral H.4.8 del título H. Según la norma, movimientos diferenciales mayores a los estipulados pueden producir daños en las edificaciones de acuerdo con su sistema estructural. Por ejemplo, edificaciones con sistema estructural de muros de carga en mampostería, muy común en el municipio, tienen severas limitaciones en cuanto a movimientos diferenciales, de acuerdo con la Tabla 23.

La mayor parte de viviendas en Alto Jordán están catalogadas como tipo constructivo a y b de acuerdo a la Tabla 23. Si tomamos como referencia una longitud entre apoyos de 4 metros, el asentamiento máximo diferencial esperado estaría entre (4 mm y 8 mm).

**Tabla 23. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas.**

Tipo de construcción	$\Delta_{\max}$
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

**Fuente:** NSR 10, Título H, Tabla H.4.9-1.

Las deformaciones modeladas, están enfocadas a identificar movimientos superficiales que pueden ocasionar fallas en las edificaciones susceptibles a deformaciones.

Los análisis que se presentan a continuación están basados en la teoría de equilibrio límite y elementos finitos. Este análisis se realizó para el sector central en donde se observó el movimiento del coluvión. De estos procesos de remoción en masa se identificó el mecanismo de falla presente, litología del material involucrado, así como la caracterización geomecánica del material aflorante. Los mecanismos de falla identificados corresponden a movimiento rotacional (compuesta en algunos casos, es decir rotacional y traslacional) a si mismo superficialmente se encuentran movimientos de reptación o creep. A continuación se hace un breve recuento de las principales características de los métodos numéricos utilizados en los análisis.

Para el análisis de cálculo de factores de seguridad se utilizó el software para computador SLIDE, Versión 6.0 de ROCSCIENCE Int, Toronto, Ontario, Canadá. SLIDE es un producto de Software que utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes.

Aunque el programa permite trabajar con doce diferentes métodos de análisis, se utilizaron los siguientes cuatro métodos:

1. Método ordinario o de Fellenius
2. Método Bishop simplificado
3. Método de Janbú simplificado
4. Método de Spencer

Los resultados de los factores de seguridad se presentan para cada uno de los métodos indicados. Se utilizó el sistema de parámetros totales de resistencia, de acuerdo al modelo de Mohr-Coulomb obtenidos en los ensayos de Corte Directo Saturado no Drenado, de los sectores aledaños al perfil en estudio.

Para el análisis de deformaciones se utilizó el software para computador PLAXIS 2D desarrollado por la Universidad de Delft en Holanda, que emplea el método de los Elementos Finitos para calcular los esfuerzos y deformaciones. Para el análisis se utilizó el modelo de Mohr-Coulomb con plasticidad perfecta. La plasticidad está asociada con la no recuperación de las deformaciones.

Los parámetros básicos del modelo de Mohr-Coulomb son los siguientes:

$E$  = módulo de Young (kN/m<sup>2</sup>)

$\nu$  = relación de Poisson

$\phi$  = ángulo de fricción

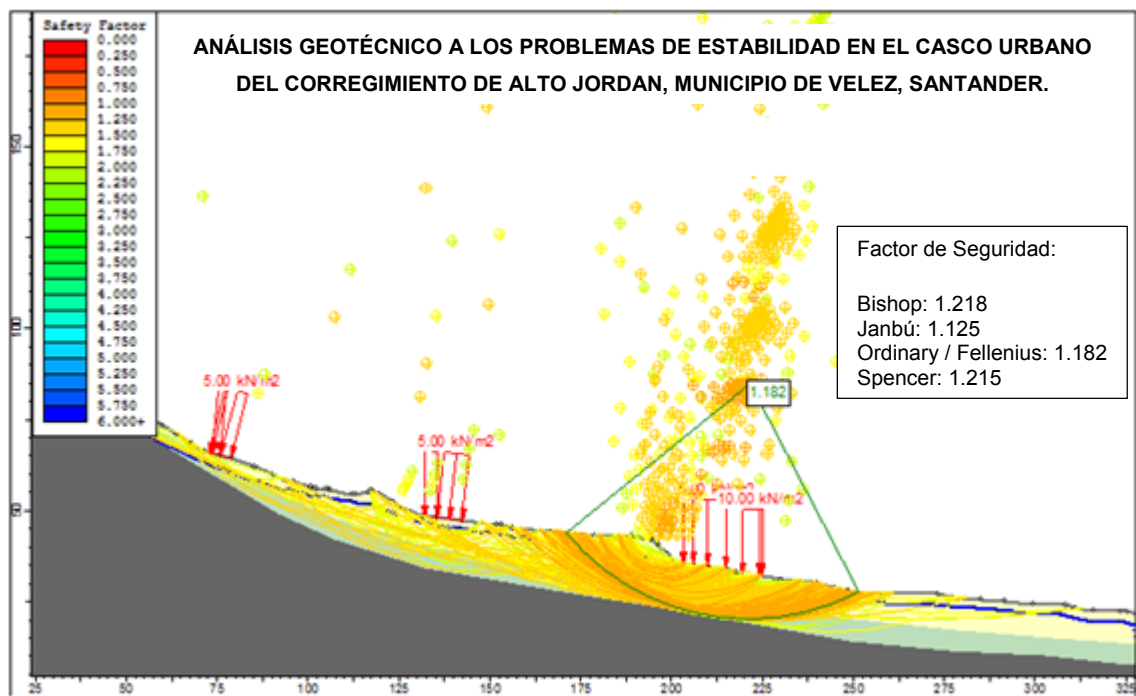
$c$  = cohesión

Estos valores fueron obtenidos mediante los ensayos de corte directo y correlaciones.

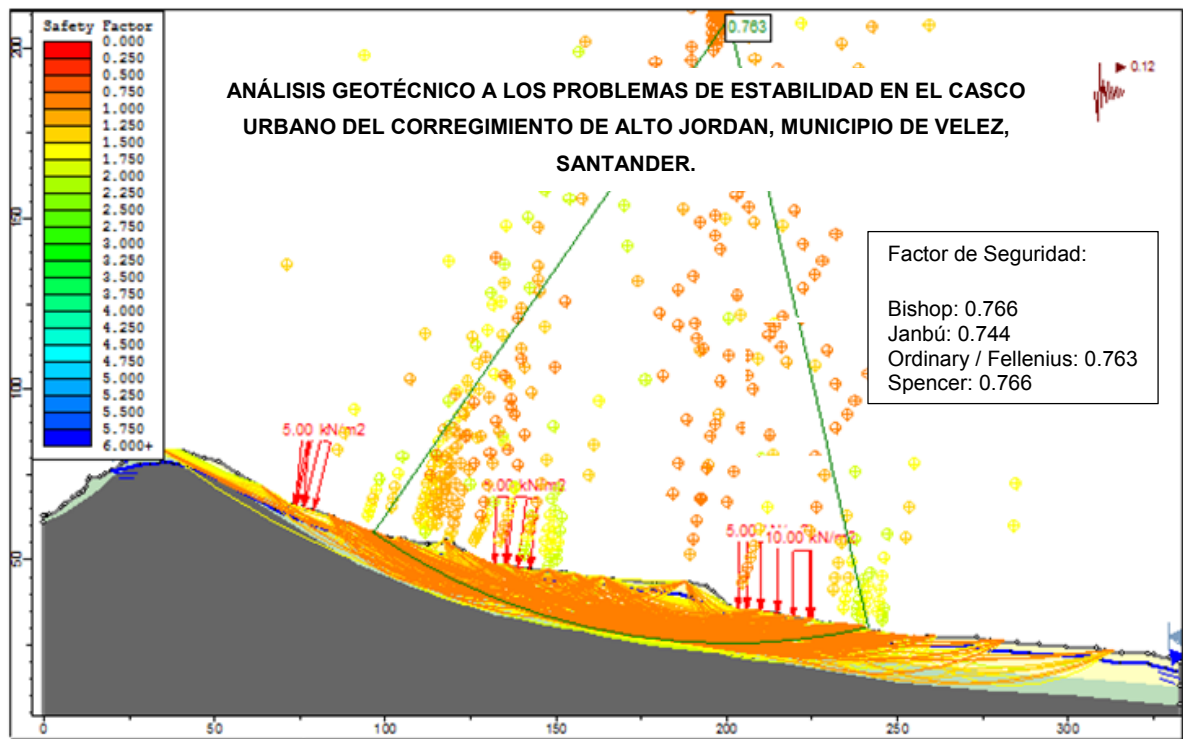
## 8.1. ANALISIS DE ESTABILIDAD PRELIMINAR

8.1.1. **Análisis de estabilidad en Condiciones iniciales.** A continuación se presentan los resultados del modelamiento del coluvión en estado inicial para los escenarios estático, Figura 47 y pseudo-estático figura 48.

**Figura 47. Modelamiento estático del talud en condición inicial, Software SLIDE 6.0.**

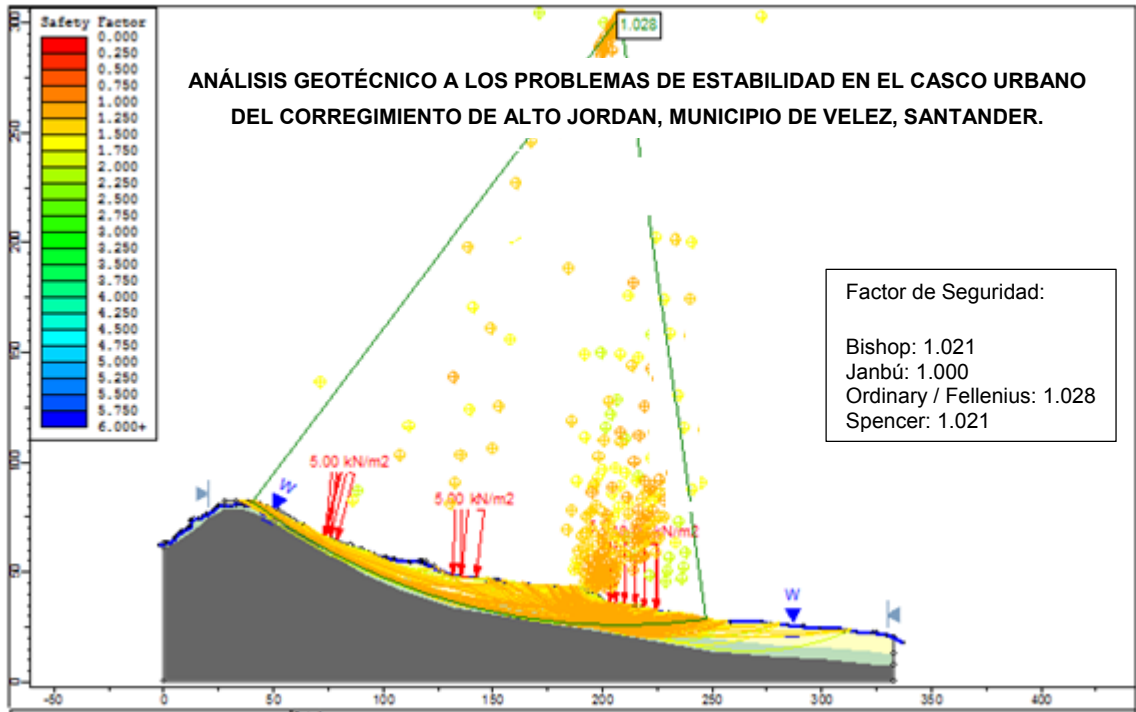


**Figura 48. Modelamiento dinámico del talud en condición inicial, Software SLIDE 6.0**

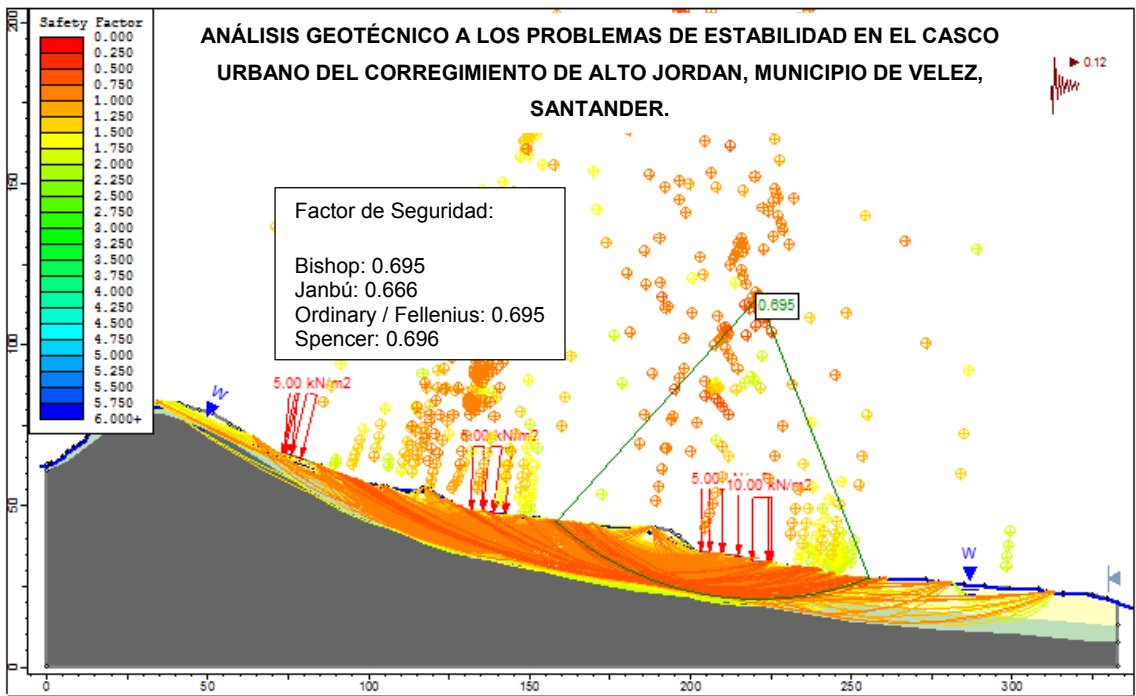


**8.1.2. Análisis de estabilidad Talud saturado (condición crítica).** A continuación se presenta el resultado del modelamiento del talud en estado crítico (estado de saturación del suelo). El modelamiento se realizó en condición estática Figura 49 y dinámica Figura 50.

**Figura 49. Modelamiento estático – talud saturado, Software SLIDE 6.0**

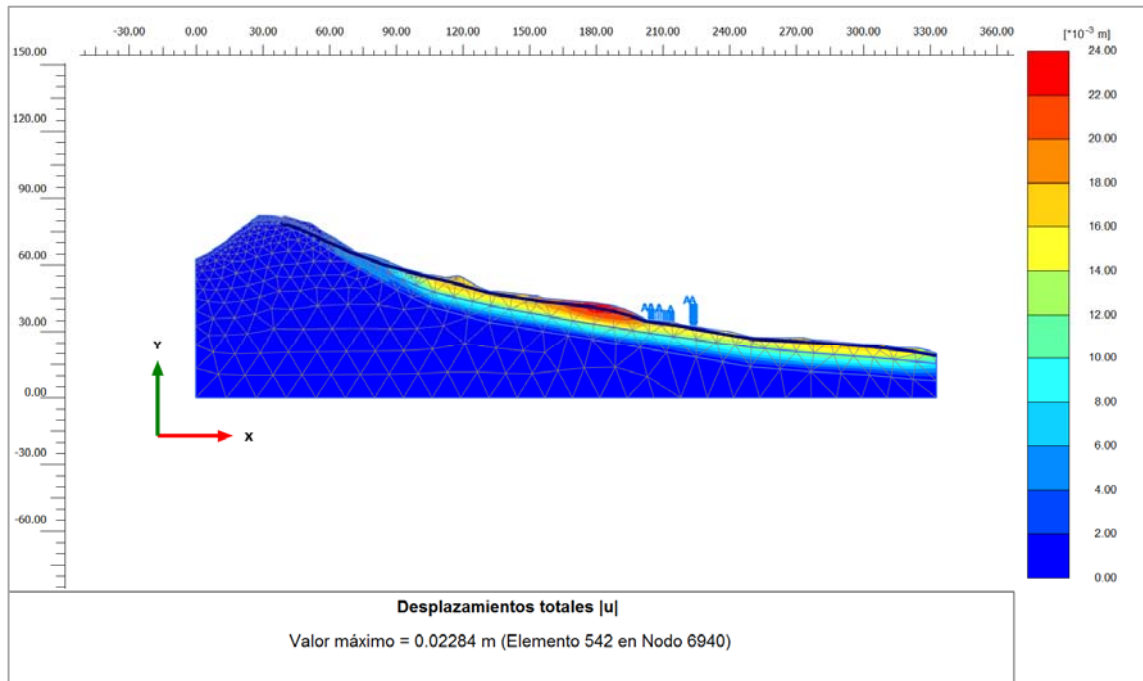


**Figura 50. Modelamiento dinámico talud saturado, Software SLIDE 6.0**



**8.1.3. Análisis de deformación en estado saturado, Software Plaxis.** A continuación se presenta el resultado de las deformaciones generadas en el talud en condición crítica (estado de saturación del suelo), Figura 51.

**Figura 51. Análisis de deformación estado saturado, Software PLAXIS 2D**



De acuerdo a los resultados, se presentan desplazamientos totales del orden de 2.3 centímetros hacia el sector occidental de la vía y 1,4 centímetros en los sectores aledaños, mayor a los desplazamientos máximos esperados para el tipo de estructuras existentes que oscila entre (4 y 8 mm).

**8.1.4. Análisis de resultados estabilidad preliminar.** En la Tabla 24, se relacionan los resultados del factor de seguridad en condiciones iniciales y en estado saturado.

**Tabla 24. Resultados factores de seguridad, análisis de estabilidad**

MÉTODO	FACTOR DE SEGURIDAD			
	CONDICIÓN INICIAL		SATURADO	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
<b>Bishop simplificado</b>	1.218	0.766	1.021	0.695
<b>Janbú simplificado</b>	1.125	0.744	1.00	0.666
<b>Ordinario o de Fellenius</b>	1.182	0.763	1.028	0.695
<b>Spencer</b>	1.215	0.766	1.021	0.696
<b>Promedio</b>	<b>1.185</b>	<b>0.760</b>	<b>1.018</b>	<b>0.688</b>

El método de estabilidad de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

De acuerdo con los resultados del modelamiento del talud, los factores de seguridad en condición estática y pseudo-estática no cumplen con lo establecido en la NSR-10, el talud es inestable dado que los factores de seguridad son menores a los especificados en la norma, que son: 1.25 para condición estática y 1 en condición pseudo estática. Los valores de estabilidad en condición pseudo estática varían considerablemente, sus valores descienden hasta 0.76 en condiciones iniciales y 0,69 en condición saturada, esto corrobora lo visto en campo ya que se observó que hay movimientos a lo largo de la superficie de falla los cuales han generado deformaciones que han afectado tanto a viviendas (Figuras 7 – 12) como a la vía (Figuras 13, 15).

## 8.2. ALTERNATIVAS PARA EL CONTROL DE ESTABILIDAD DEL TALUD

La falla corresponde a una masa de coluvión de aproximadamente 15 metros de profundidad, la cual se desplaza longitudinalmente sobre la superficie de falla, el factor de seguridad es susceptible cuando hay cambios en el nivel freático, generando mayor inestabilidad.

La superficie de falla se encuentra a una profundidad aproximada de 15 metros, por lo cual es necesario implementar un tipo de cimentación profunda sobre pilas o pilotes que atraviesen la superficie de falla y se hincen a la roca, cualquier estructura de contención que se plantee deberá ser cimentada sobre pilotes o pilas debido a la profundidad de la superficie de falla, a continuación se detallan las obras propuestas:

**8.2.1 Alternativa 1.** Construcción de un muro de cuatro metros de altura y 170 metros de longitud aproximadamente, localizado al costado oriental de la vía (sobre el terreno del antiguo colegio). Este muro estará cimentado sobre pilas de 1.2 metros de diámetro y espaciamiento entre ejes de 1.5 metros. En las Figuras (52, 53 y 54) se puede observar el esquema de la alternativa propuesta y su distribución.

**Tabla 25. Elementos que componen la alternativa 1**

MURO		PILAS		
ALTURA (m)	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO (m)
4	170	1.2	17	1.5

Figura 52. Esquema obras alternativa 1, perfil lateral.

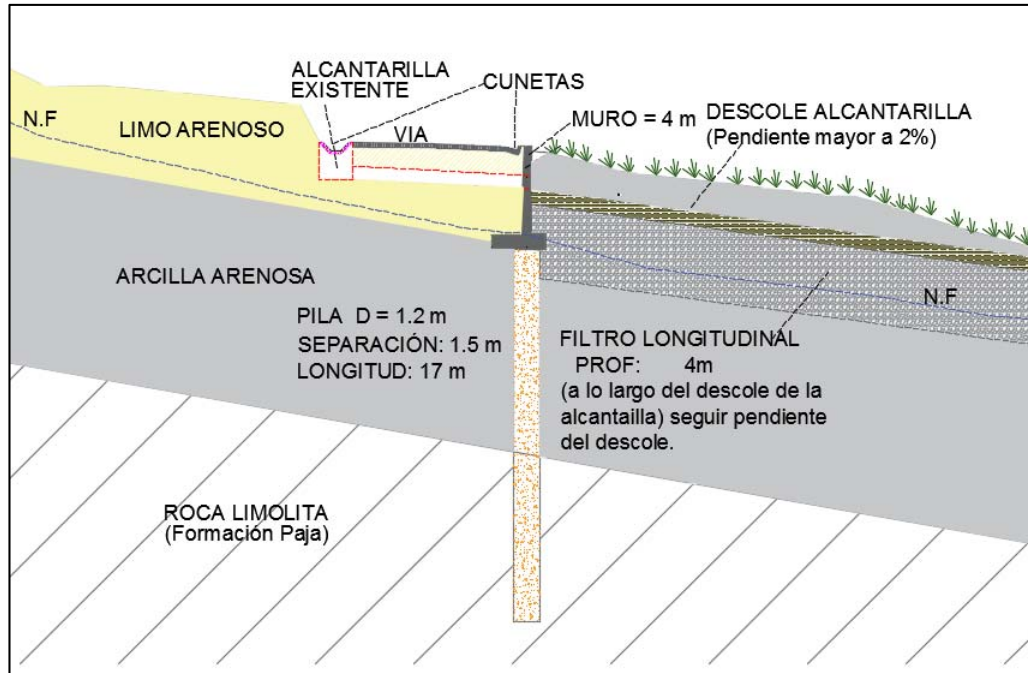
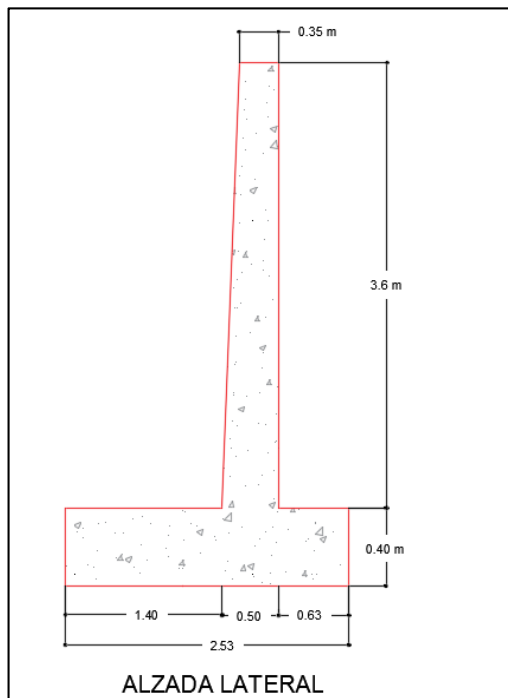
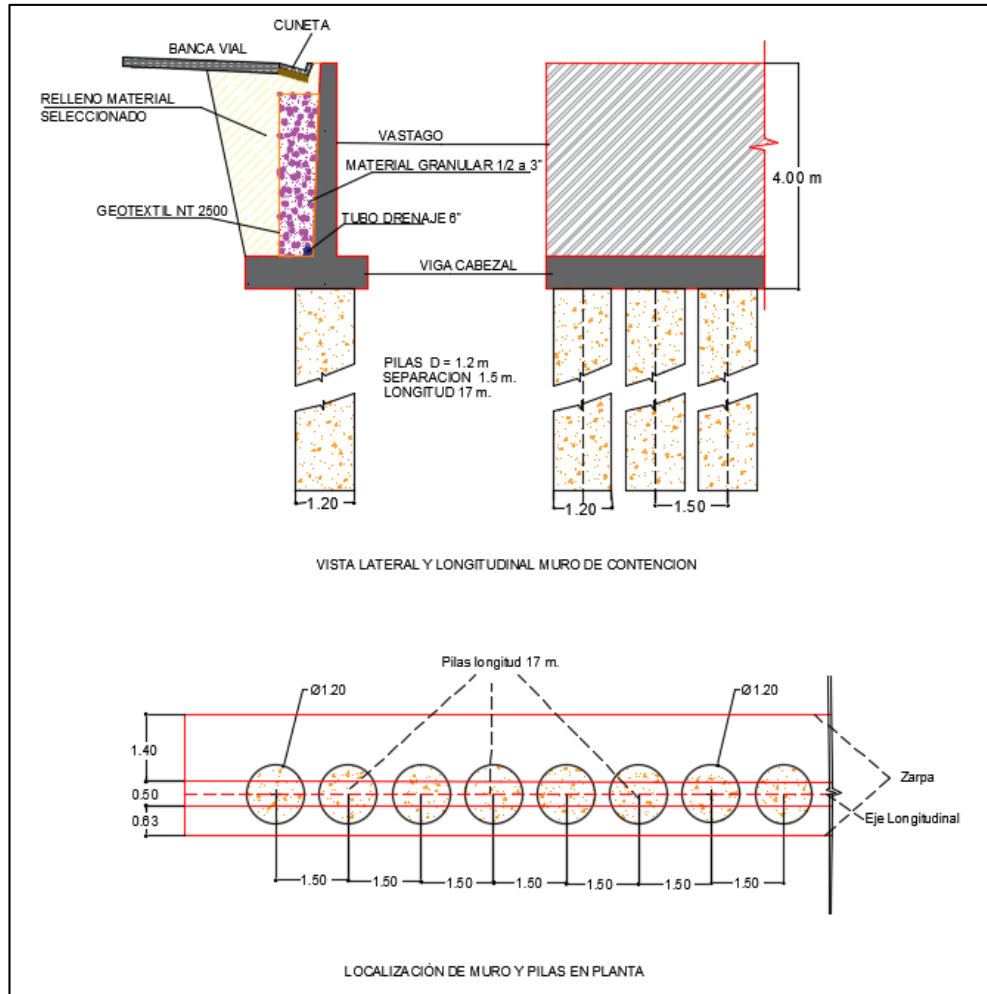


Figura 53. Sección transversal muro de contención



**Figura 54. Detalles y distribución longitudinal y planta, Alternativa 1**



**8.2.2. Alternativa 2.** Construcción de una pantalla anclada en el costado occidental de la vía a fin de controlar las deformaciones en ese sector, compuesta por tres filas de anclajes espaciados cada tres metros longitudinalmente en una longitud aproximada de 100 metros.

En el costado oriental de la vía (sobre el lote del antiguo colegio) se construirá el mismo muro de 4 metros de la alternativa 1 cimentado sobre pilas de 1,2 metros de diámetro y 17 metros de longitud en una longitud aproximada de 170 metros.

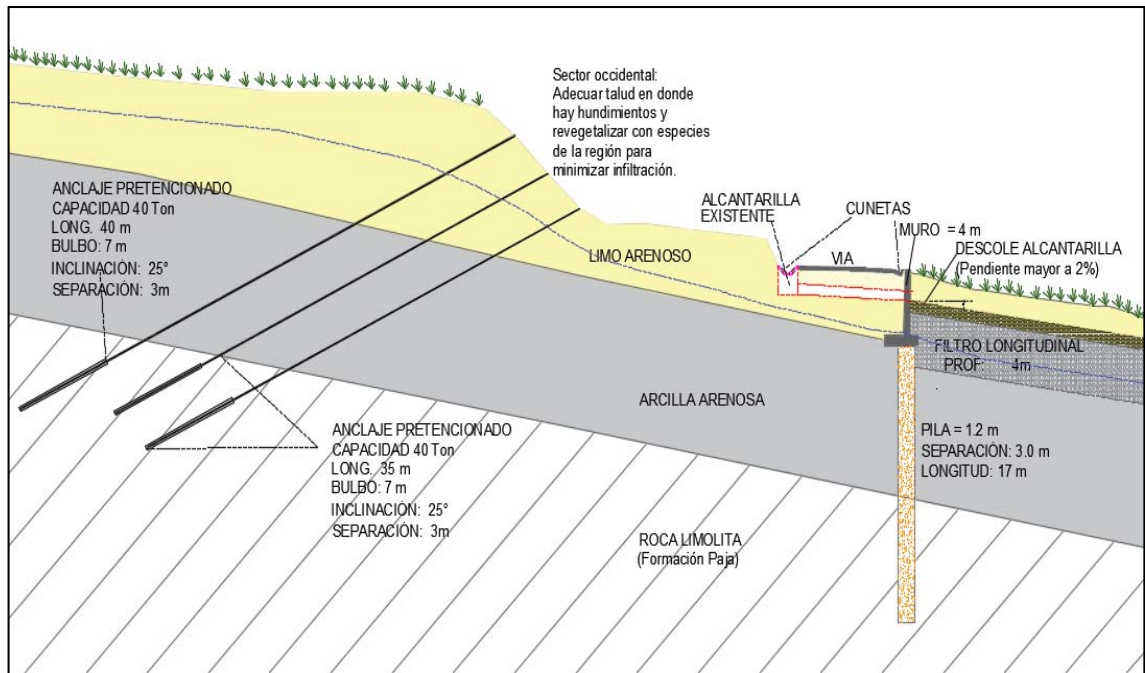
**Tabla 26. Elementos que componen la alternativa 2**

MURO		PILAS			ANCLAJES				
ALTURA (m)	LONG. (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO (m)	No. FILAS	LONG. LIBRE (m)	LONG. BULBO (m)	LONG. TOTAL (m)	ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL (m)
4	170	1.2	17	3	1*	33	7	40	3
					2	28	7	35	3

\*Los anclajes ubicados en la fila superior tienen una longitud de 40 metros y las dos filas inferiores longitud de 35 metros.

En la Figura 55 y 56, se muestra el esquema y detalles de las obras propuestas.

**Figura 55. Esquema obras alternativa 2**



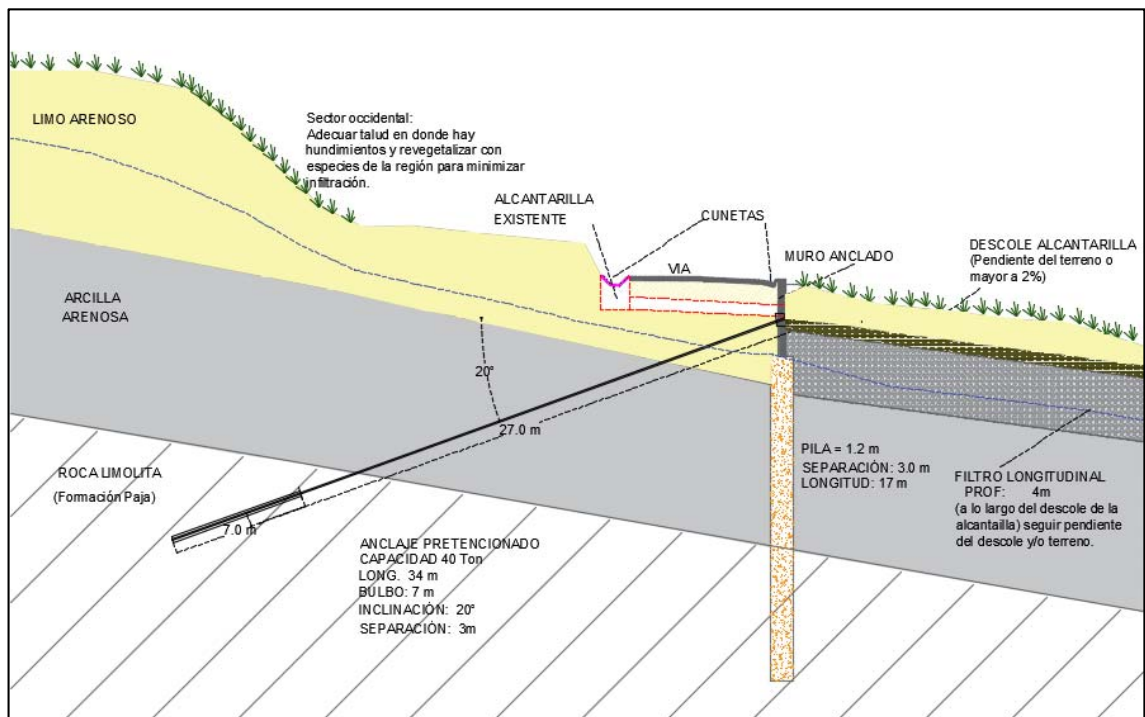


**8.2.3. Alternativa 3.** El sistema de contención está conformado por un muro de cuatro (4) metros de altura, cimentado sobre pilas de 1.2 m de diámetro (espaciamiento entre ejes de 3 metros), estos se unen a través de una viga cabezal, en el centro del muro se propuso un anclaje de 34 metros de longitud y capacidad 40 toneladas, el cual se ancla a la roca con un ángulo de inclinación respecto de la horizontal de 20°, espaciado longitudinal cada 3 metros, en la Figura 57 y 58, se muestra el esquema de las obras propuestas.

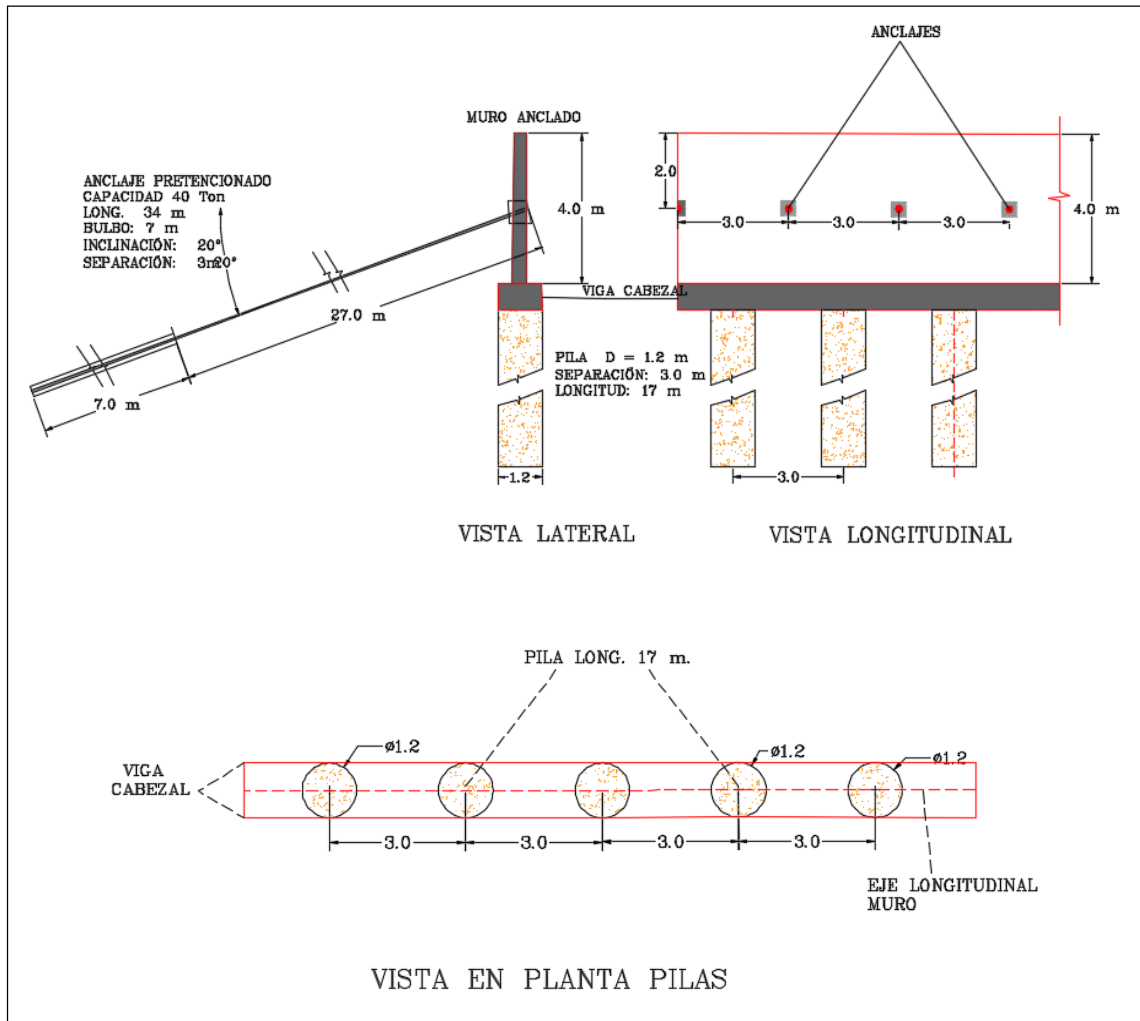
**Tabla 27. Elementos que componen la alternativa 3.**

MURO		PILAS			ANCLAJES				
ALTURA (m)	LONG. (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO (m)	No. FILAS	LONG. LIBRE (m)	LONG. BULBO (m)	LONG. TOTAL (m)	ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL (m)
4	170	1.2	17	3	1	27	7	34	3

**Figura 57. Esquema alternativa 3**



**Figura 58. Detalle y distribución obras alternativa 3**



### 8.3. ANALISIS DE ESTABILIDAD INCLUYENDO OBRAS

**8.3.1. Análisis de estabilidad alternativa 1.** A continuación se muestran los resultados del modelamiento implementando la inclusión de las obras de la alternativa 1, en la Figura 67 se presentan los resultados del modelamiento en condiciones estáticas, Figura 68 los resultados del modelamiento en condiciones dinámica y la Figura 69, presenta el diagrama de deformaciones.

➤ **Figura 59. Modelamiento estático del talud implementando alternativa 1, Software SLIDE 6.0**

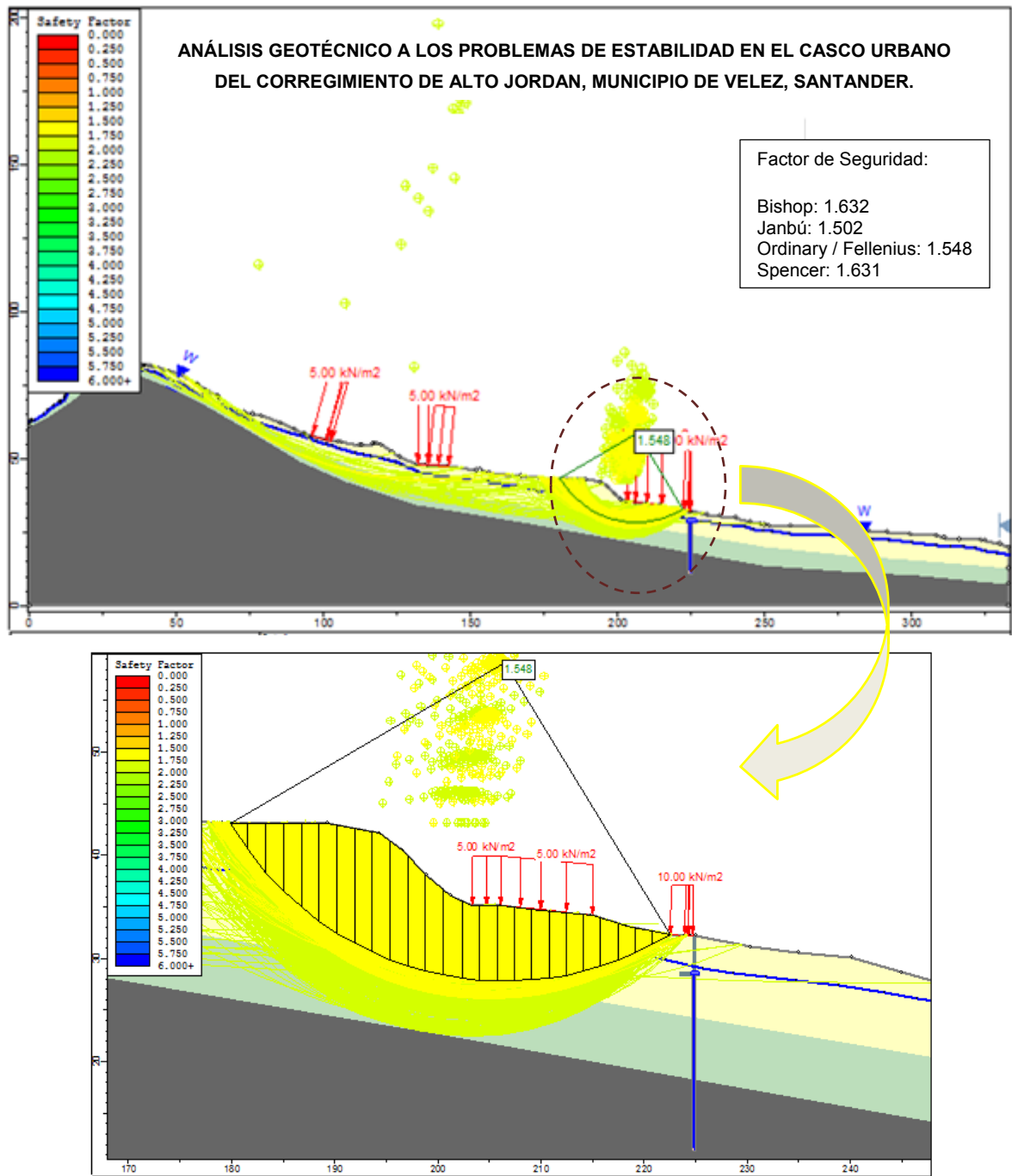
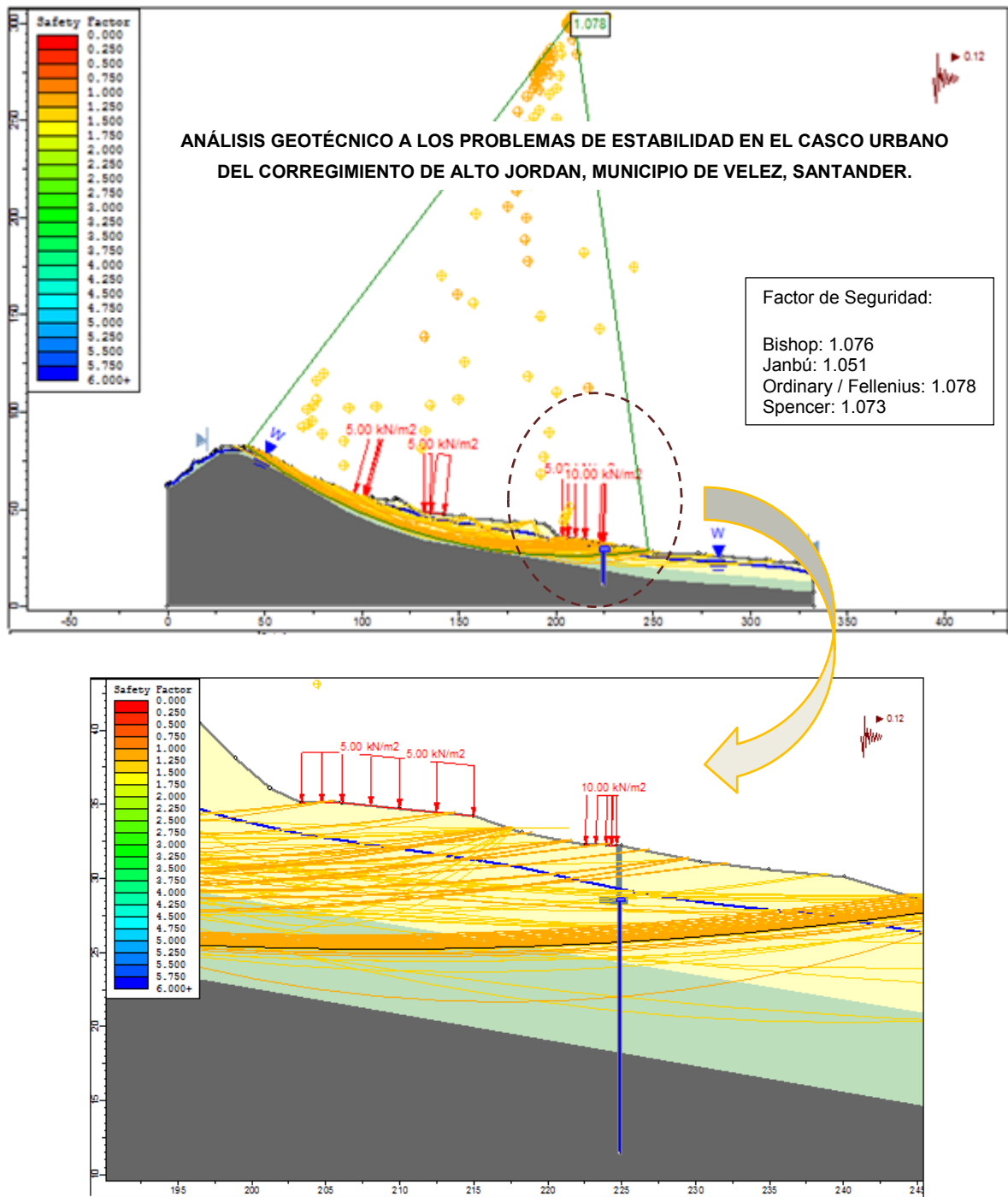
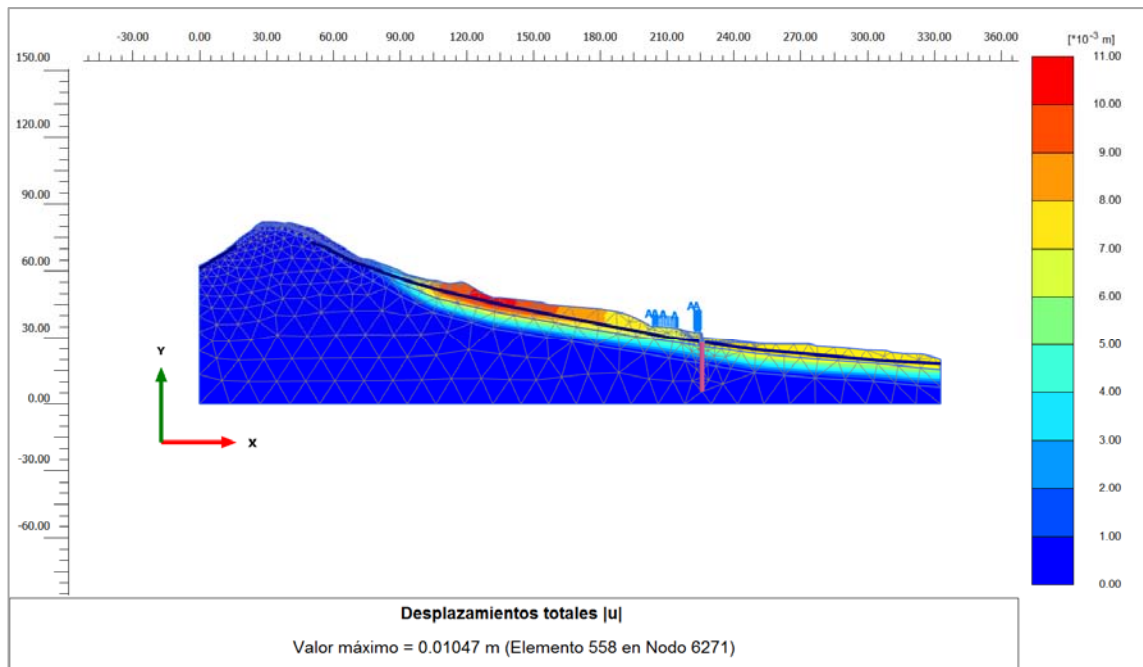


Figura 60. Modelamiento dinámico del talud implementando alternativa 1, Software SLIDE 6.0.



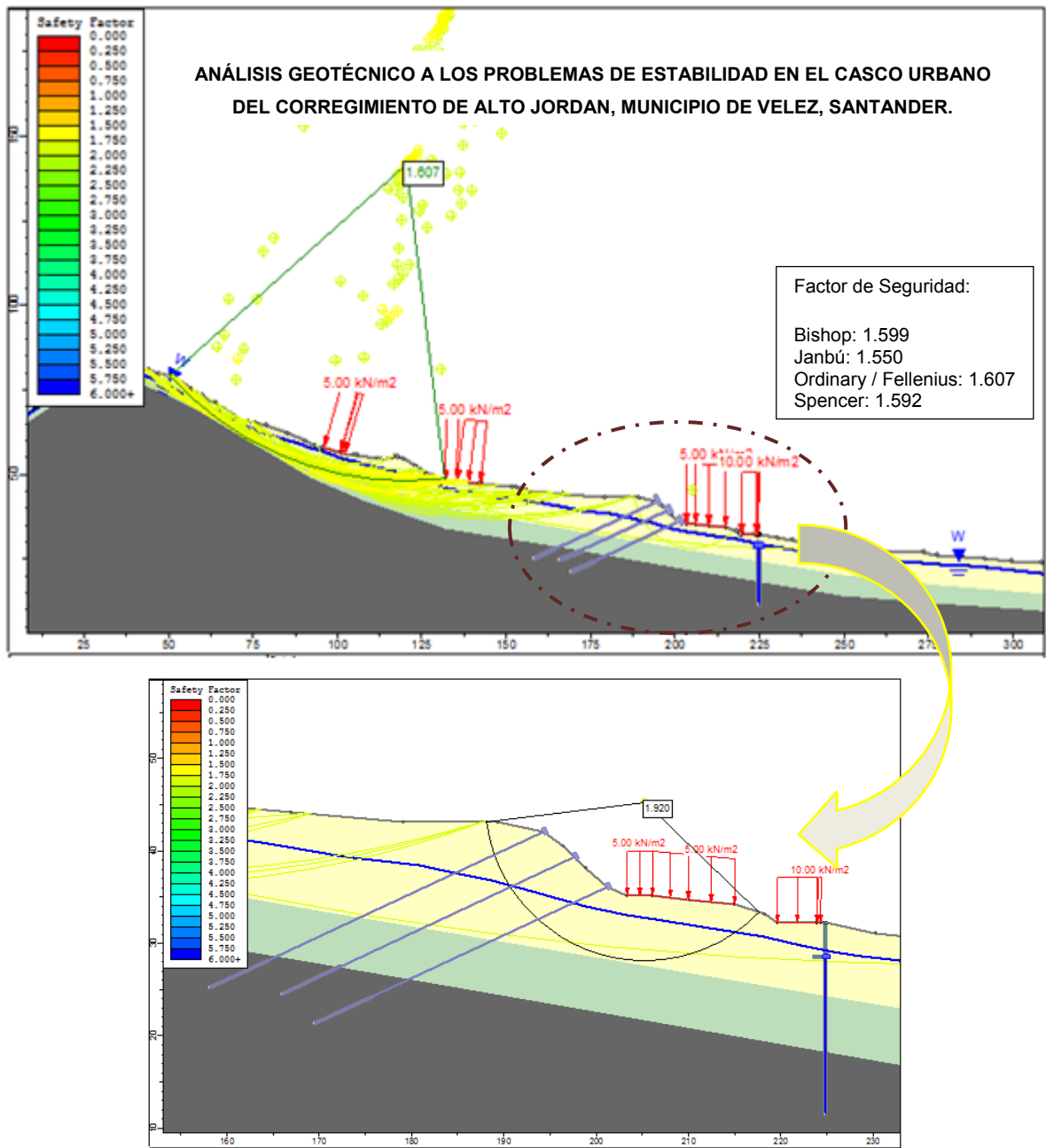
**Figura 61. Análisis de deformación implementando alternativa 1, Software PLAXIS 2D.**



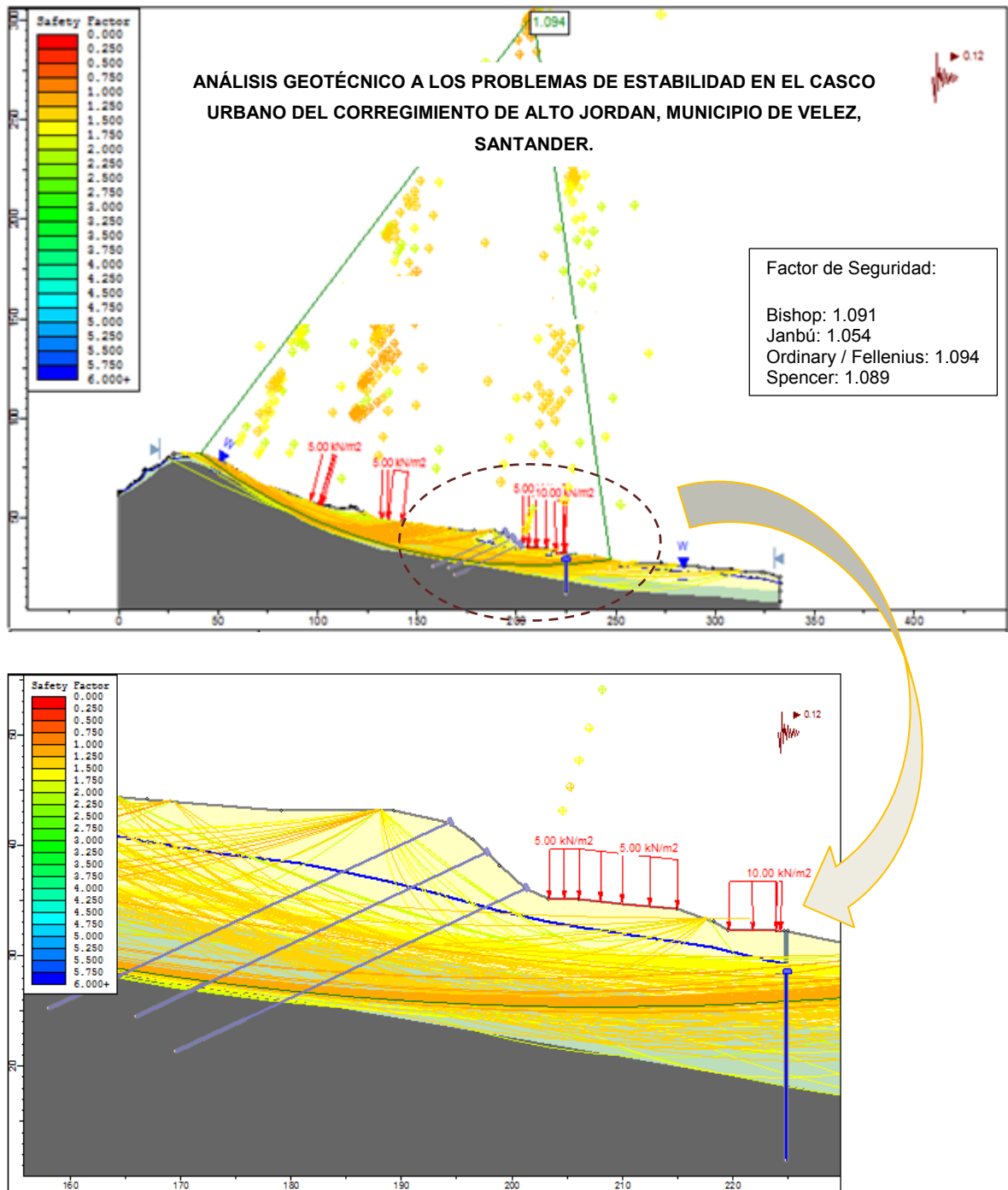
Se presenta una deformación máxima de 10.47 mm en la zona occidental, superior a las máximas admisibles para el tipo de estructuras existentes.

**8.3.2. Análisis de estabilidad alternativa 2.** A continuación se muestran los resultados del modelamiento implementando la inclusión de las obras propuestas para la alternativa 2, análisis de estabilidad Figuras 62 y 63, análisis de deformación Figura 64.

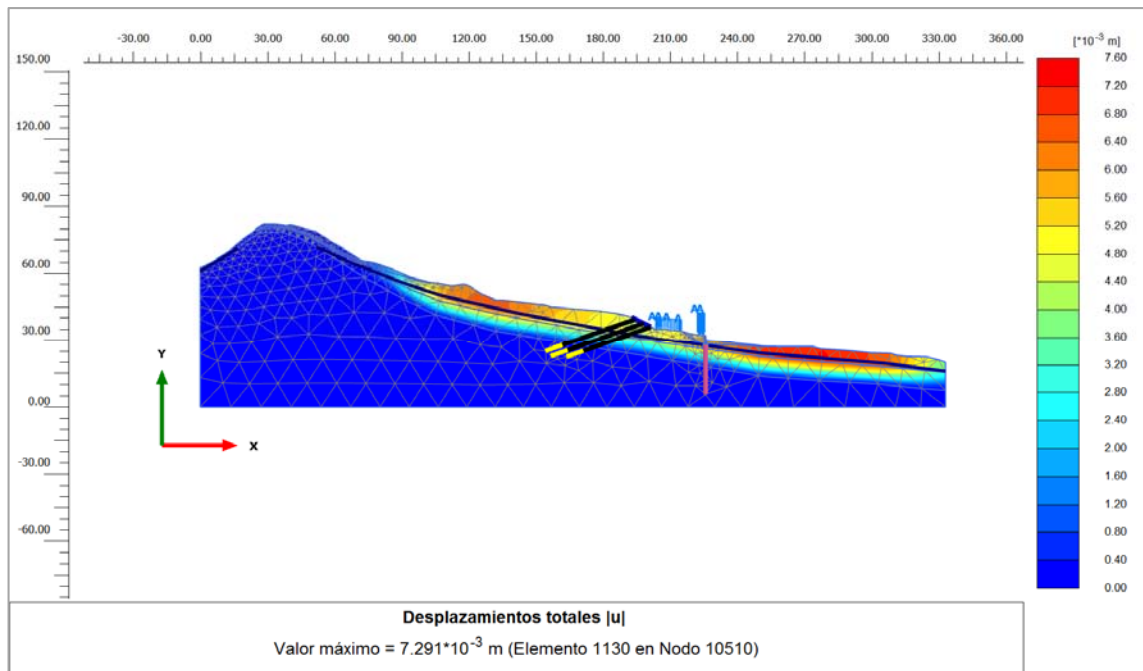
**Figura 62. Modelamiento estático del talud implementando alternativa 2, Software SLIDE 6.0**



**Figura 63. Modelamiento dinámico del talud implementando alternativa 2, Software SLIDE 6.0**

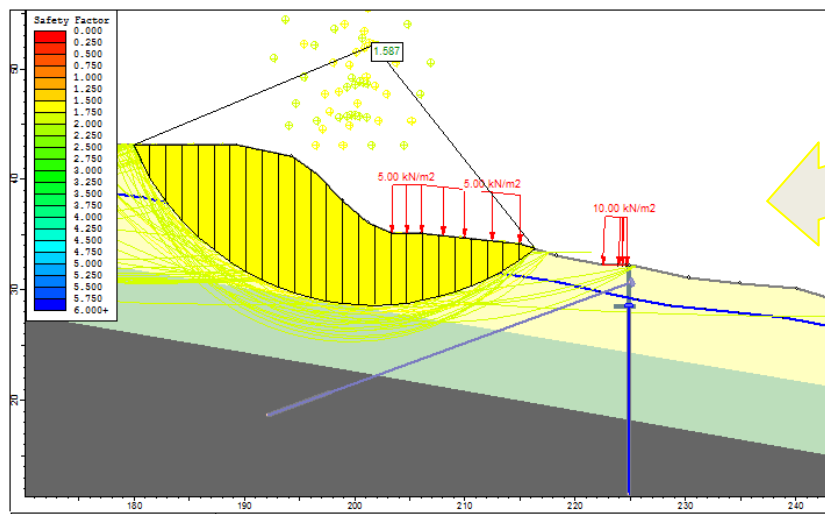
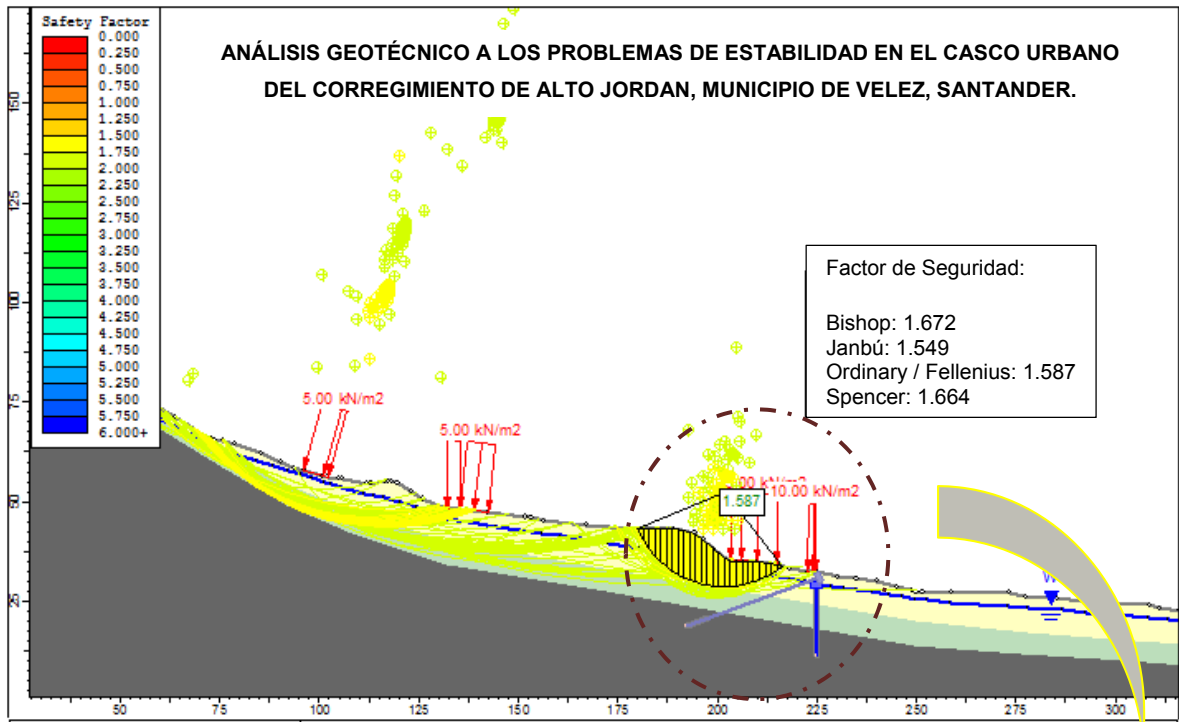


**Figura 64. Análisis de deformación implementando alternativa 2, Software PLAXIS 2D.**



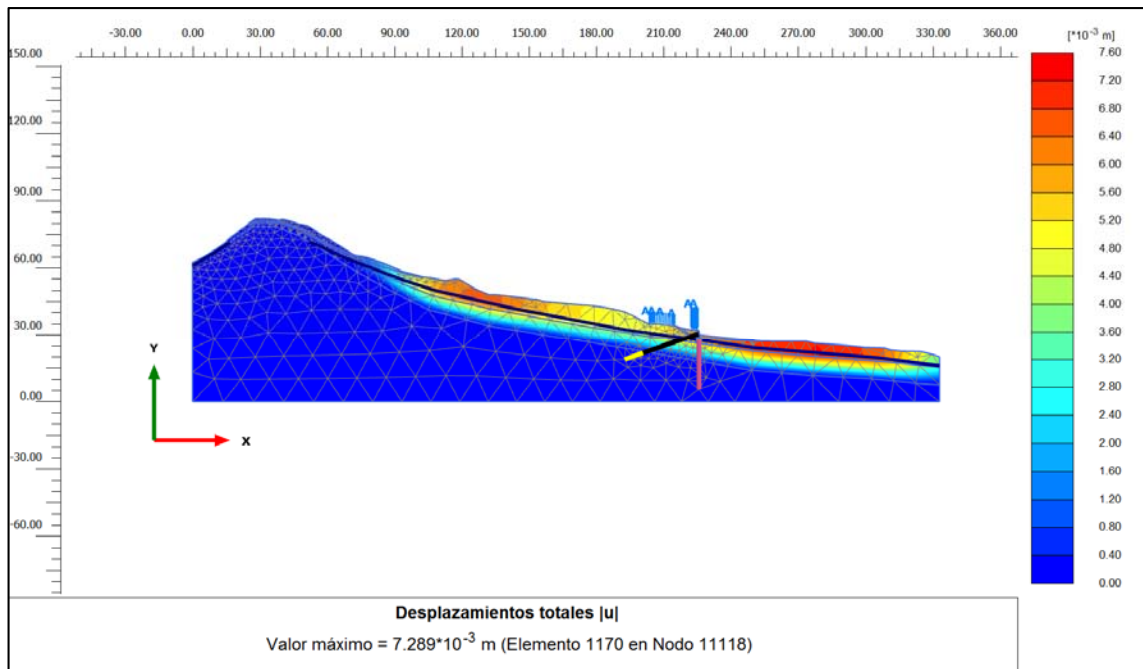
**8.3.3. Análisis de estabilidad alternativa 3.** A continuación se muestran los resultados del modelamiento implementando la inclusión de las obras propuestas para la alternativa 3, análisis de estabilidad Figuras 65 y 66, análisis de deformación Figura 67.

**Figura 65. Modelamiento estático del talud implementando alternativa 3, Software SLIDE 6.0**





**Figura 67. Análisis de deformación implementando alternativa 3, Software PLAXIS 2D.**



#### 8.4. RESULTADOS, FACTORES DE SEGURIDAD INCLUYENDO OBRAS

A continuación se relacionan los resultados de los factores de seguridad al deslizamiento incluyendo las alternativas propuestas, Tabla 28.

**Tabla 28. Resultados factores de seguridad con obras**

MÉTODO	FACTOR DE SEGURIDAD					
	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Bishop simplificado	1.632	1.076	1.599	1.091	1.672	1.087
Janbú simplificado	1.502	1.051	1.550	1.054	1.549	1.061
Ordinario o de Fellenius	1.548	1.078	1.607	1.094	1.587	1.88
Spencer	1.631	1.073	1.592	1.089	1.664	1.84
PROMEDIO	<b>1.578</b>	<b>1.07</b>	<b>1.587</b>	<b>1.082</b>	<b>1.618</b>	<b>1.080</b>

## 8.5. RESULTADOS DE DEFORMACIÓN INCLUYENDO OBRAS

Para el análisis de deformación se tuvieron en cuenta las deformaciones generadas en el sector occidental de la vía, vía y el sector oriental de la vía (lote del antiguo colegio).

**Tabla 29. Deformación obtenida incluyendo obras**

ESCENARIO	Sector occidental (mm)	Vía (mm)	Sector oriental antiguo colegio (mm)
Inicial saturado	22.84	15	15
Alternativa 1	11	6.5	7.5
% Reducción	51.83%	56,66%	50%
Alternativa2	6.4	4.8	7.3
% Reducción	71,98%	68%	51.33
Alternativa 2	6.4	4.8	7.3
% Reducción	71.98%	68%	51.33%

En la Tabla 29., se relacionan los resultados de las deformaciones obtenidas incluyendo obras, la alternativa No.1 logra disminuir las deformaciones en un 51.83% en el sector occidental de la vía, 56,66% en la vía y un 50% en el sector oriental (lote donde estaba construido el colegio).

Las alternativas dos y tres las cuales incluyen anclajes activos, logran disminuir las deformaciones en la zona occidental alrededor de un 71,98%, en la zona de la vía las deformación se reducen en un 68% y en el sector oriental donde se localizaba en antiguo colegio las deformaciones se reducen en un 51,33%

A continuación se elabora un cuadro comparativo de las obras propuestas.

**Tabla 30. Cuadro comparativo de alternativas**

Alternativa		Comparación de alternativas	% Reducción de deformaciones en la vía
1	Muro de contención cimentado sobre pantalla de pilas: D = 1,2 m, L= 17 m, Espaciamiento 1.5m	-Se necesitará construir el doble de la cantidad de pilas, que en las alternativas 2 y 3. -Igual cantidad de excavación que la alternativa 2, para la construcción del muro.	56,66%
2	Pantalla Anclada (3 filas de anclajes, separación 3 m) + Muro de contención cimentado sobre pilas: D= 1,2 m, L= 17 m, Espaciamiento 3.0 m	-Menor cantidad de pilas que la alternativa 1 e Igual cantidad de pilas que la alternativa 3. -Mayor cantidad de excavación para la construcción del muro que la alternativa 3. -Se necesitarán el triple de anclajes que en la alternativa 3	68%
3	Muro anclado cimentado sobre pilas: D= 1,2 m, L= 17 m, Espaciamiento 3.0 m	-Igual cantidad de pilas que la alternativa 2. -Menor cantidad de excavación para la construcción del muro. -Menor cantidad de anclajes que la alternativa 2	68%

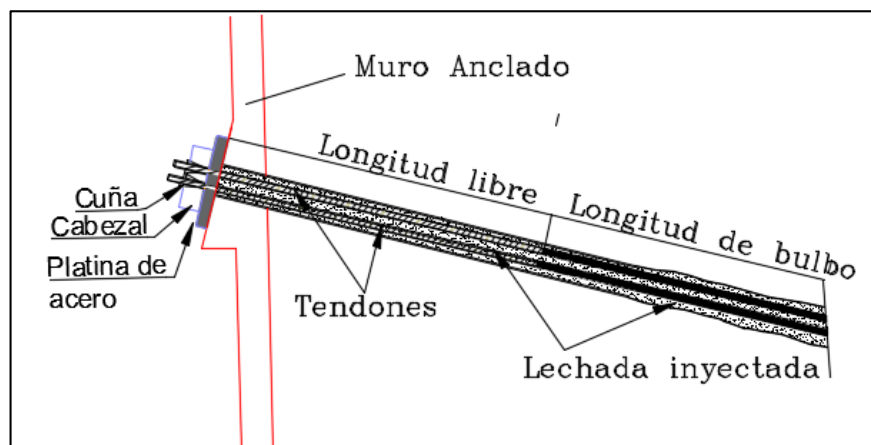
## 8.6. DISEÑO ALTERNATIVA FINAL

De acuerdo con la Tabla 30, en el cual se relaciona la comparación de las alternativas y el porcentaje de reducción de deformación con la implementación de ellas, se escogió la alternativa 3, para la cual se procederá a realizar el diseño del anclaje y de la pila.

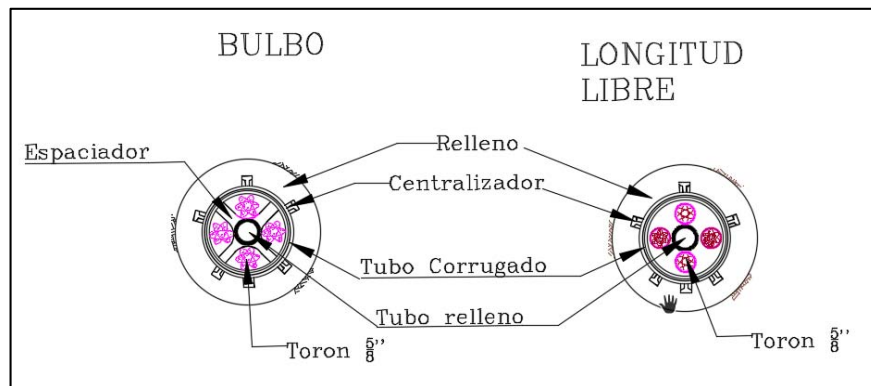
**8.6.1 Anclaje Pretensionado.** Se diseñará un anclaje activo para dar mayor estabilidad y controlar las deformaciones en el sector occidental, el cual se construirá en el muro cimentado sobre pilas, a una distancia de 2 metros a partir de la corona del muro. Estos anclajes estarán sometidos a tensión después de su ejecución.

Al colocarle la carga de tensionamiento el acero del tendón recibe esfuerzos de tensión. Si la carga aplicada es mayor que la capacidad estructural del tendón, ocurre la falla. Para evitar esto se recomienda que la carga de diseño sobre el tendón no exceda el 60% de la resistencia última del tendón. En la Figura 55 y 56, se observa el esquema general de anclaje.

**Figura 68. Esquema de anclaje activo**



**Figura 69 Detalle anclaje 40 ton.**



Los anclajes estarán compuestos por cuatro (4) torones de 5/8", los cuales presentan resistencia a la rotura de 16,2 toneladas cada uno, a partir de estos datos se calcula la capacidad de cada anclaje:

$$\text{Capacidad de carga} = \frac{\text{Resistencia a la rotura} * \text{número de torones}}{\text{Factor de Seguridad (F.S)}}$$

$$\text{Capacidad de carga} = \frac{162 \text{ KN} * 4}{1.5} = 432 \text{ KN}$$

A continuación se calculará la longitud del bulbo (zona de anclaje a la roca). Para determinar la longitud del bulbo se tienen en cuenta las características físicas y mecánicas del suelo donde se construirá (estrato de roca Limolita calcárea), la cual tienen una capacidad de adherencia entre 0.2-0,8 MPa, para el cálculo tomaremos una adherencia aproximada de 0,3 MPa de acuerdo al tipo de roca (blanda), este valor de referencia se tomó de la Tabla 31.

$$\text{Longitud del bulbo} = \frac{\text{capacidad de carga} * F.S}{\text{Capacidad de adherencia} * \text{diametro perforación}}$$

$$\text{Longitud del bulbo} = \frac{400 \text{ KN} * 1,5}{300 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,31 \text{ m}} = 6.45 \text{ m}$$

**Tabla 31. Resistencia última de la interface suelo/lechada a lo largo de la zona de bulbo.**

Rock		Cohesive Soil		Cohesionless Soil	
Rock type	Average ultimate bond stress (MPa)	Anchor type	Average ultimate bond stress (MPa)	Anchor type	Average ultimate bond stress (MPa)
Granite and basalt	1.7 - 3.1	Gravity-grouted anchors (straight shaft) Pressure-grouted anchors (straight shaft)	0.03 - 0.07	Gravity-grouted anchors (straight shaft) Pressure-grouted anchors (straight shaft)	0.07 - 0.14
Dolomitic limestone	1.4 - 2.1				
Soft limestone	1.0 - 1.4	• Soft silty clay	0.03 - 0.07	• Fine-med. sand, med. dense – dense	0.08 - 0.38
Slates and hard shales	0.8 - 1.4	• Silty clay	0.03 - 0.07	• Med.-coarse sand (w/gravel), med. dense	0.11 - 0.66
Soft shales	0.2 - 0.8	• Stiff clay, med. to high plasticity	0.03 - 0.10	• Med.-coarse sand (w/gravel), dense - very dense	0.25 - 0.97
Sandstones	0.8 - 1.7	• Very stiff clay, med. to high plasticity	0.07 - 0.17	• Silty sands	0.17 - 0.41
Weathered Sandstones	0.7 - 0.8	• Stiff clay, med. plasticity	0.10 - 0.25	• Dense glacial till	0.30 - 0.52
Chalk	0.2 - 1.1	• Very stiff clay, med. plasticity	0.14 - 0.35	• Sandy gravel, med. dense-dense	0.21 - 1.38
Weathered Marl	0.15 - 0.25	• Very stiff sandy silt, med. plasticity	0.28 - 0.38	• Sandy gravel, dense-very dense	0.28 - 1.38
Concrete	1.4 - 2.8				

**Fuente:** FJWA-IF-99-015, Geotechnical Engineering, circular No.4, Anchors and Anchor Systems (after PTI, 1996)

En la Tabla 32, se detallan los elementos que componen cada uno de los anclajes:

**Tabla 32. Elementos del anclaje**

Número de elementos para un anclaje	
No. De torones por anclaje	4
Diámetro de los torones	5/8"
Resistencia a la rotura de los torones	162 KN
Capacidad de carga del anclaje	400 KN
Factor de Seguridad F.S	1.5
Longitud de bulbo mínima	6.5 m

A continuación se realizará la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo, siguiendo la metodología propuesta en la guía para el diseño y la ejecución de anclajes elaborado por Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras (Madrid, 2001).

La adherencia admisible del bulbo se puede obtener aplicando la expresión siguiente, en presiones efectivas:

$$a_{adm} = \frac{C'}{F_{2C}} + \sigma' * \frac{Tan(\varphi')}{F_{2\varphi}}$$

Siendo:

$C'$  = cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo.

$\varphi'$  = ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno-bulbo.

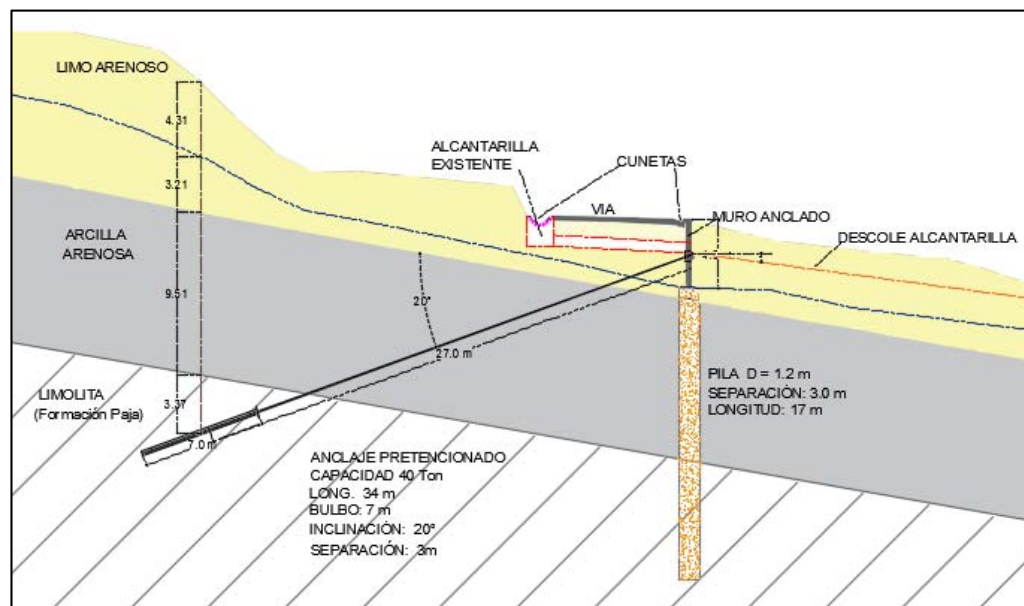
$\sigma'$  = presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada, para efectos de esta verificación no tendremos en cuenta el valor de la presión de inyección.

$F_{2C}$  = 1,60; coeficiente de minoración de la cohesión.

$F_{2\varphi}$  = 1,35; coeficiente de minoración de la fricción.

En la Tabla 33., se muestran los cálculos de la presión efectiva al centro del bulbo, de acuerdo con el esquema de la Figura.70.

**Figura 70. Esquema localización del anclaje**



**Tabla 33. Presión efectiva en el centro del bulbo**

Profundidad (m)		Prof. (m)	$\gamma$ Peso suelo (KN/m <sup>3</sup> )	hw (m)	$\gamma_w$ Peso agua (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\mu$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'$ (KN/m <sup>2</sup> )
0.00	4.10	2.05	17		10	34.85	0	34.85
4.10	7.20	5.65	17	3.10	10	96.05	31	65.05
7.20	16.71	11.96	20	12.61	10	239.1	126.1	113
16.71	20.08	20.80	24	15.98	10	499.2	159.8	339.4
<b>ESFUERZO EFECTIVO AL CENTRO DEL BULBO</b>								<b>552.3</b>

Reemplazando tenemos:

$$a_{adm} = \frac{478}{1.6} + 552.3 * \frac{\tan(24.85^\circ)}{1.35}$$

$$a_{adm} = 298,75 + 189,47$$

$$a_{adm} = 488.21 \frac{KN}{m^2}$$

Con la adhesión admisible obtenida utilizando los parámetros adoptados por el modelo geotécnico, procedemos a calcular la longitud del bulbo mínima requerida.

$$Longitud\ del\ bulbo = \frac{capacidad\ de\ carga * F.S}{Capacidad\ de\ adherencia\ adm.*\ diametro\ perforación}$$

$$Longitud\ del\ bulbo = \frac{400 * 1,5}{488.22 * 0,31} = 3,96\ m$$

Esta longitud de bulbo es la mínima que puede llegar a utilizarse.

Para la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo se comprobará:

$$\frac{P_n}{\pi * D_n * L_b} \leq a_{adm}$$

Siendo:

$P_n$  = Carga nominal mayorada del anclaje.

$D_n$  = diámetro nominal del bulbo.

$L_b$  = longitud del bulbo.

$a_{adm}$  = adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

Ahora realizamos la comprobación para una longitud de bulbo igual a 6.5 metros:

$$\frac{P_n}{\pi * D_n * L_b} \leq a_{adm}$$

$$\frac{400 * 1,5}{\pi * 0,10 * 6,5} \leq a_{adm}$$

$$293,82 \leq 488,2 \text{ ok}$$

De esta manera para un sistema de anclaje de 4 torones de 5/8" tensados a 40 toneladas se necesita un bulbo de longitud mínima de cuatro (4) metros, embebidos en el estrato de roca (Limolita).

Se realiza la siguiente verificación de tensionamiento:

$$T = a_{adm} * \pi * D * L_b$$

$$T = 488,22 \frac{KN}{m^2} * \pi * 0,10m * 4m$$

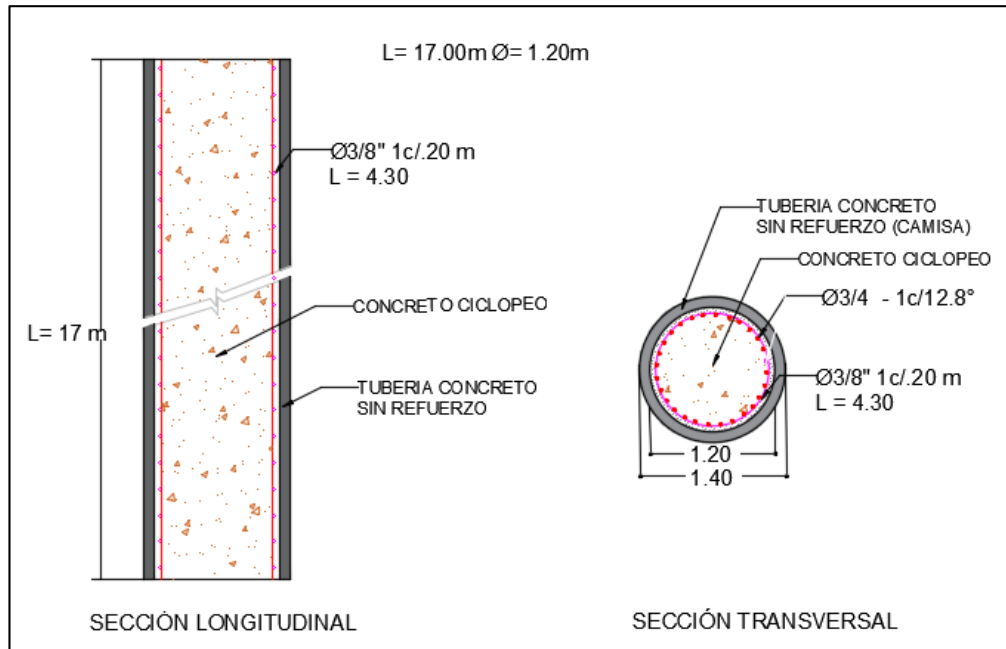
$$T = 613,63 \text{ KN}$$

Teniendo en cuenta que se recomienda limitar el tensionamiento de los anclajes para la construcción por lo menos a 60% de la resistencia última, se recomiendan anclajes de 40 Ton (400 KN).

Con estas características, se realizó el análisis de estabilidad mediante equilibrio límite para analizar la estabilidad global del sistema y determinar su espaciamiento a fin de proporcionar mayor estabilidad.

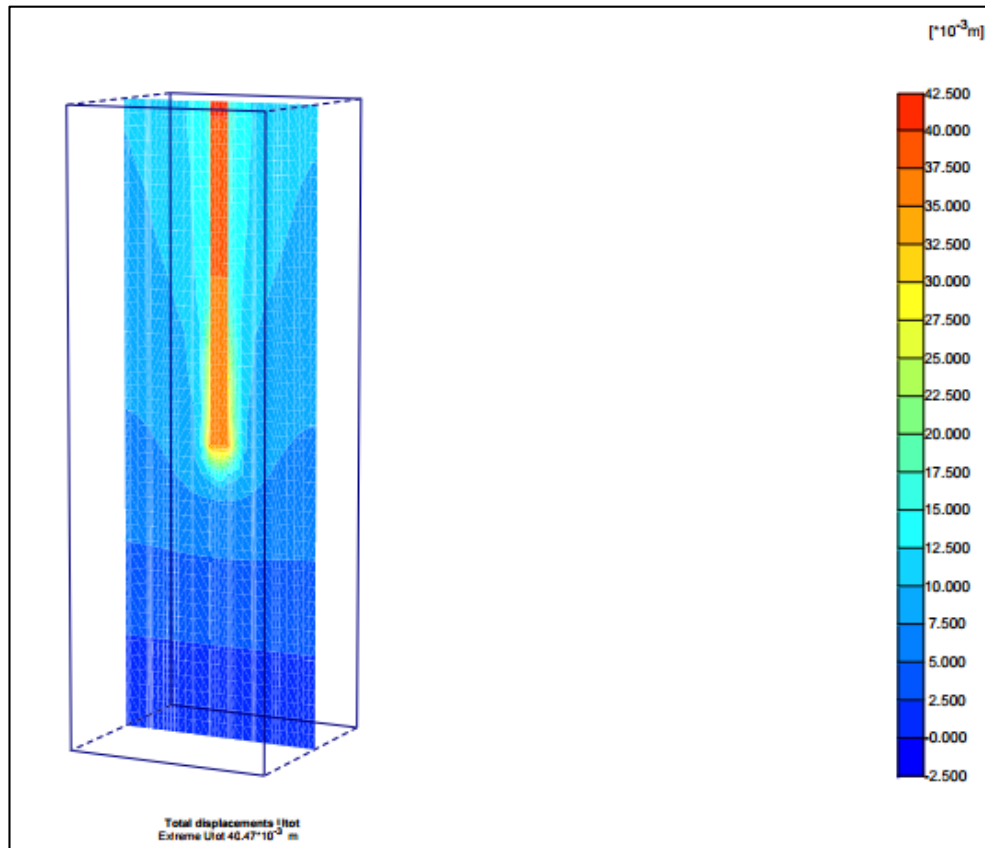
**8.6.2. Diseño de la Pila.** Para determinar las carga máxima que resisten las pilas propuestas y determinar posibles deformaciones a las cuales se verán sometidas se utilizó el software PLAXIS 3D FOUNDATION, que emplea el método de elementos finitos para calcular los esfuerzos y deformaciones de los suelos que soportan carga producto de las estructuras.

**Figura 71. Esquema general de la pila**



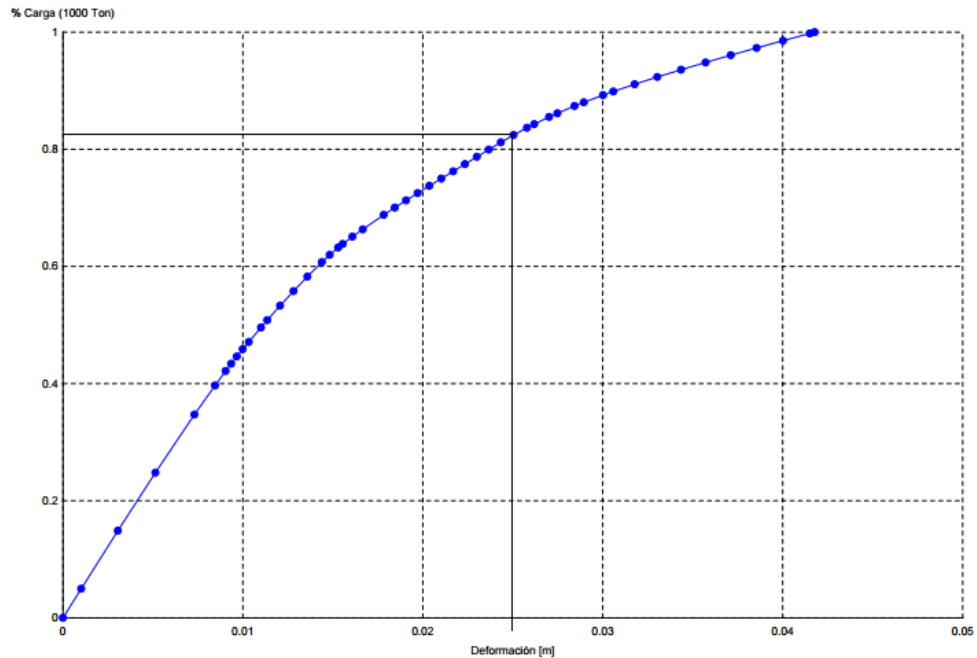
- **Análisis de carga vertical:** Para este análisis se aplicó una carga vertical de 1000 ton. Se obtuvo que para generar un asentamiento de 25 mm, es necesaria una carga de 830 toneladas, ver Figura 73.

**Figura 72. Deformación por carga vertical, PLAXIS 3D.**



En la Figura 73, se muestra la gráfica que relaciona el %porcentaje de carga Vs el asentamiento generado por la carga aplicada, se observa que para un asentamiento esperado de 25 mm es necesario un 83% de la carga aplicada, 830 toneladas.

**Figura 73. Curva asentamiento Vs carga axial, PLAXIS 3D.**



De acuerdo con la NSR-10 numeral C.15.11.3 Esfuerzos axiales máximos admisibles sobre el pilote o sobre el fuste se relacionan en la tabla 28.

**Tabla 34. Esfuerzos axiales máximos admisibles sobre el pilote**

a) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales (no incluye efectos de hincado)	$D + L \leq 0.25 f'cAg$ $1.2D + 1.6L \leq 0.35f'cAg$
b) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales más efectos sísmicos	$D+L+0.7E \leq 0.33 f'cAg$

**Fuente:** NSR-10 Título C, numeral C.15.11.3

Para el cálculo de la carga axial máxima admisible para un pilote de 1,2 m de diámetro, asumimos un concreto de  $f_c = 21 \text{ Mpa}$ .

$$\text{Carga axial admisible} = 0.25 * f_c * A_g$$

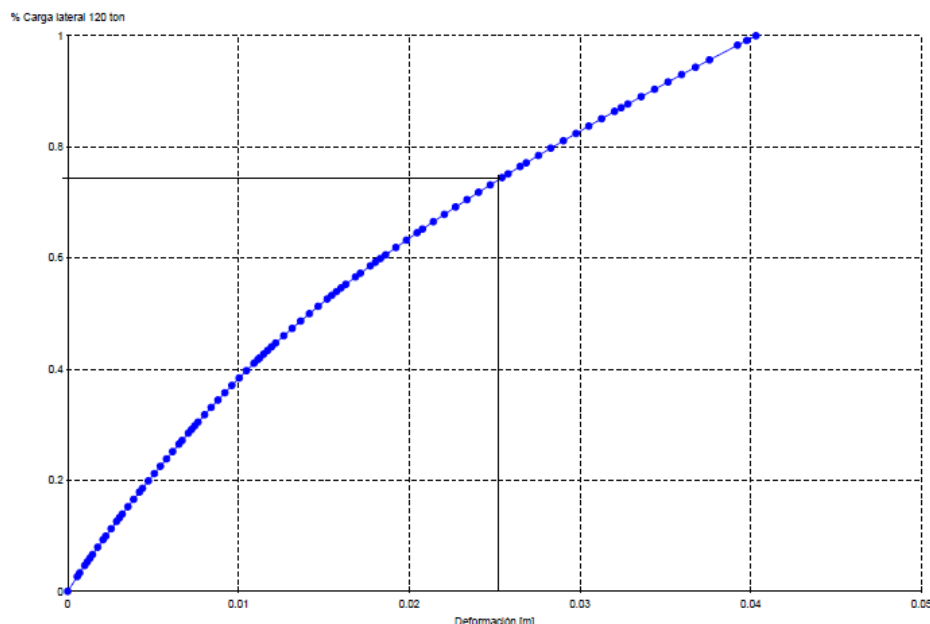
$$\text{Carga axial admisible} = 0.25 * 21 \text{MPa} * 1.13$$

$$\text{Carga axial admisible} = 5.94 \text{ MPa} - 5940 \text{ KN} - 594 \text{ Ton}$$

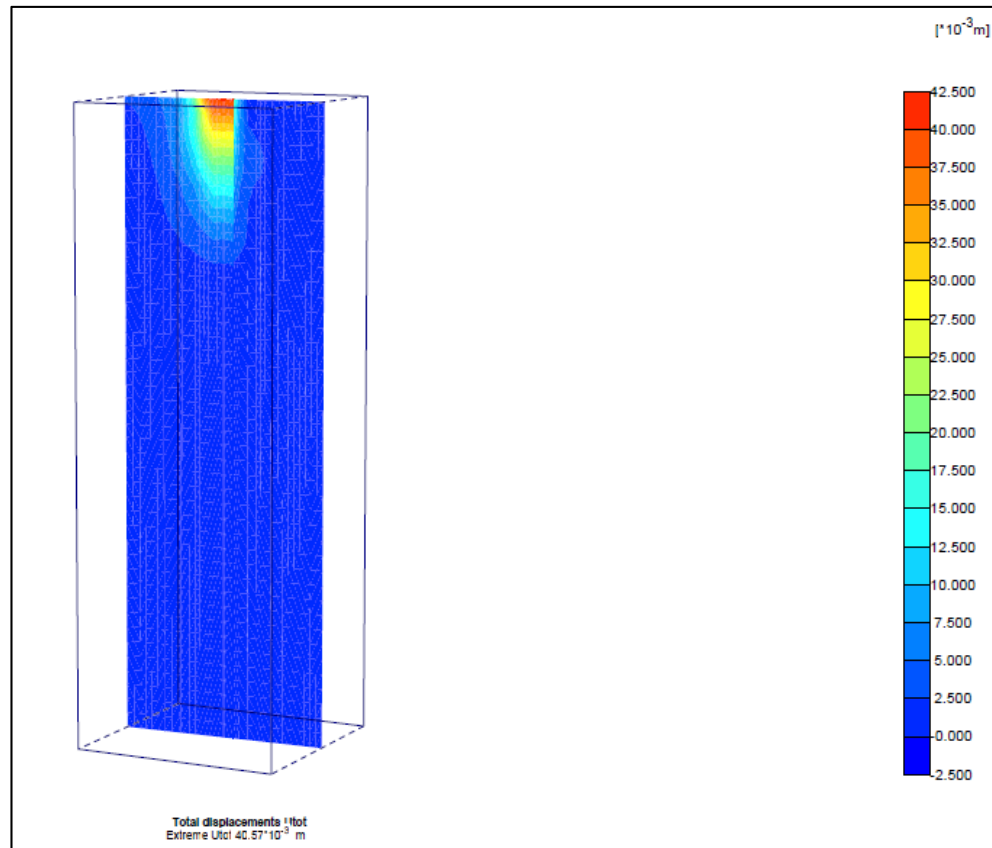
Carga de diseño vertical: de acuerdo con los análisis realizados la carga axial admisible limita la capacidad del pilote por lo que se recomienda trabajar con una carga máxima de 594 toneladas.

- **Análisis carga lateral:** se evaluó la carga lateral para un asentamiento máximo de 25 mm, de acuerdo con la gráfica %carga Vs deformación (Figura 74), el valor de la carga que genera el desplazamiento máximo corresponde al 75% de la carga aplica (90 toneladas). En la Figura 75 se muestra el desplazamiento total generado por la carga aplicada.

**Figura 74. Curva asentamiento Vs carga lateral del pilote, PLAXIS 3D.**



**Figura 75. Desplazamiento lateral del pilote por carga aplicada, PLAXIS 3D.**

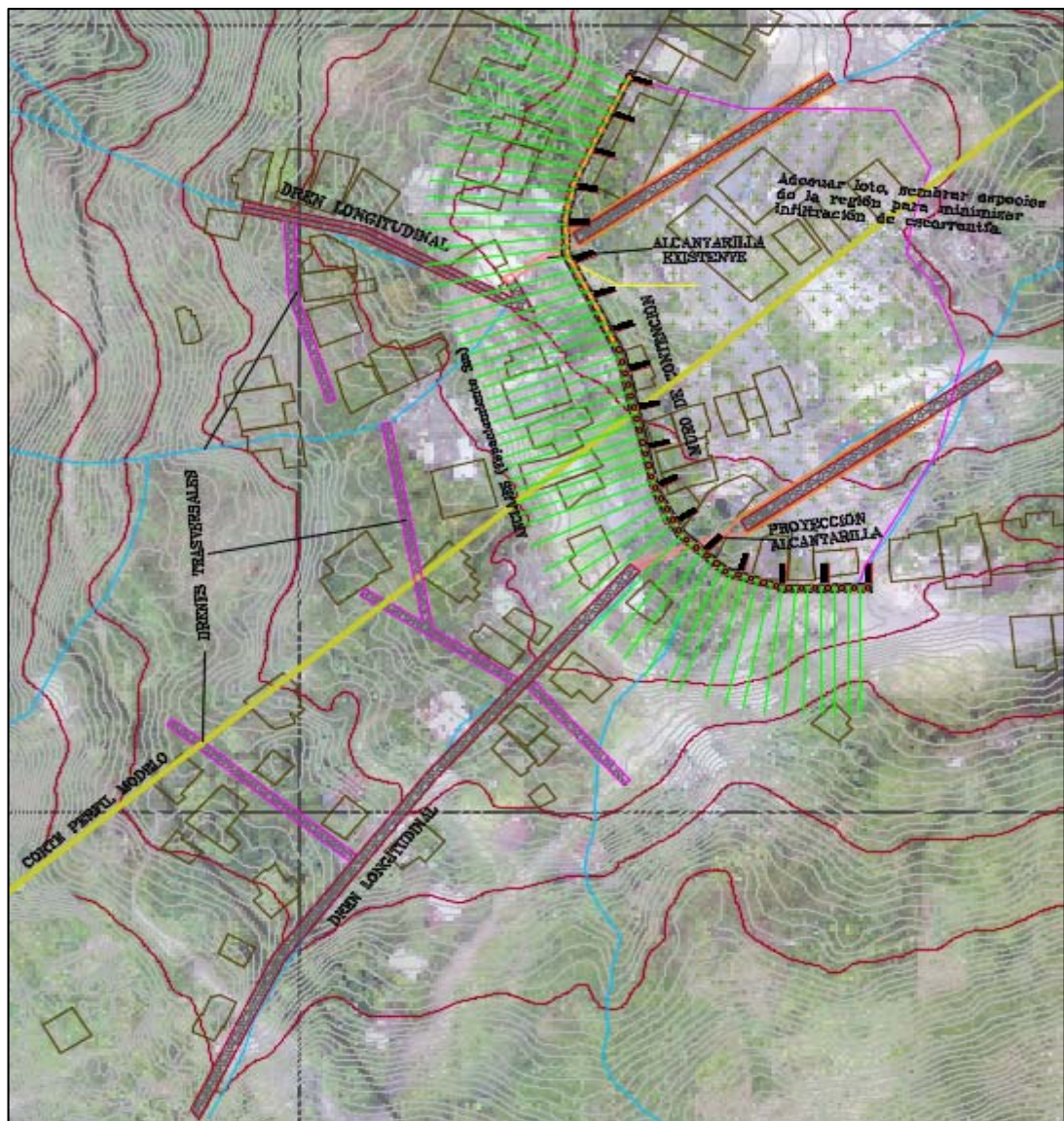


## 8.7 OBRAS COMPLEMENTARIAS (DRENES)

Se destaca que los suelos superficiales se encuentran con altos contenidos de humedad y en algunos casos saturados, siendo éste uno de los factores detonantes de los procesos de inestabilidad de la ladera y deformabilidad del suelo. Por tal razón, se recomienda la construcción de obras de control de nivel freático y escorrentía, implementando la construcción de drenes longitudinales y transversales para controlar el nivel freático, canales y cunetas con el fin de captar las aguas de escorrentía y minimizar su infiltración.

**8.7.1. Detalles obras de control de escorrentía y nivel freático.** Para el control del nivel freático se deberán construir drenes longitudinales con profundidades que varían de acuerdo a la topografía entre 4 y 6 metros y drenes transversales que varían de 2 a 4 metros de profundidad, en la Figura 76, se puede observar la distribución de los drenes en la zona de estudio.

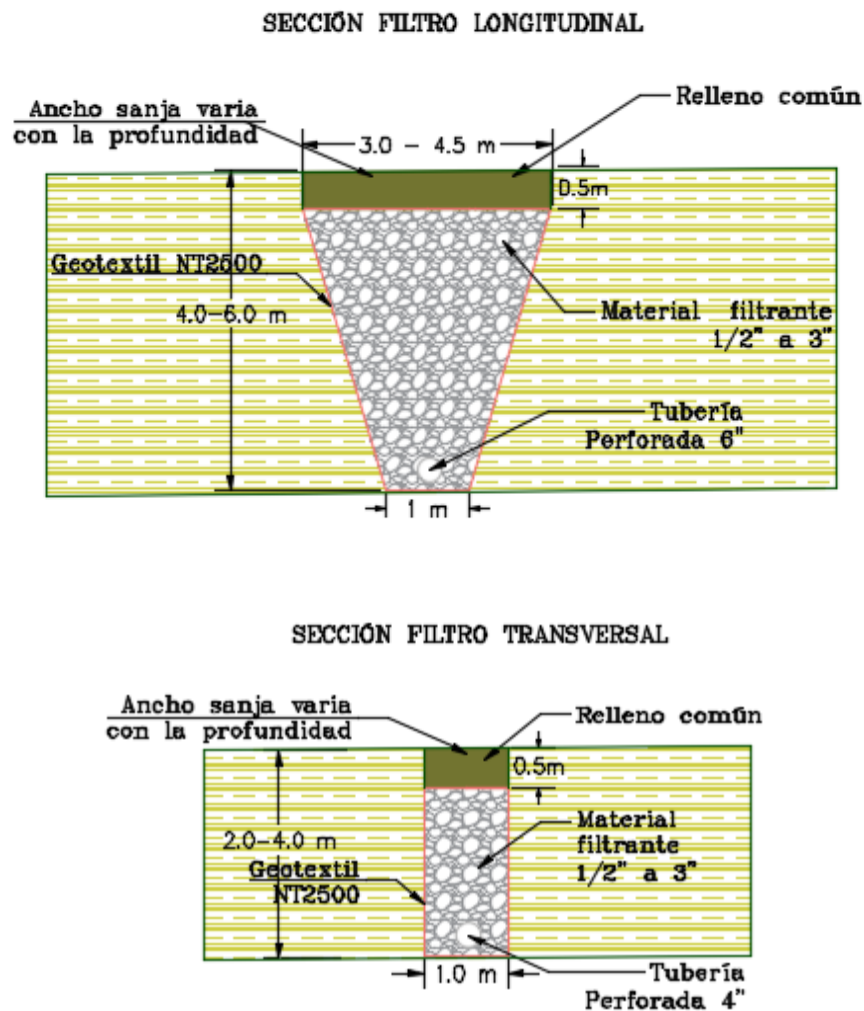
**Figura 76. Plano de localización obras de drenaje y muro de contención**



**Fuente:** Grupo de investigación GEOMATICA - UIS, modificado por el autor (Ver anexo D)

En las Figuras 77, se muestra el esquema tradicional de drenes longitudinales y transversales implementando la construcción de Dren Francés, de igual manera podrán implementarse geodrenes Figura 78. Esta decisión será tomada en la etapa constructiva una vez se analicen los costos, teniendo en cuenta que la fuente de material pétreo en la zona es bastante distante.

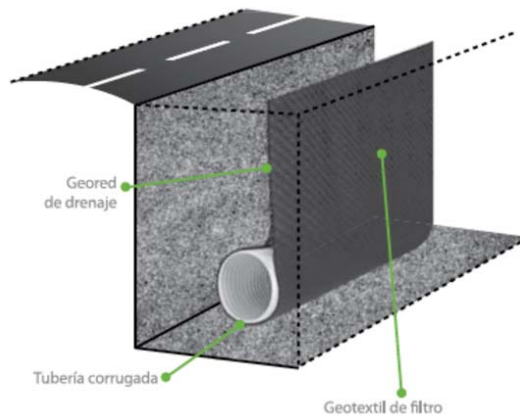
**Figura 77. Sistema tradicional dren Francés**



Fuente: Grupo de investigación GEOMATICA – UIS.

El geodrén con tubería es un geocompuesto que combina las excelentes propiedades hidráulicas de tres elementos: geotextil no tejido punzonado por agua, geo-red y tubería circular perforada de drenaje. Este geocompuesto integra estos elementos para obtener un sistema prefabricado de drenaje que, instalado en zanjas o trincheras, permite captar y evacuar con alta eficiencia los fluidos.

**Figura 78. Esquema dren con geodren vial**



Fuente: ACUAMARKET, Geodrén Vial. Disponible en: [www.aguamarket.com/productos/productos.asp?producto=451159](http://www.aguamarket.com/productos/productos.asp?producto=451159)

## **9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **9.1. CONCLUSIONES**

El centro poblado de Alto Jordán geológicamente está localizado sobre suelos tanto residuales como coluviales sobre terrenos de las Formaciones Paja y Tablazo. Se evidencia la existencia de coluvión activo en la parte alta de la quebrada El Carmen (Las Palmas) afectado por el proceso regresivo de la quebrada, generando problemas de remoción en masa.

La zona de coluvión se encuentra en la micro cuenca de la quebrada El Carmen, en los 3 sondeos realizados se encontró nivel freático entre dos y tres metros de profundidad, los suelos superficiales se encontraban húmedos lo cual genera pérdida de resistencia del suelo.

Superficialmente se encuentran, materiales sueltos con bajas propiedades geomecánicas, suprayacen limos arcillosos de consistencia blanda a media baja y de media a alta deformabilidad, no aptos para la cimentación de estructuras y muy susceptibles a la pérdida de las propiedades geomecánicas en función de su humedad.

Al evaluar el factor de seguridad en condición estática, seudo-estática y condición crítica (suelo saturado) para las condiciones actuales, el talud es inestable, no cumple con lo requerido en la NSR-10.

Se determinó que la ladera en condiciones iniciales (actuales) tiene un factor de seguridad bajo,  $F.S = 1.18$ , esta ladera con obras de estabilización propuestas aumenta el factor de seguridad a 1.58 y ante un evento sísmico el factor disminuye a 1.07, valor aceptable para este tipo de situación.

Las alternativas propuestas satisfacen los factores de seguridad establecidos en la NSR-10, los cuales son mayores a 1,5 para condición estática y 1.05 para condición pseudo-estática, ofreciendo estabilidad al sector, principalmente a la vía.

La alternativa número 3, es la que técnicamente satisface las necesidades presentes en el sector, aumentando el factor de seguridad y disminuyendo las deformación alrededor de un 68% sobre la vía y sus alrededores.

Se estima que la profundidad de la roca puede variar hacia el costado sur y norte del muro, debido a que las exploraciones se realizaron hacia la zona central del coluvión en la cual se espera estén las mayores profundidades, por esta razón la profundidad de los pilotes y longitud de anclajes pueden llegar a variar.

## **9.2. RECOMENDACIONES**

Se deben conformar las zonas en las cuales se han presentado hundimientos y revegetalizar con especies de la región, a fin de evitar el estancamiento del agua y minimizar la infiltración.

Se considera que se debe proceder a un cambio en el uso del suelo, especialmente en los sectores que presentan evidencias de movimientos (sector central, coluvión) y destinársele a la protección, incluidas obras de mitigación y aumentar la cobertura vegetal.

Se recomienda no realizar construcciones en esta zona, ya que no se garantiza su estabilidad debido a que es una zona de coluvión activo no apta para cimentación de estructuras, a largo plazo se generarán deformaciones las cuales afectarán las estructuras.

## BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SISMICA (AIS). Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente. NSR-10. Bogotá. AIS, 2010.

BARBOSA, Gonzalo. Aspectos geológicos de la inestabilidad en la población de alto Jordán, Municipio de Vélez, departamento de Santander. INGEOMINAS, Sección geología ambiental. 1990.

BRAJA M. DAS. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Thomson Learning, 2001.

CABALLERO, Javier. Consultoría para la elaboración de exploración geotécnica, caracterización de materiales e instalación de piezómetros para el proyecto “estudio de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimiento en masa en el municipio de Velez, Santander” de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander”. Diciembre 2014.

FJWA-IF-99-015, Geotechnical Engineering, circular No.4, Anchors and Anchor Systems (after PTI, 1996).

GONZÁLEZ DE VALLEJO, LUIS I. Ingeniería Geológica. PEARSON EDUCACIÓN, Madrid, 2002.

Guía para el diseño y la ejecución de anclajes, Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras. Madrid, 2001. [En línea]. Disponible en: <http://www.fomento.es/NR/rdonlyres/13F15DA8-5568-4BF2-B380-31AA726F9F91/55894/0710300.pdf>

INGEOMINAS. Informe sobre el estado actual de los fenómenos de remoción en masa que afectan al corregimiento de Alto Jordán, municipio de Vélez, departamento de Santander. Subdirección de Amenazas Geoambientales Centro Operativo Regional Bucaramanga. Octubre de 2000.

MORENO TORRES, Luis Eduardo. Consultoría para elaborar el estudio Hidrológico e Hidrogeológico de área urbana del municipio de Vélez y del centro poblado de Alto Jordán por la UIS, julio 2014.

RANGEL FLOREZ, Michael Steve y VIADERO SUAREZ, Félix Alexis. Cartografía geológica superficial, geomorfológica y geotécnica preliminar a escala 1:2000 de la zona urbana del corregimiento de Alto Jordán en el municipio de Vélez-Santander. Tesis pregrado Geología. Bucaramanga, Universidad Industrial de Santander. 2014.

REYES MENDOZA, German. Consultoría para elaborar la caracterización de la geología regional y local y apoyar la evaluación de la amenaza y riesgo geológico por movimientos en masa en el municipio de Vélez por la Universidad Industrial de Santander. Julio 2014.

SUAREZ DIAS, Jaime. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Instituto de investigaciones sobre erosiones y deslizamientos. Ediciones UIS. Bucaramanga Santander 1998.

SUAREZ DIAS, Jaime. Deslizamiento análisis geotécnico. Instituto de investigación sobre la erosión y deslizamientos. Ediciones UIS. Bucaramanga Santander 2009.

VARNES, D.J. "Slope Movement Types and Processes" in R.L. Shuster and R. J. Krizek (eds.), Landslides, Analysis, and Control, Special Report 176 Washinton, D.C. Transportation Research Board, 1978.

VILLAMIZAR TORRES, German. Consultoría para elaborar la caracterización geomorfológica del área urbana, suburbana y rural del municipio de Vélez y apoyar la evaluación de amenaza por movimientos en masa del área de estudio. Julio 2014.

## **ANEXOS**