

**ESTUDIO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD SUPERIOR DEL
PATINODROMO, UBICADO EN EL MUNICIPIO DEL SOCORRO – SANTANDER**

MANUEL SALVADOR AMAYA PICO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD INGENIERÍAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
MAESTRIA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA**

2018

**ESTUDIO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD SUPERIOR DEL
PATINODROMO, UBICADO EN EL MUNICIPIO DEL SOCORRO – SANTANDER**

MANUEL SALVADOR AMAYA PICO

Proyecto de grado para optar al título de Magister en Geotecnia

**DIRECTOR
WILFREDO DEL TORO
Ms.C. en Geotecnia**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD INGENIERÍAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
MAESTRIA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA**

2018

AGRADECIMIENTOS

A Dios creador y dador de vida por permitirme alcanzar mis metas y sueños.

Quiero expresarle un agradecimiento muy especial al ingeniero Wilfredo del Toro, por todos sus conocimientos aportados para hacer realidad este proyecto, que tiene un significado muy especial para mí.

A mis queridos colegas y amigos José Alberto Rondón y Luz Marina Torrado Gómez, por su apoyo desinteresado en el desarrollo de este proyecto.

Gracias a todas las personas que dedicaron su tiempo y sus conocimientos para ayudarme a culminar mi proyecto.

Un especial agradecimiento a mi familia por su comprensión en el tiempo que dejamos de compartir, por su apoyo continuo y por apoyarme para la consecución de este sueño anhelado.

DEDICATORIA

A mis hijos JOAN SEBASTIAN, MARIA ALEJANDRA, SARA SOFIA y mi esposa SANDRA porque son el motor que impulsa cada una de mis metas. Por apoyarme en el tiempo de ausencia.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION	19
1. DESCRIPCION DEL PROYECTO Y LOCALIZACIÓN	22
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	22
1.2. LOCALIZACIÓN.....	22
1.3 CLIMATOLOGIA O METEOROLOGIA	25
1.3.1. Referencia De Estaciones Meteorológica	26
2. JUSTIFICACIÓN.....	28
3. OBJETIVOS.....	29
3.1. OBJETIVO GENERAL	29
3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	29
4. MARCO TEÓRICO	30
4.1. ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS	30
4.1.1. Suelos Residuales	30
4.1.2. Suelos Aluviales.....	30
4.1.3. Suelos coluviales	31
4.2. DESLIZAMIENTOS.....	32
4.2.1. Partes de un deslizamiento.....	33
4.3. CLASIFICACION DE LOS MOVIMIENTOS	38
4.4. DESLIZAMIENTOS EN MASA (Traslacionales y Rotacionales)	38
4.4.1. Deslizamiento Rotacional (Rotational landslide)	39
4.4.2. Deslizamiento Traslacional (Translational Landslide)	42
4.5. ACTIVACIÓN DE LOS FLUJOS	44
4.5.1. Tipos de flujos.....	45
4.6. MOVIMIENTOS COMPLEJOS	49
4.7. ANALISIS DE ESTABILIDAD.....	49

4.7.1. Métodos De Equilibrio Limite.	49
5. METODOLOGÍA	51
5.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE	51
5.2. PLAN DE TRABAJO	51
5.3. ENSAYOS Y VISITAS DE CAMPO	52
5.4. LABORATORIOS.....	52
5.5. ANALISIS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	52
5.6. COMPILACIÓN DEL INFORME	52
6. MARCO GEOLÓGICO.....	53
6.1. ESTRATIGRAFIA	53
6.1.1. Formación Tablazo (kit).	54
6.1.2. Formación Simití (Kis).....	56
6.1.3. Depósito Coluvial (Qcl).	58
6.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	58
6.2.1. Región oriental.....	58
6.2.2. Región central.....	58
6.2.1.1. Falla Del Suarez	59
6.2.2. Región occidental	60
7. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	61
7.1. AMARRES GEODÉSICOS	61
7.1.1. Georeferenciación.....	62
7.1.2. Procesamiento de La Información.	63
7.1.3. Estudios Topográficos.....	63
7.1.4. Levantamiento de Detalles.....	63
8. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	66
8.1. PERFORACIONES.....	66
8.1.1. Ensayo de Penetración Estándar SPT.....	67
8.2. EXPLORACION GEOFISICA MEDIANTE REFRACCION SISMICA.....	71
8.2.1. Ensayo de Ondas Superficiales	73
8.2.2. Parámetro Geomecánicos	75

8.2.3. Clasificación Del Suelo Según NSR-10	76
8.2.4. Metodología del trabajo.....	77
8.3. ENSAYO MEDIANTE TOMOGRAFIA ELECTRICA	85
8.3.1. Metodología Del Trabajo.....	86
8.3.2. Trabajo realizado e interpretación.....	86
9. SELECCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	93
9.1. VALORES DE CORRELACIÓN CON ENSAYOS DE SPT	93
9.1.1. Propiedades Características De Los Suelos.....	98
9.2. ENSAYOS DE LABORATORIO	111
9.3. VALORES TÍPICOS BIBLIOGRAFÍA DE CONSULTA	116
9.4. PARAMETROS DE RESISTENCIA POR RETROCÁLCULO	117
9.5. PERFIL ESTRATIGRÁFICO	119
10. CONSIDERACIONES HIDROGEOLÓGICAS.....	120
11. CONSIDERACIONES SÍSMICAS.....	121
11.1. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO	125
12. ANALISIS DE INGENIERIA	127
12.1. MECANISMO DE FALLA.....	127
12.2. FACTOR DETONANTE	127
12.3. METODO DE ANALISIS	128
12.4. CONDICION ACTUAL DEL TALUD.....	129
12.5. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	130
12.5.1. Alternativa de Solución Técnicas	131
12.5.2. Evaluación Técnica De Las Alternativas De Solución.....	143
12.5.3. Evaluación Económica De Las Alternativas De Solución.....	143
12.6. OBRAS DE DRENAJE.....	148
12.7. OBRAS DE ESTABILIZACIÓN	148
12.8. ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN.....	149
12.8.1. Etapa 1.....	149
12.8.2. Etapa 2.....	149
12.8.3 Etapa 3.....	149

12.8.4 Etapa 4.....	149
12.9. CONTROL Y SEGUIMIENTO DE OBRA	150
13. ESPECIFICACIONES TECNICAS	151
14. CONCLUSIONES	152
15. RECOMENDACIONES	154
BIBLIOGRAFIA	155

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Valores totales mensuales de Precipitación.....	27
Tabla 2. Clasificación de los movimientos	38
Tabla 3 Relación de Perforaciones	66
Tabla 4 Correlaciones parámetros geomecánicos.....	75
Tabla 5 Clasificación de suelos de acuerdo con la NSR-10. Tabla A.2.4-1 Clasificación de los perfiles de suelo.....	76
Tabla 6. Datos obtenidos en los ensayos de Ondas Superficiales MASW1D.....	81
Tabla 7 Valores de Correlación con Ensayos de SPT	93
Tabla 8 Correcciones respectivas al SPT Sondeo 2.....	94
Tabla 9 Peso Unitario Correlacionado con el SPT Sondeo 3	96
Tabla 10 Peso Unitario Correlacionado con el SPT Sondeo 2	98
Tabla 11 Peso Unitario Correlacionado con el SPT Sondeo 3	100
Tabla 12. Módulo de Elasticidad Correlacionado con el SPT Sondeo 2	101
Tabla 13. Módulo de Elasticidad Correlacionado con el SPT Sondeo 3	103
Tabla 14. Angulo de Fricción Interno Sondeo 2. Correlaciones con SPT	104
Tabla 15. Análisis de las Correlaciones del Angulo de Fricción con el SPT Sondeo 2	106
Tabla 16. Angulo de Fricción Interno sondeo 3.....	107
Tabla 17. Análisis de las Correlaciones del Angulo de Fricción con el SPT Sondeo 3	108
Tabla 18 Velocidad de Onda Sondeo 2	109
Tabla 19 <i>Velocidad de Onda Sondeo 3</i>	110
Tabla 20 Resistencia al Corte sin Drenaje Sondeo 2.....	110
Tabla 21 Resistencia al Corte sin Drenaje Sondeo 3.....	111
Tabla 22 Ensayos de Laboratorio y Normas Aplicadas:	112

Tabla 23 Resumen de Ensayos de Laboratorio:	113
Tabla 24 Resumen de Ensayos de Laboratorio:	114
Tabla 25Resumen de Ensayos Corte Directo	115
Tabla 26 Resumen de Ensayos Corte Directo	115
Tabla 27 Resumen de Ensayos Peso Unitario	115
Tabla 28 Valores Típicos Parámetros Geotécnicos	116
Tabla 29 Caracterización Geomecánica de Materiales.....	118
Tabla 30 Perfil del suelo	119
Tabla 31 Datos Para Espectro De Amenaza Uniforme.....	123
Tabla 32 Factores de seguridad – Condición actual del talud	129
Tabla 33 Factores de seguridad – Condición actual del talud	132
Tabla 34 Factores de seguridad – Condición Alternativa 2.....	135
Tabla 35. Factores de seguridad – Condición Alternativa 3.....	138
Tabla 36 Factores de seguridad – Condición Alternativa 4.....	141
Tabla 37 Resumen Factores de Seguridad Alternativa de Solución	143

LISTA DE IMÁGENES

	Pág.
Imagen 1. Mapa localización general del proyecto	23
Imagen 2 ubicación de la Tomografía Eléctrica 2D T1 en la zona de la inestabilidad geológica del Patinódromo de la Villa Olímpica, municipio del Socorro, Santander	24
Imagen 3. Deposito Coluvión	32
Imagen 4. Longitud y ángulo de recorrido.....	36
Imagen 5 . Efecto del volumen del deslizamiento en la longitud recorrido	37
Imagen 6. Deslizamiento en masa (Block Slide).....	39
Imagen 7. Deslizamiento Rotacional (Rotational landslide)	40
Imagen 8. Movimiento Rotacional.....	41
Imagen 9 Deslizamiento Traslacional (Translational landslide)	42
Imagen 10. Flujo de bloques de roca y residuos en la excavación de un “Talus” para la construcción de una vía	47
Imagen 11 Formación de grandes flujos de lodos	48
Imagen 12. Mapa Geológico regional y de Localización del área de ejecución del Estudio Geoeléctrico en la Villa Olímpica del municipio del Socorro, Santander.	55
Imagen 13. Esquema estructural	60
Imagen 14 Registro fotográfico estudio realizado de topografía - Patinódromo	64
Imagen 15 Plano Levantamiento Topográfico– Patinódromo	65
Imagen 16 Localización de las perforaciones realizadas	68
Imagen 17. Perfil de Resistencia a partir del SPT	69
Imagen 18 Perfil de Resistencia a partir del SPT.....	70
Imagen 19. Registro fotográfico perforaciones en campo.....	71
Imagen 20 Esquema de las Ondas generadas por medio	72

Imagen 21 Arreglo Característico de los componentes fundamentales empleados en los ensayos de Refracción Sísmica y Ondas Superficiales	74
Imagen 22. Modelo simplificado de 2 capas	79
Imagen 23. Modelo Tomografía 2D	80
Imagen 24 Resultado Ensayo de Ondas Superficiales MASW1D.	82
Imagen 25 Detalle de la instalación del multicable para la conexión de los Geófono para el ensayo de refracción sísmica y de Ondas Superficiales Línea Sísmica LS1.....	85
Imagen 26 Gráfico de resistividades.....	88
Imagen 27. Tomografía 2D	90
Imagen 28. Centro de adquisición de datos para la Tomografía Eléctrica 2D T1 ..	91
Imagen 29 Centro de adquisición de datos para la Tomografía Eléctrica 2D T1 ...	91
Imagen 30 Extendida del multicable para la Tomografía Eléctrica 2D T1.....	92
Imagen 31 Extendida del multicable para la Tomografía Eléctrica 2D T1.....	92
Imagen 32 Módulo de Elasticidad Correlacionado con el SPT	102
Imagen 33 Gráfica de plasticidad vs profundidad de cada sondeo.....	116
Imagen 34 Curvas De Amenaza Para Diferentes Periodos Estructurales	123
Imagen 35. Espectro Uniforme De Amenaza Para Diferentes Probabilidades De Excedencia En 50 Años.	125
Imagen 36 Modelaciones en condición estática y dinámica – Condición actual del talud.	130
Imagen 37. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)	132
Imagen 38. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)	133
Imagen 39. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.76 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.32m.	133

Imagen 40. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.03 y deformación máxima en la corona del talud de 0.12m.....	134
Imagen 41. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Título H)	135
Imagen 42. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Título H)	136
Imagen 43. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.76 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.10m.	136
Imagen 44. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.02 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.066m	137
Imagen 45. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Título H)	138
Imagen 46. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Título H)	139
Imagen 47. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.80 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.60m.	139
Imagen 48. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.02 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.20m	140
Imagen 49. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, menores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Título H)	141
Imagen 50. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, menores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Título H)	142
Imagen 51. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 0.95 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.094m	142

Imagen 52. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos.
Factor de Seguridad de 0.47 y un desplazamiento total máximo en la corona
del talud de 0.60m143

RESUMEN

TITULO: ESTUDIO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD SUPERIOR DEL PATINODROMO, UBICADO EN EL MUNICIPIO DEL SOCORRO – SANTANDER*

AUTORES: MANUEL SALVADOR AMAYA PICO**

PALABRAS CLAVES: Talud, estabilización, geología.

Los deslizamientos presentados en los taludes durante los períodos de lluvias intensas se pueden generar efectos catastróficos sobre la comunidad, lo que se traduce en pérdidas monetarias y en el peor de los casos, vidas humanas. El agua es uno de los agentes detonantes con mayor incidencia en la estabilidad de los taludes junto con otros factores, tales como la topografía, litología y características geomecánicas de los mismos.

En el presente proyecto se estudia la estabilidad del talud superior del Patinódromo en el sector de la Villa Olímpica del municipio de Socorro, para el cual se realizó la investigación del subsuelo mediante exploración de campo, caracterización físico-mecánica de los suelos encontrados, localización del nivel freático, elaboración del perfil de los suelos, análisis de estabilidad y diseño de obras de estabilización.

El tipo de movimiento presentado en la zona de estudio corresponde a un deslizamiento local rotacional a lo largo de una superficie cóncava desarrollada a través del Saprolito. Se encontró que el detonante principal corresponde al agua de infiltración y subsuperficial que saturó el talud produciendo pérdida de confinamiento del mismo, lo que generó aumento de su peso propio y reducción de las propiedades geomecánicas de los materiales, afectando la estructura de contención. En aras de darle solución a la problemática anterior, se plantearon varias alternativas de solución analizándolas desde la parte técnica y constructiva como económica ya que juega un papel fundamental en la ejecución de cualquier proyecto.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de ingeniería civil. Director: Ing. MSc. Wilfredo Del Toro Rodríguez

ABSTRACT

TITLE: STUDY FOR STABILIZATION OF SLOPE UNDER OF SKATING RINK, LOCATED EN THE MUNICIPALITY SOCORRO – SANTANDER*

AUTHOR: MANUEL SALVADOR AMAYA PICO**

KEYWORDS: Slope, stabilization, geology

The landslides presented in the slopes during the periods of intense rains can generate catastrophic effects on the community, which translates into monetary losses and in the worst case, human lives. Water in one of the detonating agents with greater incidence in the speed of the slopes with other factors, stories such as topography, lithology and geomechanical characteristics of the same. In this project the stability of the upper slope of Patinódromo is studied in the area of the Olympic Village of the municipality of Socorro, for which the investigation is was carried underground by scanning field, physico-mechanical Soil found characterization, location of the water table, preparing the soil profile, stability analysis and design works Stabilization.

The type of movement presented in the study area corresponds to a rotational local slip along a concave surface developed through the Saprolito. It was found that the main trigger corresponds to the infiltration and subsurface water that saturated the slope, producing a loss of confinement, which generated an increase in its own weight and a reduction in the geomechanical properties of the materials, affecting the containment structure. In order to give a solution to the previous problem, several solution alternatives were considered, analyzing them from the technical and constructive side as well as the economic ones since they play a fundamental role in the execution of any project

* Degree work

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de ingeniería civil. Director: Ing. MSc. Wilfredo Del Toro Rodríguez

INTRODUCCION

El Socorro hace parte de uno de los municipios del Departamento de Santander con mayor susceptibilidad a problemas de deslizamientos de tierra, debido a factores tales como su relieve, la sismicidad, la meteorización de los suelos y a los intensos períodos de lluvias de la zona, que han producido deslizamientos afectando a la población y causando pérdidas tanto materiales como humanas.

Les corresponde a las autoridades competentes y a los profesionales en el área de la geotecnia, la identificación previa y la implementación de medidas de prevención o control, como solución que provea a la población de una mayor seguridad y riesgo ante esta problemática.

Con el fin de ofrecer solución a la amenaza existente que se ha acentuado con las lluvias frecuentes en la zona de estudio y con el propósito de establecer las posibles medidas de mitigación y control, se ha planteado el presente proyecto, para estudiar y evaluar el talud en referencia, analizar las causas de inestabilidad y estudiar las posibles soluciones de estabilización, las cuales permitirán a la comunidad afrontar el problema y disminuir el riesgo.

El presente proyecto plantea la estabilidad del talud superior del Patinódromo en el sector de la villa Olímpica del municipio de Socorro, en el cual se estudiarán alternativas de solución teniendo en cuenta aspectos técnicos y económicos para su evaluación.

A continuación se resume la estructura general de este trabajo de aplicación:

Capítulo 1: Se hace de manera resumida la descripción del proyecto y su localización.

Capítulo 2: Se realiza una justificación del proyecto.

Capítulo 3: En este capítulo se muestran los objetivos del proyecto, tanto generales como específicos.

Capítulo 4: corresponde al marco teórico que soporta el proyecto.

Capítulo 5: En este capítulo, se presenta la metodología utilizada para desarrollar el proyecto.

Capítulo 6: Se presenta el marco geológico, geomorfológico y la geología estructural de la zona de estudio.

Capítulo 7: Se presenta la información referente al levantamiento topográfico.

Capítulo 8: Se muestra toda la exploración geotécnica realizada, tales como perforaciones, ensayos de laboratorio realizados, perfiles de los suelos encontrados, ensayos de exploración geofísica, etc.

Capítulo 9: Se presenta la selección de parámetros geotécnicos utilizados con base en correlaciones y las propiedades o características de suelos estudiados mediante los resultados de laboratorio.

Capítulo 10: En este capítulo se incluyen las consideraciones hidrológicas estudiadas y analizadas del sitio.

Capítulo 11: Se presentan las consideraciones sísmicas del sector.

Capítulo 12: En este capítulo se incluye el diagnóstico de ingeniería, en cuanto al factor detonante y al mecanismo de falla del deslizamiento. Además se presenta el análisis de ingeniería que incluye la evaluación técnica y económica de las alternativas de solución.

Capítulo 13: Se incluyen las especificaciones técnicas del proyecto.

Capítulo 14: En este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones del proyecto.

Capítulo 15: Se muestra las citas bibliográficas.

Capítulo 16: Se presenta la bibliografía o fuentes utilizadas para el desarrollo de este proyecto.

Capítulo 17: Se anexan documentos soportes.

1. DESCRIPCION DEL PROYECTO Y LOCALIZACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En la actualidad el patinódromo ubicado en el municipio del Socorro – Santander en la parte superior del talud, presenta deslizamientos activados por las fuertes lluvias acaecidas en el sector, lo que ha generado deterioro en la zona de práctica de deportes y riesgos para la comunidad.

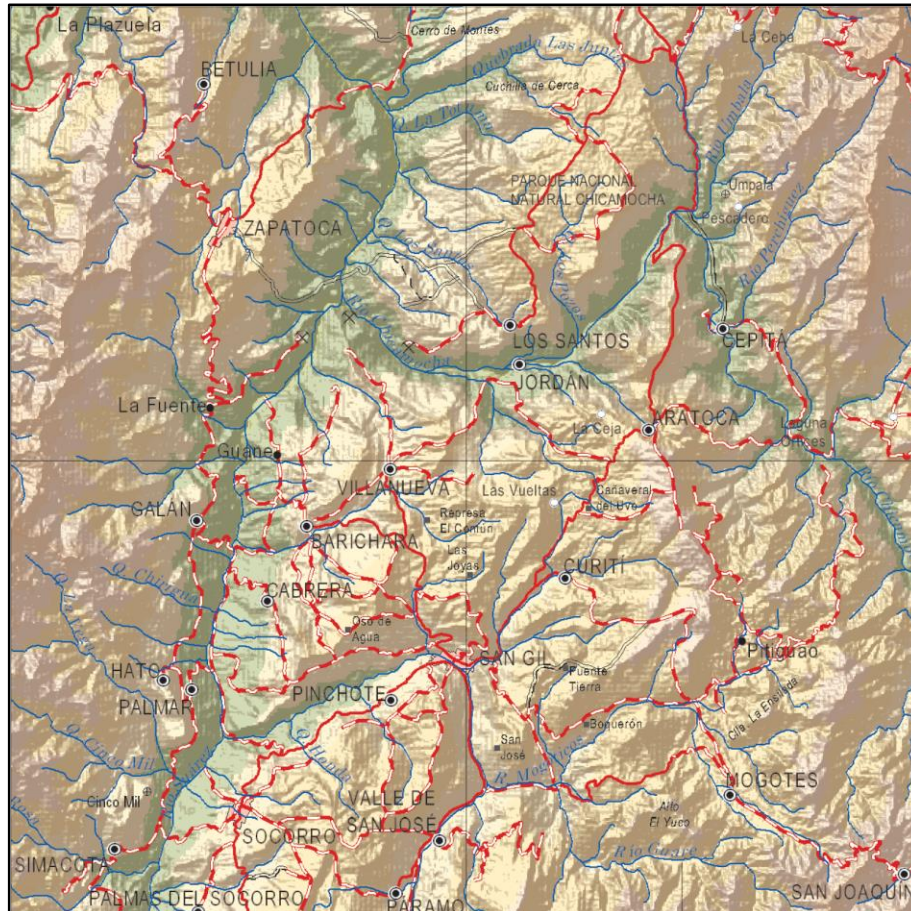
Se observa en la zona de inestabilidad presencia de suelos coluviales, cortes de los taludes que oscilan entre 5 y 6 metros de altura y grandes desplazamientos en las cimentaciones de las estructuras. Así mismo, se observa presencia de gran cantidad de agua que aflora en el pie del talud.

Para la población es de gran importancia la rápida intervención de la obra, debido a que presenta un gran problema de riesgo a la comunidad y que éste patinódromo hace parte de uno de los pocos espacios deportivos de esparcimiento en el municipio.

1.2. LOCALIZACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en el sector villa olímpica a 2 Km del municipio de Socorro departamento de Santander, con coordenadas Norte: 1.204.866,576 Este: 1.090.309.257 Cota: 1363.471, Ver imagen 1.

Imagen 1. Mapa localización general del proyecto



Fuente. Mapa Georeferenciación

En la Imagen 2, se muestra la ubicación del proyecto en el cual se puede observar claramente la zona de inestabilidad presentada en el sector.

Imagen 2 ubicación de la Tomografía Eléctrica 2D T1 en la zona de la inestabilidad geológica del Patinódromo de la Villa Olímpica, municipio del Socorro, Santander



Fuente. Satelital de Google Earth

1.3 CLIMATOLOGIA O METEOROLOGIA

Clima: Debido a su situación geográfica, el municipio del Socorro presenta características climatológicas de bosque húmedo pre-montano, comprende una precipitación promedio anual de 1.200 a 2.000 mm.

La temperatura máxima promedio anual es de 33°C y la mínima 11°C, con un promedio de 23 °C. La pluviosidad de la zona presenta un comportamiento bimodal, presentando dos regímenes húmedos y dos regímenes secos, acentuándose la precipitación en los meses de abril y octubre y una temporada de bajas precipitaciones que se acentúa en los meses de enero y marzo.

Para el análisis climático de la zona de estudio del municipio de Socorro se tomó la información meteorológica de la estación “Alberto Santos” manejada por CENICAFE ^[1], que se encuentra localizada en la vereda Morros dentro del ambiente típico de la región, siendo esta la más cercana al área de influencia. (E.O.T Municipio de Socorro).

Precipitación: En la distribución espacial y temporal de la precipitación, se tiene en cuenta el factor relacionado con la denominada zona de Convergencia Intertropical (ZCIT); dicha 44 convergencia se produce a gran escala, cuando los vientos Alisios de los dos hemisferios se encuentran próximos unos a otros.

Durante el mes de enero la ZCIT se encuentra en su posición más meridional, en el mes de abril se encuentra en el centro de Colombia, mes en que comienza el primer periodo lluvioso del año que dura hasta junio; en los meses de julio y agosto la zona de convergencia se localiza en su posición más septentrional y nuevamente avanza hacia el sur en los meses de septiembre, octubre y noviembre originando un segundo período lluvioso. De esta forma se desarrollan dos períodos de lluvia, con

un periodo seco intermedio durante los meses de julio y agosto y un segundo más seco, durante los meses de diciembre, enero, febrero y parte de marzo.

Se observa un régimen típico del carácter orográfico de la precipitación, asociado a la variación interanual de la zona de convergencia Intertropical. La precipitación promedio anual de 1.537.1 milímetros.

El comportamiento bimodal se registra con dos períodos lluviosos distribuidos en abril y mayo en el primer semestre y de agosto a noviembre en el segundo semestre. El primer período seco comprende de los meses de diciembre a febrero y el segundo los meses junio y julio.

Temperatura. La distribución de la temperatura en esta zona tropical está influenciada por la variación diurna y la altitud orográfica. Para este parámetro se toman los datos de la estación “Alberto Santos” como se mencionó anteriormente. La temperatura máxima promedio anual es de 33°C y la mínima 11°C, con un promedio de 23 °C ^[1].

1.3.1. Referencia De Estaciones Meteorológica

IDEAM – Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales Sistema de Información Nacional Ambiental

ESTACION 24015370 – HACIENDA MAJAVITA UL – SOCORRO - SANTANDER

ESTACION 24015370 - HDA MAJAVITA UL				
FECHA DE PROCESO	11/03/2016		LATITUD	0628 N
FECHA INSTALACION	2010-MAYO		LONGITUD	7314 W
FECHA SUSPENSION	***		ELEVACION	1382 m.s.n.m
TIPO EST	CP		DPTO	SANTANDER
ENTIDAD	1	IDEAM	MUNICIPIO	SOCORRO

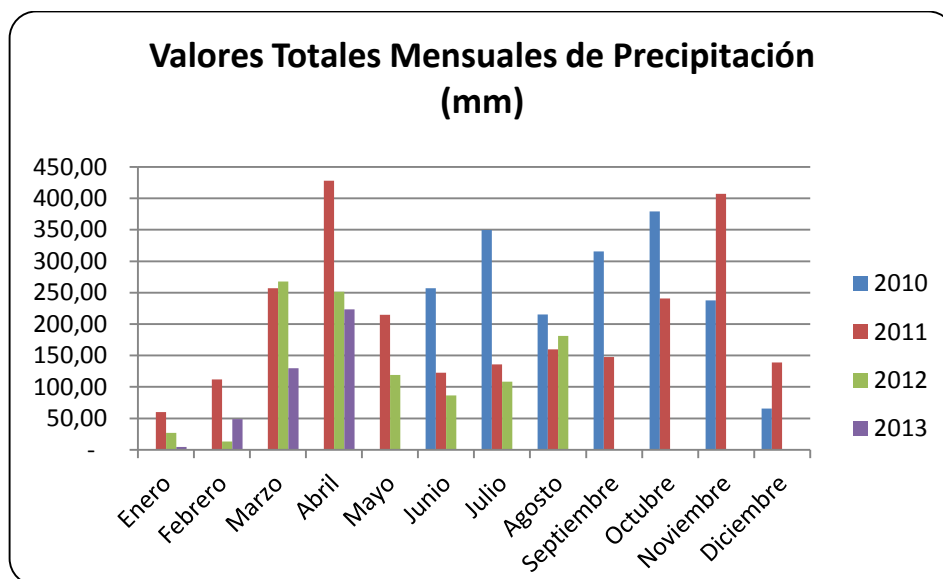
ESTACION 24015370 - HDA MAJAVITA UL				
REGIONAL	8	SANTANDERES	CORRIENTE	SUAREZ

Tabla 1. Valores totales mensuales de Precipitación

VALORES TOTALES MENSUALES DE PRECIPITACION (mm)					
AÑO					
M E S		2010	2011	2012	2013
	Enero	-	59.8	27.0	4.4
	Febrero	-	112.1	13.1	48.9
	Marzo	-	257.1	267.8	129.6
	Abril	-	428.0	251.4	223.6
	Mayo	-	214.9	119.2	-
	Junio	257.2	122.7	86.4	-
	Julio	349.4	135.7	108.3	-
	Agosto	215.1	159.7	181.0	-
	Septiembre	315.7	147.5	0.0	-
	Octubre	379.0	240.6	0.0	-
	Noviembre	237.8	407.1	0.0	-
	Diciembre	65.5	139.0	0.0	-
	Vr. Anual	1819.7	2424.2	1054.2	406.5

MEDIOS	MAXIMOS	MINIMOS
30.4	59.8	4.4
58	112.1	13.1
218.2	267.8	129.6
301	428	223.6
167.1	214.9	119.2
155.4	257.2	86.4
97.8	349.4	108.3
185.3	215.1	159.7
231.6	315.7	147.5
309.8	379	240.6
322.5	407.1	237.8
102.3	139	65.5
2279.3	428	4.4

Fuente. Información tomada del IDEAM



Fuente. Información tomada del IDEAM

2. JUSTIFICACIÓN

El municipio del Socorro es una población en la que una de las pasiones de su gente es el patinaje; una disciplina deportiva que ha conquistado su cultura, con la cual se identifican, por la que luchan y con la que quieren triunfar. El patinódromo es el sueño de muchos niños socorranos y de ciertos adultos (Fuentes, Yoelenis. 2012), los cuales hoy en día ven truncados esos sueños, por los problemas presentados en su campus deportivo.

El problema de inestabilidad presentado en el talud superior del patinódromo del Socorro se ha ido incrementando con los fuertes períodos de lluvias acaecidas en el sector, lo que ha generado gran preocupación en los dirigentes y comunidad en general, debido al riesgo que representa para la integridad de los usuarios éste campo deportivo.

Así mismo, para garantizar la seguridad de la comunidad se han suspendido temporalmente las actividades en este sector, lo que ha generado incomodidad, inconformidad y desilusión de los mismos, ya que el patinódromo representa para ellos una obra de gran importancia para el desarrollo de sus potenciales y para su preparación física y deportiva.

La realización de este proyecto cobra gran importancia bajo estas consideraciones dado que proporcionará a los dirigentes del municipio opciones viables para la solución de la problemática presentada.

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVO GENERAL

Proponer alternativas de estabilización para el talud superior del Patinódromo, teniendo en cuenta aspectos técnicos y económicos ubicados en el municipio de Socorro-Santander.

3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar un estudio geotécnico del sector y proponer alternativas de solución.
- Comparar técnica y económicamente las alternativas propuestas.
- Proporcionar recomendaciones de la alternativa seleccionada para mitigar los efectos de los problemas geotécnicos identificados.

4. MARCO TEÓRICO

4.1. ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS

La formación de los suelos se da a través de un proceso de transformación del material que la conforma, llamado meteorización o interperismo, en el cual la roca es atacada por mecanismos de desintegración y descomposición que se atribuyen al agua, la atmosfera, las plantas, la vida animal, el clima y al tiempo ^[3]. Estos elementos pueden ser clasificados dentro de dos grupos de agentes generadores de suelos, según su acción se considere de tipo físico o químico.

Existen diferentes tipos de suelos entre los que se mencionan brevemente los siguientes:

4.1.1. Suelos Residuales Los suelos residuales se formaron “in-situ” por la meteorización mecánica y química de las rocas. Estos suelos son muy comunes en las zonas tropicales. Entre los cuales se encuentran las lateritas y los saprolitos.

La estabilidad de los suelos tropicales es compleja de evaluar. Los deslizamientos son muy comunes en los suelos residuales especialmente, en períodos de lluvias, debido a que permiten la infiltración del agua y se pueden activar fácilmente.

4.1.2. Suelos Aluviales Los suelos aluviales son depósitos transportados por el agua en movimientos y depositados cuando la velocidad del agua ha disminuido, estos materiales pueden ser de origen fluvial o lacustre y pueden incluir partículas finas, gruesas o entremezcladas.

Los depósitos aluviales generalmente, son estratificados y la permeabilidad en la dirección horizontal es mayor que en la dirección vertical. Los depósitos aluviales varían en tamaño desde grandes bloques hasta arcilla coloidal, de acuerdo con la velocidad del cuerpo del agua en que se sedimentaron.

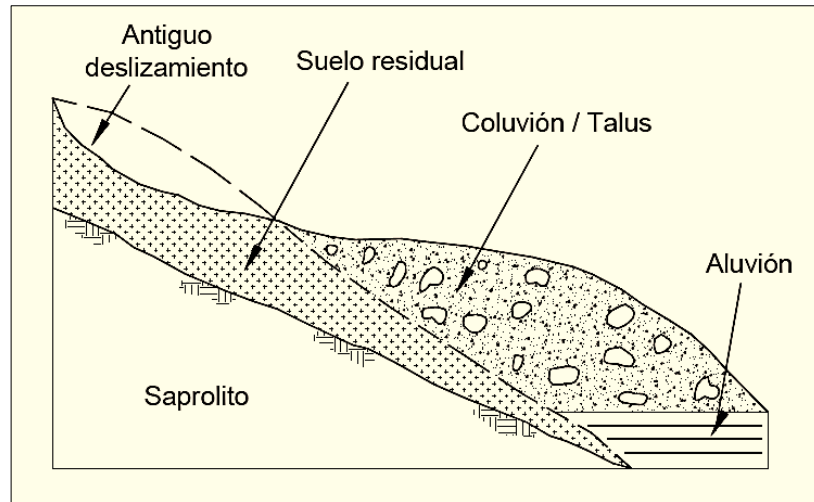
En ocasiones, los suelos aluviales presentan una matriz de arcilla cementando los granos de arena, grava y limos. Estos cementantes son generalmente, óxidos de hierro o arcillas. Los suelos aluviales cementados forman en ocasiones, terrazas altas con niveles freáticos colgados muy susceptibles a los deslizamientos.

4.1.3. Suelos coluviales Un coluvión es una masa incoherente de materiales sueltos y heterogéneos, de suelo o fragmentos de roca depositados por lavado de la lluvia, reptación o deslizamiento, los cuales comúnmente se depositan en la base de las laderas ^[4]. El coluvión típico es una mezcla de fragmentos angulares y materiales finos.

Los coluviones generalmente consisten en mezclas heterogéneas de suelo y fragmentos de roca que van desde partículas de arcillas, hasta rocas de varios metros de diámetros; se les encuentra a lo largo de las partes bajas de los valles o a la mitad de talud, formando áreas de topografía ondulada, mucho más suave que la de las rocas que produjeron los materiales del coluvión.

El coluvión es un material derivado de la descomposición de las rocas, que ha sido transportado ladera abajo por la fuerza de gravedad. Puede variar en composición desde un conglomerado de bloques sin matriz, hasta una masa de material fino o con sólo algunos bloques.

Imagen 3. Deposito Coluvión



Fuente. Suarez, Díaz. Jaime. 1998

Los suelos coluviales son un sub-producto de otros materiales como lutitas, arcillolitas, lodolitas, limolitas, etc. (Ingrim, 1953; Spears y Taylor, 1972; Dick y Shakoore, 1995). Igualmente una gran cantidad de coluviones están relacionados con estratificaciones de areniscas, limolitas y arcillolitas en capas delgadas.

Los coluviones se comportan de forma similar al suelo residual y en ocasiones, es difícil diferenciarlos, especialmente cuando sólo se dispone de información de sondeos. Es común encontrar coluviones que abarcan áreas de varios kilómetros cuadrados y que presentan varios movimientos relativos diferentes dentro de la gran masa coluvial.

4.2. DESLIZAMIENTOS

Los deslizamientos ("Landslides") consisten en "movimientos de masas de roca, residuos o tierra, hacia abajo de un talud" (Suarez, Díaz. Jaime. 1998). En el término "deslizamiento" se incluyen tanto los procesos de erosión como los procesos

denudacionales. La naturaleza precisa del proceso no está incluida en la definición e incluye procesos que son producto de la acción de las fuerzas gravitacionales, hidráulicas, etc. En el presente texto no se utiliza la denominación “Fenómeno de remoción en masa” (Mass Wasting), por considerarlo poco universal. Sin embargo, en Colombia, este término es utilizado regularmente. Algunos países utilizan otros nombres autóctonos como “deslaves”.

Los movimientos ocurren generalmente a lo largo de las superficies de falla, por caída libre, movimientos en masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera, pueden moverse hacia abajo mientras otros se mueven hacia arriba. Los fenómenos de inestabilidad incluyen, generalmente, una combinación de procesos erosionales y denudacionales interrelacionados entre sí y a menudo mezclados.

Por ejemplo, la erosión en ríos es un fenómeno activador de movimientos en masa y los dos fenómenos actúan conjuntamente en el proceso de inestabilidad. Los procesos denudacionales pueden activar procesos erosionales y viceversa. Los procesos de erosión actúan generalmente sobre las capas más subsuperficiales del perfil y los denudacionales o de “remoción en masa” afectan el perfil a una profundidad considerable.

4.2.1. Partes de un deslizamiento Se muestra un deslizamiento típico o desplazamiento en masa. Las partes principales (Alcántara Ayala, Irasema. 1999) son las siguientes:

- **Cabeza:** Parte superior de la masa de material que se mueve. La cabeza del deslizamiento no corresponde necesariamente a la cabeza del talud. Arriba de la cabeza está la corona.
- **Cima.** El punto más alto de la cabeza, en el contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

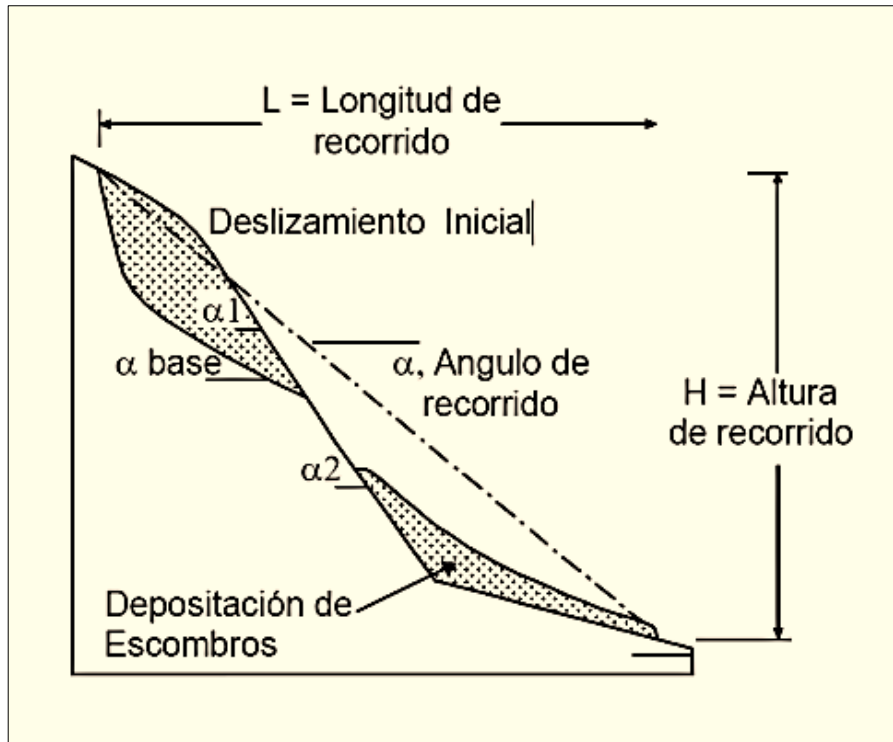
- **Corona.** El material que se encuentra en el sitio, (prácticamente inalterado), adyacente a la parte más alta del escarpe principal, por encima de la cabeza.
- **Escarpe principal.** Superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de la falla.
- **Escarpe secundario.** Superficie muy inclinada producida por el desplazamiento diferencial dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios.
- **Superficie de falla.** Área por debajo del movimiento y que delimita el volumen del material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de la falla no se mueve, mientras que el que se encuentra por encima de ésta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla.
- **Pie de la superficie de falla.** La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- **Base.** El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.
- **Punta o uña.** El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.
- **Cuerpo principal del deslizamiento.** El material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla. Se pueden presentar varios cuerpos en movimiento.
- **Superficie original del terreno.** La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.
- **Costado o flanco.** Un lado (perfil lateral) del movimiento. Se debe diferenciar el flanco derecho y el izquierdo.

Dimensiones de los movimientos

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por el IAEG (Figura 1.6)

- **Ancho de la masa desplazada Wd .** Ancho máximo de la masa desplazada, perpendicular a la longitud Ld .
- **Ancho de la superficie de falla Wr .** Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicular a la longitud Lr .
- **Longitud de la masa deslizada Ld .** Distancia mínima entre la punta y la cabeza.
- **Longitud de la superficie de falla Lr .** Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.
- **Profundidad de la masa desplazada Dd .** Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por Wd y Ld .
- **Profundidad de la superficie de falla Dr .** Máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por Wr y Lr .
- **Longitud total L .** Distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.
- **Longitud de la línea central Lc .** Distancia que hay desde la punta (o uña) hasta la corona del deslizamiento, a lo largo de los puntos ubicados sobre la superficie original y equidistantes de los bordes laterales o flancos.

Imagen 4. Longitud y ángulo de recorrido.



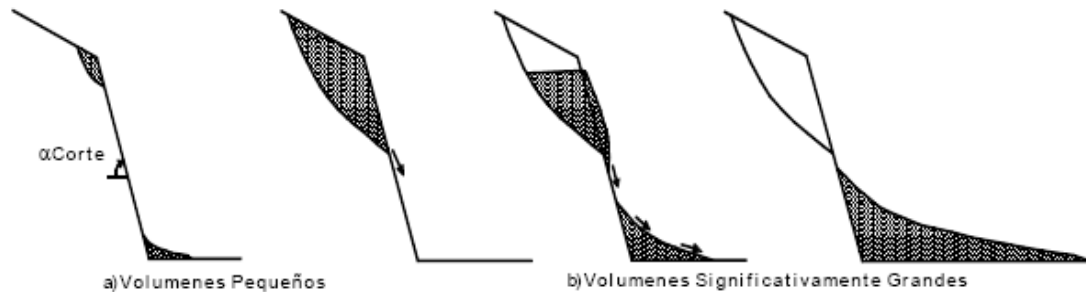
Fuente. Suarez Díaz, Jaime. 1998

En los movimientos de flujo, especialmente en los flujos rápidos, el ángulo y la longitud de recorrido, pueden determinar la magnitud del riesgo. El ángulo de desplazamiento inicial determina las condiciones al inicio del movimiento y el ángulo de recorrido (ver imagen 4) afecta el proceso del flujo hasta que se detiene o alcanza su longitud total de recorrido. Esta longitud depende del ángulo de inclinación y geometría del talud, del tipo de material, del contenido de agua, del volumen del Deslizamiento y del confinamiento del canal de flujo, entre otros factores. Por ejemplo, a mayor volumen del deslizamiento, mayor es la longitud de recorrido, Hunter y Fell (2003) indican algunas de las condiciones que influyen en la longitud de recorrido:

- La distancia de recorrido es significativamente mayor, cuando el canal de flujo es confinado.

- Los deslizamientos de menor volumen (menos de 500 m³), con canales de flujo no confinados, depositan los materiales a lo largo de la totalidad del recorrido independientemente del ángulo de desplazamiento. Si el ángulo de inclinación del canal de flujo es menor de 15°, la longitud de recorrido es relativamente corta.

Imagen 5 . Efecto del volumen del deslizamiento en la longitud recorrido



Fuente. Suarez Díaz, Jaime. 1998

- En los deslizamientos de gran volumen, con canales de flujo no confinados, parte del deslizamiento se deposita sobre el talud de origen y otra parte, a lo largo del canal de recorrido. En este caso las distancias de recorrido son significativas aún para pendientes pequeñas del canal de flujo.
- Los deslizamientos rápidos, a lo largo de canales parcialmente confinados, generalmente muestran características similares a aquellos de los canales no confinados.
- En los deslizamientos rápidos, a lo largo de canales confinados de gran pendiente, la longitud de recorrido es grande (independientemente del volumen del deslizamiento) debido a las presiones de aire dentro del flujo.

4.3. CLASIFICACION DE LOS MOVIMIENTOS

Para la clasificación de los deslizamientos se presenta el sistema propuesto por Varnes (1978), el cual tipifica los principales tipos de movimiento. Para el propósito del presente texto, se presentan algunas adiciones a los procesos de movimiento identificados originalmente por Varnes. Algunos de estos movimientos están incluidos en la clasificación de los procesos de deterioro (previos a un deslizamiento) y es difícil identificar cuándo son procesos de deterioro y cuándo son componentes principales del movimiento del talud. Por ejemplo, la erosión se clasifica como un proceso y no como un tipo de movimiento.

Tabla 2. Clasificación de los movimientos

TYPE OF MOVEMENT		TYPE OF MATERIAL	
		DEDROCK	ENGINEERING SOILS
			Predominantly coarse Predominantly fine
FALLS		Rock fall	Debris fall Earth fall
TOPPLES		Rock topple	Debris topple Earth topple
SLIDES	ROTATIONAL	Rock slide	Debris topple Earth slide
	TRANSLATIONAL		
LATERAL SPREADS		Rock spread	Debris spread Earth spread
FLOWS		Rock flow (deep creep)	Debris flow (soil creep) Earth flow
COMPLEX		Combination of two or more principal types of movement	

Fuente. Suarez Díaz, Jaime. 1998

4.4. DESLIZAMIENTOS EN MASA (Traslacionales y Rotacionales)

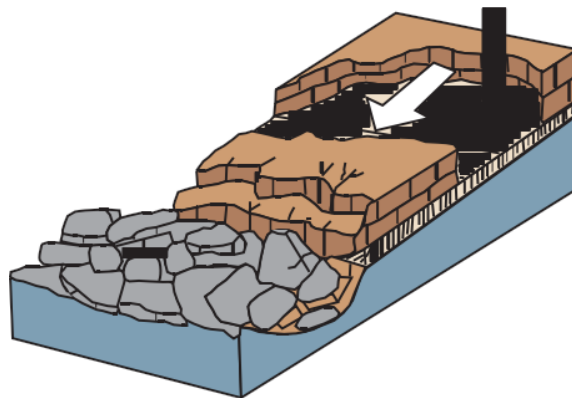
El deslizamiento en masa consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona

relativamente delgada. Los deslizamientos en masa pueden ser de una sola masa coherente que se mueve, o puede comprender varias unidades o masas semi – independientes.

El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la que sería la superficie de falla, sino que se va generando en un proceso gradual. La superficie de falla es una zona d determinado espesor, en la cual se producen cambios volumétricos y desplazamientos relacionados con la falla o rotura, al cortante de los materiales.

Los desplazamientos en masa se pueden subdividir en subtipos denominados deslizamientos rotaciones, deslizamientos Traslacionales o planares y deslizamientos compuestos de rotación y traslación. Esta diferenciación es importante porque puede definir el sistema de análisis y el tipo de estabilización que se va a emplear.

Imagen 6. Deslizamiento en masa (Block Slide)

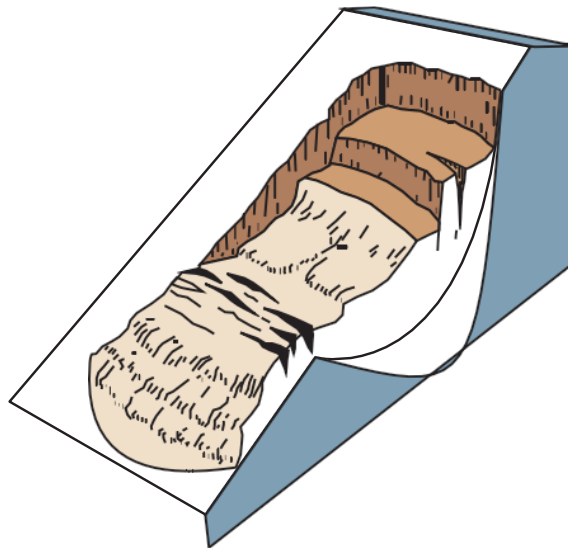


Fuente. González, Gómez, Elena. 2003

4.4.1. Deslizamiento Rotacional (Rotational landslide) Es un desplazamiento rotacional, la superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto al eje paralelo a la superficie y transversal al deslizamiento. El centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento. Visto

en planta, el deslizamiento de rotación posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento. El movimiento produce un área superior de hundimiento y otra inferior de deslizamiento, lo cual genera, comúnmente, flujos de materiales por debajo del pie del deslizamiento. La cabeza del movimiento bascula hacia atrás y los árboles se inclinan, de forma diferente, en la cabeza y en el pie del deslizamiento.

Imagen 7. Deslizamiento Rotacional (Rotational landslide)



Fuente. González, Gómez, Elena. 2003

- Curvatura de la superficie de falla

Los deslizamientos estrictamente rotacionales (círculos de falla) ocurren usualmente en suelos homogéneos, sean naturales o artificiales y debido a su facilidad de análisis son el tipo de deslizamiento más estudiado en la literatura. En las zonas tropicales cuando existe rotación, la superficie de falla generalmente es curva, pero no necesariamente circular, y está relacionada con la presencia de materiales residuales donde la resistencia al corte de los materiales aumenta con la profundidad. Sin embargo, en las zonas de meteorización muy profunda y en los rellenos de altura significativa, algunas superficies de falla se asemejan a círculos.

En la mayoría de los desplazamientos rotacionales se forma una superficie cóncava en forma de “cuchara”. Los desplazamientos rotacionales generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 [6].

Imagen 8. Movimiento Rotacional



Fuente. Hsa-Yang Frang. 1991

En la cabeza del movimiento, el desplazamiento aparentemente es semi-vertical y tiene muy poca rotación. No obstante, se puede observar que la superficie original del terreno gira en la dirección de la corona del talud, aunque otros bloques giren en la dirección opuesta.

La formación de los escarpes semi-verticales en los deslizamientos de rotación facilita la ocurrencia de movimientos retrogresivos o progresivos hacia arriba.

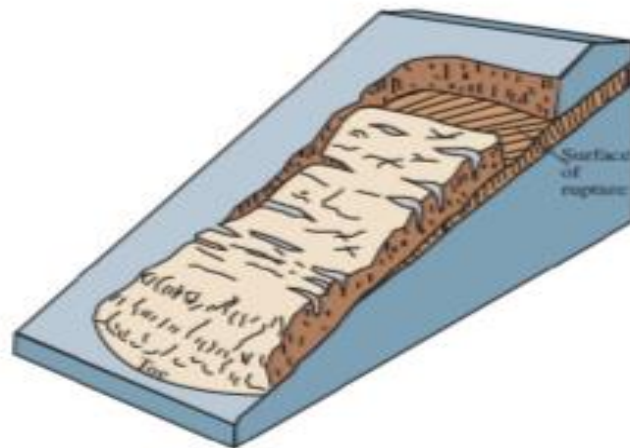
Dentro del deslizamiento ocurren otros desplazamientos curvos que forman escarpes secundarios y ocasionalmente, ocurren varios desplazamientos sucesivos en su origen pero que conforman una zona de desplazamientos rotacionales independientes. Los casos más conocidos de deslizamientos de rotación se presentan en suelos arcillosos blandos con perfil profundo y en suelos residuales con perfiles

meteorizados de gran espesor. También se presentan con frecuencia en los terraplenes. Generalmente, la forma y localización de la superficie de falla está influenciada por las discontinuidades y juntas o planas de estratificación.

4.4.2. Deslizamiento Traslacional (Translational Landslide) En el desplazamiento de traslación la masa se desliza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo. Los movimientos Traslacionales generalmente, tienen una relación D_r/L_r de menos de 0.1.

En muchos desplazamientos de traslación, la masa se deforma y/o se rompe y puede convertirse en flujo, especialmente en las zonas de pendiente fuerte.

Imagen 9 Deslizamiento Traslacional (Translational landslide)



Fuente. Suarez Díaz, Jaime. 1998

- **Influencia de la estructura sobre los deslizamientos de traslación**

Los movimientos de traslación son comúnmente controlados por superficies débiles tales como fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación, foliación, “slickensides” o por el contacto entre la roca y los suelos blandos o coluviones.

A los movimientos sobre discontinuidades sencillas en roca, se les denominan deslizamientos de bloque, los cuales conforman unidades coherentes o grupos de unidades coherentes. Cuando ocurren a lo largo de dos discontinuidades, se les conocen como deslizamientos de cuña y cuando se presentan sobre varios niveles de una familia de discontinuidades, se les puede denominar falla en escalera.

- **Deslizamientos de traslación en suelos residuales.**

En los suelos residuales las diferencias en la meteorización profundas propician la presencia de los deslizamientos de traslación.

Las superficies de falla generalmente coinciden con las zonas de cambio a la resistencia al cortante por efecto de la meteorización. Por ejemplo, en los suelos residuales de rocas ígneas y metamórficas con perfiles de meteorización profundos, son comunes los deslizamientos profundos sobre superficies de falla semi-planas. Los deslizamientos de traslación en suelos residuales, generalmente son rápidos y pueden terminar en flujos.

- **Deslizamientos Compuestos de Traslación y Rotación**

Con frecuencia se presentan movimientos que incluyen dentro del patrón de desplazamiento general, movimientos de traslación y de rotación. A estos movimientos se les conoce como “compuestos”. Igualmente se pueden presentar

hundimientos o extensiones laterales en forma conjunta. La mayoría de los movimientos incluyen varios tipos de desplazamiento, aunque sólo predomina uno.

4.5. ACTIVACIÓN DE LOS FLUJOS

La ocurrencia de flujos puede estar relacionada con los siguientes factores:

- ***Las lluvias***

La saturación de los materiales subsuperficiales puede convertir el suelo en un fluido viscoso. Algunos suelos como los materiales volcánicos, absorben agua muy fácilmente cuando son alterados, fracturados o agrietados por un deslizamiento inicial y esta saturación puede conducir a la formación de un flujo.

- ***El deshielo de nevados***

El deshielo de los nevados puede activar flujos de materiales volcánicos, conocidos con el nombre de “Lahares”.

- ***Los sismos***

Los eventos sísmicos pueden generar un desprendimiento generalizado de bloques de roca que podrían terminar en un flujo. Igualmente, la licuación de los suelos puede terminar en flujos de suelo o lodo.

- ***La alteración de suelos sensitivos***

Algunos flujos resultan de la alteración de suelos muy sensitivos, tales como los sedimentos no consolidados. Las arcillas de origen marino son generalmente muy sensitivas o rápidas.

- **La Velocidad de los Flujos**

Los flujos pueden ser lentos o rápidos así como secos o húmedos y los hay de roca, de residuos o de suelo o tierra. Los flujos muy lentos (o extremadamente lentos) se asimilan en ocasiones, a los fenómenos de reptación. En los flujos existe una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación, la velocidad del movimiento disminuye al profundizar en el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

4.5.1. Tipos de flujos

- *Flujos de bloques de roca*

Los flujos de bloques de roca están compuestos por bloques y cantos de roca, con o sin presencia de materiales finos. Las pendientes de estos taludes comúnmente son muy empinadas (más de 45°).

Inicialmente se presentan como caídos o deslizamientos y rápidamente evolucionan y se transforman a flujos o avalanchas. La pendiente de los flujos es generalmente superior a 20% y es común que haya pendientes de más de 100%.

Su presencia es común tanto en las rocas ígneas y metamórficas muy fracturadas, como en las rocas sedimentarias con ángulos fuertes de buzamiento de los planos de estratificación. En las rocas metamórficas por desplazamientos de traslación a lo largo

de los planos de estratificación. Los flujos de roca de mayor magnitud, generalmente se presentan en las rocas sedimentarias (Gerritsema y otros, 2006).

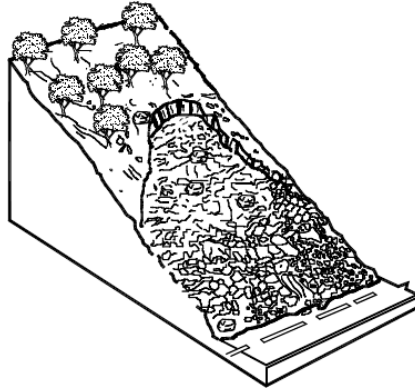
Para la formación de grandes flujos de bloques de roca, se necesita que haya planos importantes de debilidad en el macizo rocoso, tales como intercalaciones de areniscas y lutitas y fallas geológicas cercanas, con aferencias importantes de roca fracturada, para lo cual requieren alturas importantes y pendientes grandes de la superficie del talud.

Los flujos de bloques de roca ocurren con mucha frecuencia en las zonas tropicales de alta montaña y poca vegetación. Como en la cordillera de los Andes. Estos flujos tienen a ser ligeramente húmedos y velocidad va de rápida a muy rápida. La distribución de velocidades simula la de los líquidos viscosos.

- ***Flujos de residuos (Detritos)***

Los flujos de residuos o de detritos son movimientos relativamente rápidos que llegan a ser extremadamente rápidos y están compuestos de materiales gruesos con menos del 50% de finos. Por lo general, un flujo de rocas termina en uno de residuos. Ver Imagen 10.

Imagen 10. Flujo de bloques de roca y residuos en la excavación de un “Talus” para la construcción de una vía



Fuente. Ayala Alcántara, Irasema. 2000

Los materiales se van triturando por el mismo proceso del flujo y se observa una diferencia importante de tamaños entre la cabeza y el pie del movimiento.

Generalmente, los flujos de escombros o de detritos, contienen partículas de diferentes tamaños, árboles y material vegetal, así como diversos objetos arrastrados por el flujo.

El movimiento de los flujos de detritos se activa con las lluvias, debido a la pérdida de resistencia por la disminución de la succión al saturarse el material.

- ***Flujo de Suelo o Tierra***

Los flujos de tierra son movimientos de materiales con más del 50% de finos y su consistencia es líquida. Se inician comúnmente como desplazamientos de rotación o traslación y al acumularse los suelos sueltos abajo del pie del deslizamiento, éstos fluyen sobre la ladera. Los flujos de tierra son rápidos o lentos, de acuerdo con la humedad y la pendiente de la zona de ocurrencia. En las zonas de alta montaña y

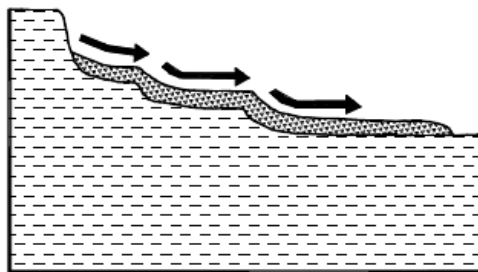
en las desérticas, se presentan flujos muy secos, por lo general pequeños pero de velocidades altas.

- ***Flujos de Lodo***

En los flujos de lodo se habla de viscosidad propiamente dicha, llegando al punto de hablar de suelos suspendidos en agua. Los flujos de lodo alcanzan velocidades muy altas y poseen grandes fuerzas destructoras, las cuales dependen de su caudal y velocidad.

Un flujo de lodo posee tres unidades morfológicas: un origen que generalmente es un deslizamiento, un camino o canal de flujo y finalmente, una zona de acumulación.

Imagen 11 Formación de grandes flujos de lodos



Fuente. Geertsema, 2006.

- ***Densidad del flujo***

La densidad del flujo se mide mediante el porcentaje en peso, de los sedimentos en relación con el agua. Por ejemplo, 30% de sedimentos equivalen al 30% del peso total del agua correspondiente a los sedimentos. Si el porcentaje del peso en los sedimentos es mayor del 80%, se produce flujo de detritos o de lodos. Si el porcentaje es menos del 80% pero mayor del 40%, se produce flujo hiperconcentrado de sedimentos.

Si el porcentaje es menor del 25%, se produce flujo de agua. Igualmente, se debe tener en cuenta el peso unitario total de la mezcla: si el peso unitario es más de 2.0 KN/m³, el flujo corresponde al de una pasta granular y si es menor de 2.0, corresponde a un comportamiento más viscoso y fluido.

4.6. MOVIMIENTOS COMPLEJOS

Con mucha frecuencia los movimientos de un talud incluyen una combinación de dos o más tipos de desplazamiento descritos anteriormente. A este tipo de deslizamiento que involucra varios tipos de movimientos, se le denomina “Complejo”.

Adicionalmente, un tipo de proceso activo puede convertirse en otro, a medida que progresa el fenómeno de desintegración; es así como una inclinación puede terminar en un caído o en un deslizamiento en flujo.

4.7. ANALISIS DE ESTABILIDAD

4.7.1. Métodos De Equilibrio Limite. Durante muchos años se ha realizado el análisis de los movimientos de los taludes o laderas, haciendo uso de las técnicas de límite de equilibrio. Este sistema supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han ido mejorando los sistemas de dovelas desarrollados por Petterson y Fellenius (1936). Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados.

Los métodos de Bishop (1955) y Janbú (1954) han sido muy utilizados en los últimos 50 años y se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como los de Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967), ayudados por programas de software que permiten realizar análisis muy rigurosos. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de estos posee un cierto grado de precisión.

Los métodos de límite de equilibrio comparan las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla y calculan un factor de seguridad.

El factor de seguridad es empleado para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistencias al disponibles al cor tante}}{\sum \text{Esfuerzo al cor tante}}$$

$$F.S. = \frac{\sum \text{de momentos resistentes disponibles}}{\sum \text{momentos actuantes}}$$

5. METODOLOGÍA

Con el propósito de estudiar, definir y caracterizar el tipo de inestabilidad del sitio, así como la concepción de las medidas y el diseño de las obras de estabilización necesarias, se sigue en términos generales la metodología descrita a continuación:

5.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE

Para el desarrollo de este informe se cuenta con la siguiente información existente:

- Levantamiento topográfico detallado del sector en estudio, realizado en el mes de septiembre de 2013.
- Registros de perforaciones y ensayos de laboratorio realizados por la firma Construsuelos en diciembre de 2011, para el estudio de Amenaza, Riesgo y Vulnerabilidad por fenómenos de remoción en masa para el Municipio de Socorro – Santander.
- Geología del Departamento de Santander, INGEOMINAS, 1999.
- Mapa Geomorfológico de Santander, INGEOMINAS, 2003.
- Esquema de Ordenamiento territorial del Municipio de Socorro – Santander
- Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por fenómenos de remoción en masa para el municipio de Socorro departamento de Santander, realizado por la firma Unión Temporal Socorro en el año de 2011.

5.2. PLAN DE TRABAJO

En esta fase se programan las actividades a ejecutar tanto en campo como en oficina, para cumplir con los tiempos y presupuesto estimado.

5.3. ENSAYOS Y VISITAS DE CAMPO

Es esta fase se ubicara en el terreno el perfil adecuado para la realización de los ensayos Geofísicos con Tomografía y Refracción, con el fin de obtener respuesta del suelo en términos de resistividad.

5.4. LABORATORIOS

En esta fase se compilaran los resultados de ensayos de laboratorio existentes, para determinar los parámetros geomecánicos del perfil de diseño.

5.5. ANALISIS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta fase se agrupan los resultados obtenidos en las fases anteriores, se realizará la modelación con software de equilibrio límite y elementos finitos, teniendo en cuenta el perfil de diseño y las propiedades geo mecánicas de los materiales encontrados; se evaluarán los resultados obtenidos cumpliendo con las normativas vigentes, y se realizarán las comparaciones entre alternativas de estabilización, teniendo cuenta aspectos técnicos y económicos, con el fin de dar las recomendaciones finales al problema analizado.

5.6. COMPILACIÓN DEL INFORME

En esta etapa se elabora el informe final con sus respectivas especificaciones de construcción.

6. MARCO GEOLÓGICO

En un marco geológico, regional, la zona se encuentra a 2 Km en línea recta al Sur del Municipio del Socorro, sobre un deposito coluvial, afectando un deposito más antiguo correspondiente al Cretácico superior correlacionable con la formación Simití ^[7].

El área de interés corresponde a rocas sedimentarias cuaternarias tipo coluvial suprayaciendo a cretácicas, las primeras conformadas por fragmentos heterogéneos y heterométricos de areniscas y arcillolitas embebidas en una matriz arcillosa suprayaciendo las rocas del Cretácico, representadas especialmente por calizas arenosas, arcillolitas y calizas arcillosas.

En general la región se caracteriza por presentar una geomorfología denudacional estructural con laderas inclinadas con material coluvial meteorizado que ha dado lugar a la formación de una capa húmica o suelo. Superficialmente se tienen suelos cubiertos por pastos y rastrojos.

6.1. ESTRATIGRAFIA

En este capítulo se ilustran las características litológicas, estructurales, sedimentológicas e hídricas de las unidades de roca del subsuelo que están comprometidas en la amplitud de investigación de la herramienta Geofísica.

Se entiende que a profundidades mayores a las del estudio geofísico, existen diferentes unidades de roca que para este objetivo exploratorio no implican repercusiones importantes y por ello no se describen en el presente informe.

6.1.1. Formación Tablazo (kit). El nombre de la Formación Tablazo fue dado por Wheeler, O. (Informe Inédito), según Morales, L. et al (1958, p. 651), teniendo como sección tipo la cúspide de los primeros cerros al Este de la población de El Tablazo.

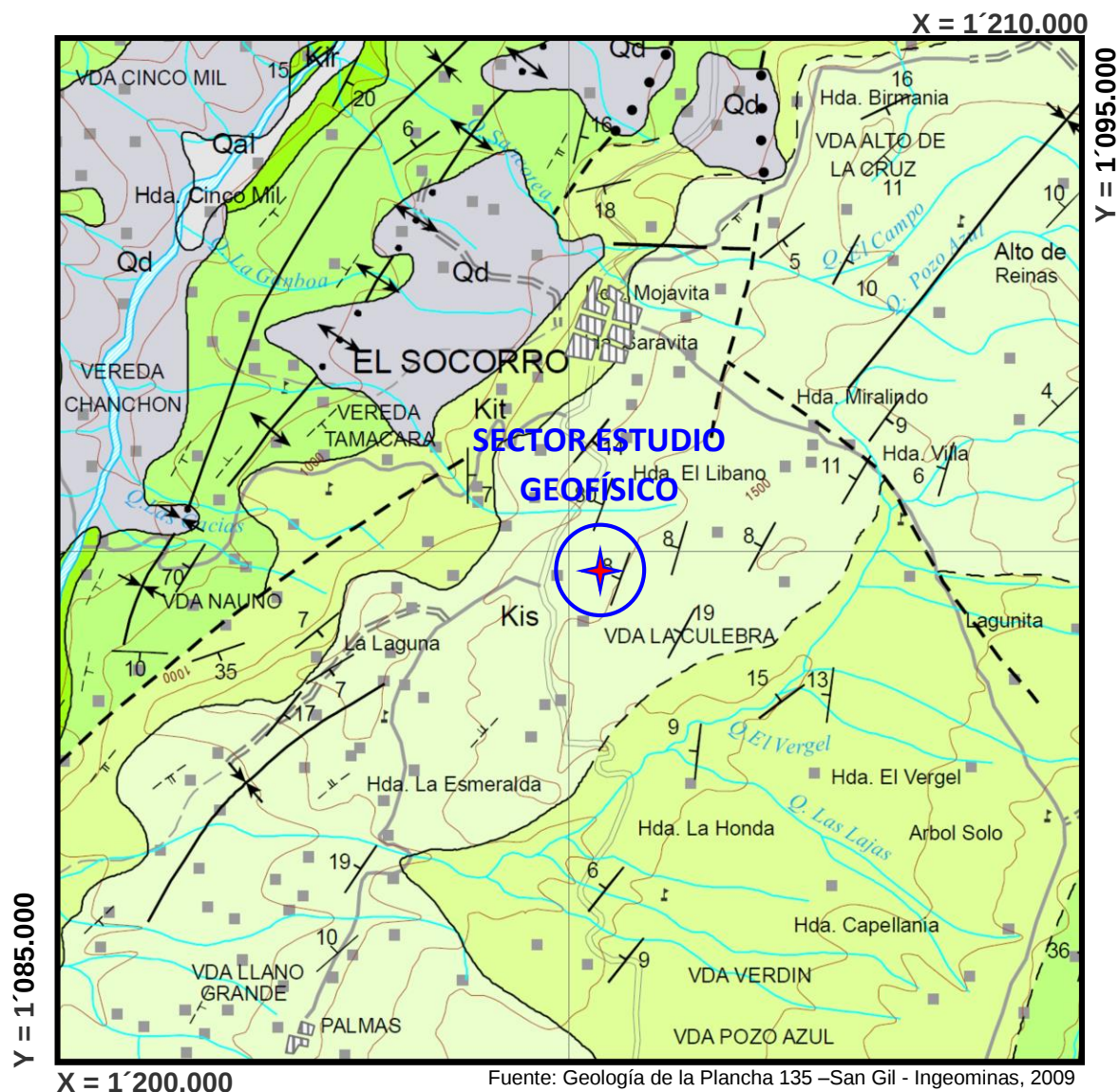
La Formación Tablazo, en el área de estudio se presenta concordantemente a los estratos de la Formación Paja, y se caracteriza por presentar una topografía escarpada.

En el Alto de Granadillo, la formación consta de una alternancia de areniscas arcillosas, de grano fino, moscovíticas, estratificadas en bancos hasta 1 m de espesor; calizas grises oscuras, a negras, con intercalaciones de limolitas grises claras; en esta localidad, se midió un espesor de 287 m.

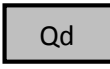
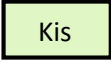
La edad de la Formación Tablazo es considerada por Morales, L. (1958, p. 651) (en JULIVERT, M., 1968, p. 515) como Aptiano superior a Albiano inferior, basado en su posición estratigráfica entre las formaciones Paja y Simití. Etayo, F. (1968), con base en la fauna colectada en el área de Sábanachica – Puente Samacá, considera la Formación San Gil inferior como Aptiano superior Albiano.

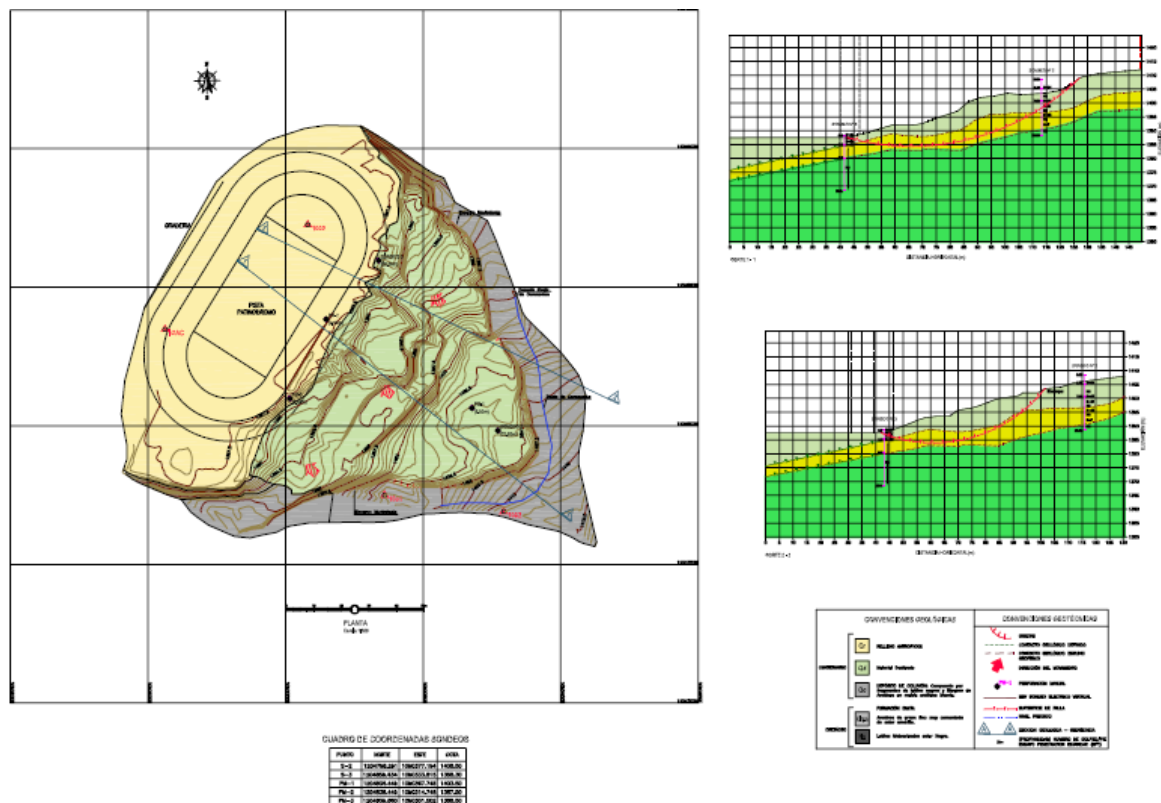
La Formación Tablazo, se depositó en un ambiente marino de poca profundidad, cercano a la costa; es sinónima de la Formación San Gil inferior (HUBACH, E., 1957 b) y se correlaciona con la parte inferior de la Formación Fómeque y media del Tibú – Mercedes (Ver Imagen 12).

Imagen 12. Mapa Geológico regional y de Localización del área de ejecución del Estudio Geoelectrico en la Villa Olímpica del municipio del Socorro, Santander.



LEYENDA

	Depósito de Derrubio		Formación Tablazo
	Formación Paja		Formación Simití
	Sector Estudio		



6.1.2. Formación Simití (Kis) El nombre se debe a los geólogos de Intercol (1953) en Morales, et. al. (1958), refiriéndose a una sucesión de shales de color gris a gris oscuro, localmente calcárea y con concreciones. Su nombre deriva de las orillas meridionales de la Ciénaga de Simití y su espesor en la localidad tipo es de 410 m aunque en otras áreas varía entre 250 y 650 m. Hubach (1953), utiliza el término "Conjunto San Gil Superior" para designar "esquistos arcillosos franjeados, piríticos y arenisca arcillosa", que suprayace al Conjunto San Gil, y que corresponde según Julivert (1958, p.494) "a la parte baja de la Formación Simití.

El nombre Formación Simití, es utilizado en el presente informe teniendo en cuenta que con dicho término se denomina una sucesión litológica que aflora en la región, norte (cuadrángulo H-12), similar a la observada en el área de estudio. Es posible que mediante estudios posteriores que hagan referencia a esta unidad se defina mejor si el término "Simití" es conveniente, o por el contrario sea aplicable el nombre

"Formación San Gil Superior", en el sentido de Etayo (1968, p, 34), con el cual describe en la región de Villa de Leiva, al sur de la zona de estudio, una secuencia litológica correlacionable con la descrita en este trabajo.

En el área de estudio la unidad aflora en las partes altas de la región de Mesas y Cuestas, donde forma superficies suavemente onduladas correspondiendo en su mayoría a los núcleos de los sinclinales de Suaita-Chima, Simacota y El Páramo. Hacia el este del municipio de Charalá, la formación es particularmente más arenosa. En la mayoría de los afloramientos la unidad aparece incompleta debido a la intensa meteorización y erosión a que ha estado sometida.

Sobre la Quebrada La Pava, se midió una secuencia completa de esta formación, obteniéndose un espesor total de 301 m. Esta secuencia está constituida de base a techo por: 90 m de shales de color gris a crema, micáceos, con nódulos lutíticos ferruginosos e intercalaciones de areniscas arcillosas, grises a pardas, de grano fino, micáceas, las cuales se presentan en bancos delgados con nódulos ferruginosos y esporádicos lentejones de caliza arcillosa y margas hasta de 2m de espesor; 10m de calizas rojizas fosilíferas, con nódulos calcáreos en bancos de 1,5 m de espesor, alternando con mar gas grises a pardo rojizas micáceas; 74 m de shales de color gris a amarillo-rojizo, micáceo, fosilífero, estratificación maciza, con nódulos lutíticos ferruginosos y costras de óxido de hierro e intercalaciones de capas de calizas grises a pardas, fosilíferas, algo micáceas y margosas, de espesor variable.

La parte superior tiene un espesor de 127 m y está compuesta por shales grises, micáceos, con abundantes nódulos calcáreos ferruginosos e intercalaciones de calizas arenosas fosilíferas en bancos de 1,5 m y areniscas amarillentas con óxidos de hierro en la matriz. Los shales superiores presentan mayor contenido arenoso.

La unidad infrayace en concordancia a la Formación Chiquinquirá y descansa conformemente al Tablazo. Su edad es considerada Albiana Inferior, Medio y Superior,

en base a amonitas halladas en la sección tipo. Etayo (1968), le asigna edad Albiana Media a Superior en la región de Villa de Leiva.

La Formación Simití muestra características de un ambiente de depositación marina poco profunda de facies más litoral. Ulloa y Rodríguez, 1979, la correlacionan con la Formación Une, ver Imagen.

6.1.3. Depósito Coluvial (Qcl). Son depósitos recientes que cubren a la Formación Simití y están compuestos principalmente por fragmentos de areniscas y arcillolitas, embebidos en una matriz arcillosa suelta. Por su naturaleza inconsolidada, estos materiales son fácilmente erodados.

6.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.

El territorio santandereano se caracteriza por presentar tres estilos estructurales diferenciables, los cuales identifican tres regiones estructuralmente bien definidas del departamento (Imagen 13): uno de fallamiento en bloques en la región oriental; otro de plegamientos en la región central, y el graben del Magdalena, en la región occidental. En la imagen 13, se muestra el esquema estructural que se ha considerado apropiado para el Departamento de Santander.

6.2.1. Región oriental Esta región comprende el Macizo de Santander, en donde predomina un sistema de fallamiento en bloques, de rumbo Norte-Sur a Noreste y un sector de pliegues anticlinales y sinclinales estrechos, ubicados en el extremo más oriental del departamento. En esta región se destaca principalmente de noroccidente a suroriente la falla geológica de Bucaramanga – Santa Martha.

6.2.2. Región central Está localizada entre la Falla de Bucaramanga- Santa Marta al oriente y la Falla La Salina al occidente. Geográficamente conforma la cadena

montañosa de las estribaciones occidentales de la Cordillera Oriental, en donde se destacan estructuras anticlinales y sinclinales amplios, limitadas por fallas inversas y de cabalgamiento con inclinación hacia el oriente. En esta región la falla geológica más representativa es la falla del Suarez.

6.2.1.1. Falla Del Suarez Esta falla se extiende por una longitud de unos 120 km desde Barbosa al sur hasta la Falla de Bucaramanga-Santa Marta 5 km al norte de la capital santandereana; su trazo tiene una dirección N20°E y N25°E, con inclinación al occidente y sigue el curso de los ríos Suárez y Río de Oro. Es una falla inversa de ángulo alto, con una componente vertical importante. París y Sarria (1988) calculan una velocidad de desplazamiento vertical de 0,1 mm/año; además, se trata de una falla de rumbo con desplazamiento sinistral. El desplazamiento vertical se ha calculado entre 400 y 2.300 m (WARD, et al., 1973).

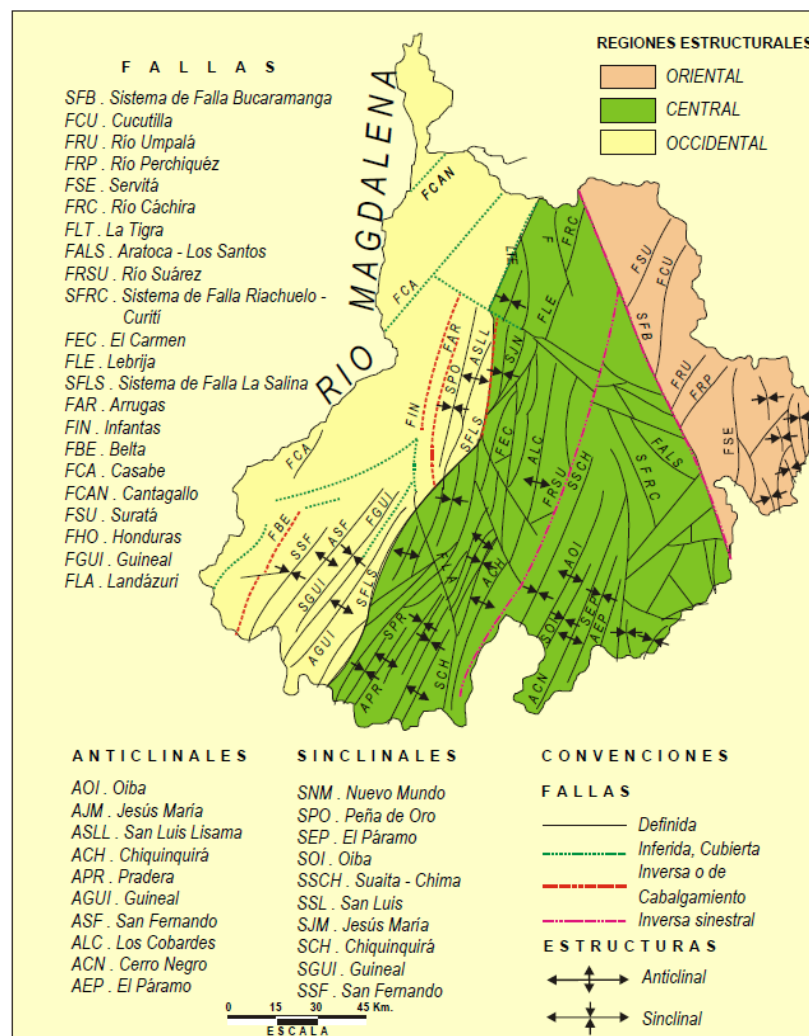
La Falla del Suárez, al occidente del pueblo de Girón afecta capas de la Formación Girón, las cuales se pliegan por arrastre, alcanzando posiciones verticales y en algunos casos invertidos.

En cercanías de la falla se observa un fuerte fracturamiento y un alto grado de meteorización de las rocas hasta el punto de llegarse a confundir con depósitos cuaternarios (JULIVERT, 1963).

Esta falla a lo largo de su trayecto afecta rocas jurásicas y cretácicas, principalmente de las formaciones Jordán, Girón, Los Santos (Tambor), Rosa Blanca, Paja y cerca de su terminación en la Falla Bucaramanga-Santa Marta, afecta rocas del Paleozoico como son las formaciones Floresta y Diamante. Existen evidencias de campo que indican actividad tectónica reciente para esta falla (JULIVERT, 1963; WARD, et al., 1973; PARIS y SARRIA, 1988).

6.2.2. Región occidental Representa una región hundida, que corresponde a buena parte del Valle Medio del Río Magdalena. Esta región está limitada al oriente por el sistema de Falla La Salina y al occidente por la Falla Mulatos-Morales que pasa por fuera del área del departamento. Presenta estructuras anticlinales y sinclinales amplios, conformadas por rocas del Terciario y fallas inversas con inclinación al oriente.

Imagen 13. Esquema estructural



Fuente: Vargas (1979); León (1986, 1991); Clavijo, et; al. (1993)

7. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Con el propósito de definir las características geométricas del movimiento y caracterizar los tipos de materiales involucrados en la inestabilidad del sitio, se realizaron los siguientes trabajos de campo:

El levantamiento topográfico del sitio en estudio, fue realizado por el autor del trabajo de grado, en donde se presentan las curvas de nivel cada 1.0m. Así mismo, para este levantamiento se emplearon coordenadas IGAC, partiendo de los puntos certificados por esta entidad, se trasladaron las coordenadas mediante un navegador doble frecuencia marca Topcon de precisión 1 seg.

Cada uno de los puntos del sitio inestable se detalló con el fin de obtener un modelo acorde a lo visto en campo.

7.1. AMARRES GEODÉSICOS

Se procede a investigar sobre los vértices del Instituto Geográfico Agustín Codazzi existentes que se encuentren ubicados cerca del proyecto y sus accesos, estos datos se encuentran recopilados en un mapa de ubicación y detallado en una descripción.

En nuestro caso el vértice más cercano a la zona de los trabajos es: el GPS-S-T-129 localizado en el sitio conocido como el Alto de la Cruz, en la finca san Fernando en el municipio de Socorro Santander.

7.1.1. Georeferenciación Las actividades se enfocaron hacia la especificación de que el traslado de coordenadas se llevó a cabo por el sistema de posicionamiento Global diferencial por satélite (GPS), con normas para levantamientos geodésicos, método estático, que implica entre otros los siguientes requerimientos:

- Mínimo de satélites visibles a asegurar: 4
- Componente geométrico de la dilución de precisión PDOP < 4
- Mascara de elevación de 10 grados
- Distancia entre puntos, menor de 15 km para frecuencia sencilla y hasta 100 km en doble frecuencia con efemérides de emisión, cumpliendo con el tiempo requerido.
- No incluir satélites descompuestos.
- Recolectar datos para tres dimensiones.
- Levantamiento en modo diferencial.
- Rata de rastreo y compactación de 5 segundos.

Lo anterior garantiza la captura de información de muy buena calidad.

Para el traslado de coordenadas a las dos placas incrustadas existentes denominadas **PATINODROMO-1**, **PATINODROMO-2** y el punto D-1 marcado con puntilla de acero y señalizado con pintura. Estos puntos se utilizaron como apoyo en la zona de trabajo, se le efectuó el traslado de coordenadas mediante el sistema de POSICIONAMIENTO GLOBAL POR SATÉLITE (GPS), en modo estático diferencial con post-proceso, empleando para dicha labor georreceptores TOPCON HIPER de doble frecuencia. Utilizando un equipo como base ubicado en el vértice del IGAC “GPS-S-T-129” y los otros tres equipos como rover o remotos que se instalaron cada uno en los tres puntos georeferenciados y demarcados en la zona de trabajo, operando con observaciones continuas y simultaneas de los receptores ubicados en cada punto, con tiempos de posicionamiento mínimo de 45 minutos.

7.1.2. Procesamiento de La Información. Solución de Vectores: Los residuales obtenidos para cada vector dentro del ajuste libre permiten evaluar la calidad de cada posición, seleccionarlas y definir los vectores que serán sometidos al ajuste controlado, que arrojará las coordenadas finales del proyecto, bien sea geocéntricas (X,Y,Z) o geodésicas $[\varphi, \lambda, h]$.

Sistema de coordenadas: Marco Geocéntrico Nacional De Referencia “MAGNA” para Colombia inicio a partir de estaciones del Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas “SIRGAS”, se denomina convencionalmente MAGNA-SIRGAS. La entidad encargada es el IGAC.

Metodología IGAC para cálculo de GPS:

Variación De Las Coordenadas En El Tiempo (Velocidades)

Época de referencia 1995.4 coordenadas IGAC

Utilizar modelo geoidal GEOCOL2004

Calculo de altura con corrección por mínimos cuadrados

Conversión de Coordenadas a planas gauss, origen Bogotá.

7.1.3. Estudios Topográficos. Los levantamientos se elaboraron por medio de una Estación Total con Cartera Electrónica, codificando cada detalle levantado, de manera que exista una nomenclatura única que facilite la interpretación de las carteras.

7.1.4. Levantamiento de Detalles. A partir de los puntos materializados y georreferenciados al IGAC, se procedió a realizar el levantamiento planimétricos y altimétrico del terreno en estudio, tomando puntos en las tres dimensiones mediante radiación con estación total, se tomaron todos los puntos que representan el comportamiento del terreno, se realizó el levantamiento del terreno tomando puntos espaciados entre sí, con el fin de obtener información para la elaboración de planos con precisión en la salida gráfica, que contenga toda la información de campo

necesaria de tal forma que se puedan proyectar los diseños contemplando todos los obstáculos.

En la Imagen 14 se muestran imágenes correspondientes al trabajo de campo en lo referente a la información topográfica levantada.

En la Imagen 15 se puede observar el plano en planta y perfil del deslizamiento presentado.

Imagen 14 Registro fotográfico estudio realizado de topografía - Patinódromo

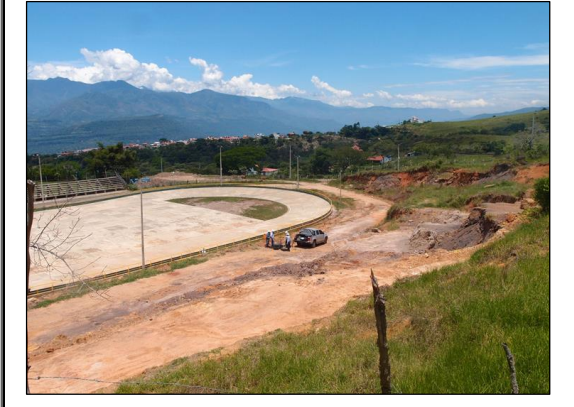
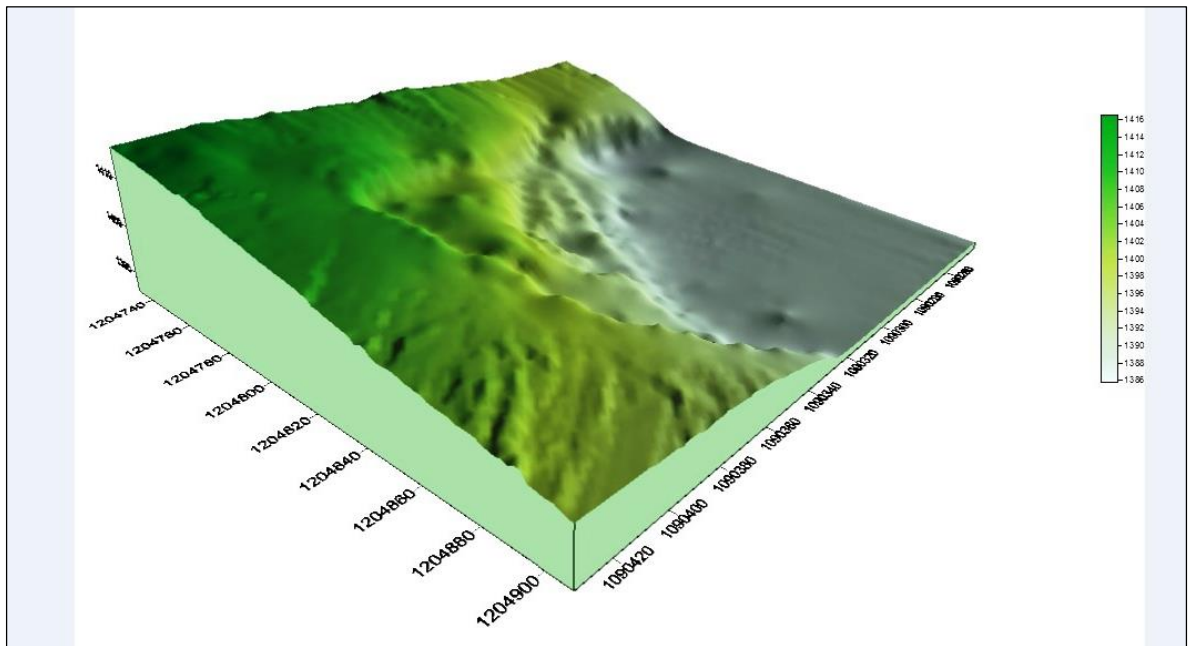
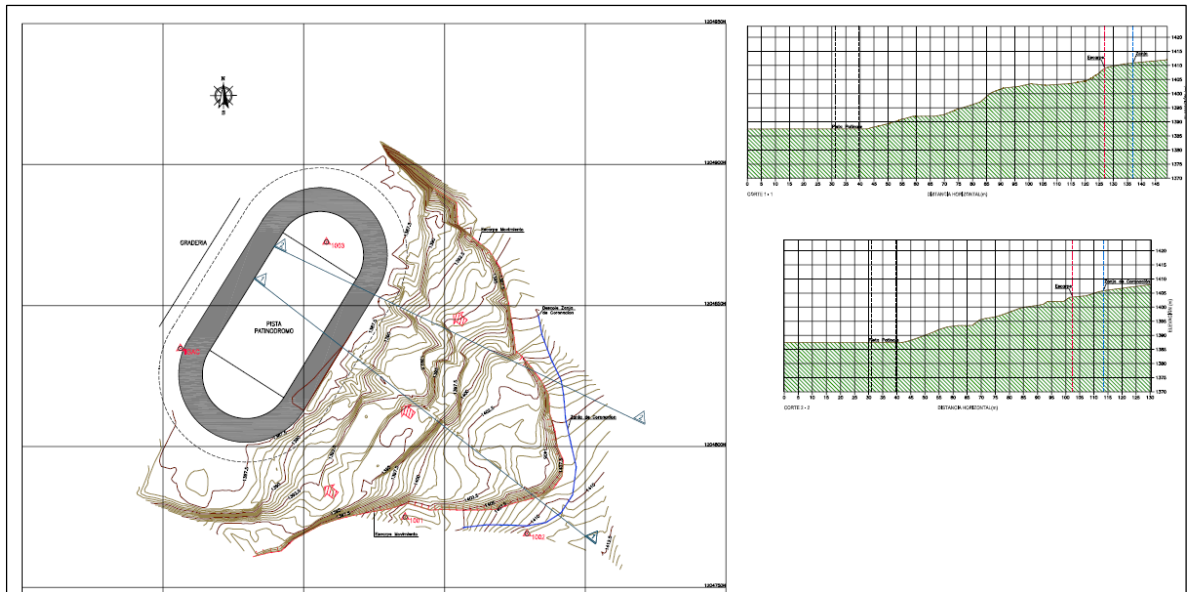
	
Topografía del sitio a estudio	Topografía del sitio a estudio
	
Panorámica Patinódromo - Socorro	Topografía del sitio a estudio

Imagen 15 Plano Levantamiento Topográfico– Patinódromo



8. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

8.1. PERFORACIONES

Teniendo como objetivo la recuperación de muestras representativas de los materiales presentes en la zona del estudio, la interpretación de la distribución de éstos referida a su estratigrafía, así como la ejecución de ensayos de laboratorio que permitan obtener parámetros de caracterización geomecánica fue definido un programa de exploración geotécnica.

Con base en la información de referencia y la visita de campo se programó la ejecución de tres (3) perforaciones Manuales con profundidades entre 2.0 y 5.75 m. Simultáneamente con la realización de las perforaciones se realizó el ensayo de penetración estándar SPT. Las perforaciones se iniciaron en el mes de Septiembre de 2013, mediante barrenos manuales.

A continuación se relacionan las profundidades de los sondeos realizados por la firma Construsuelos (perforaciones No. 1, 2, 3, y 4) y las ejecutadas por la presente consultoría (perforaciones manuales No. 5, 6 y 7).

Tabla 3 Relación de Perforaciones

Perforación No.	Tipo	Profundidad (m)	Localización
HQ-1	Rotación	30.0	Parte Alta del deslizamiento.
HQ-2	Rotación	20.0	Parte media del deslizamiento
HQ-3	Rotación	20.0	Pie del deslizamiento
HQ-4	Rotación	20.0	Área a la izquierda del deslizamiento

Perforación No.	Tipo	Profundidad (m)	Localización
PM-1	Percusión	6.0	30.0 Debajo de la corona del deslizamiento
PM-2	Percusión	2.50	Pie del Talud
PM-3	Percusión	2.50	Pie del talud (Cerca de Muro Fallado)

Fuente: Construsuelos, 2013

La localización de las perforaciones ejecutadas se presenta en la Imagen 16 y los registros detallados de cada una de estas perforaciones se relacionan en la imagen 17, donde se incluye información sobre la estratigrafía, el nivel freático y la resistencia del perfil de suelos.

8.1.1. Ensayo de Penetración Estándar SPT. Durante el proceso de perforación se realiza el ensayo de penetración bajo la normatividad INV E-111-07. En la imagen 17 se presenta el perfil de resistencia encontrado para cada sondeo, representado por el N de campo vs la Profundidad.

Imagen 16 Localización de las perforaciones realizadas

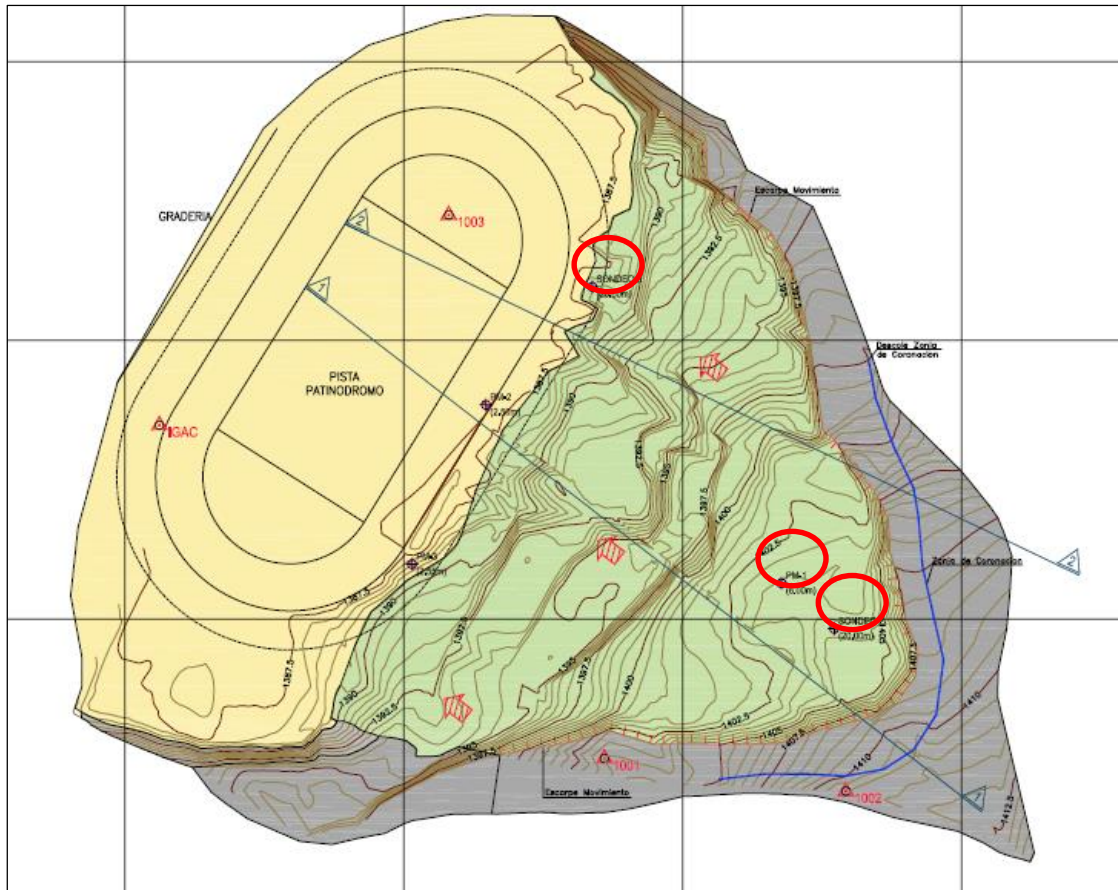


Imagen 17. Perfil de Resistencia a partir del SPT

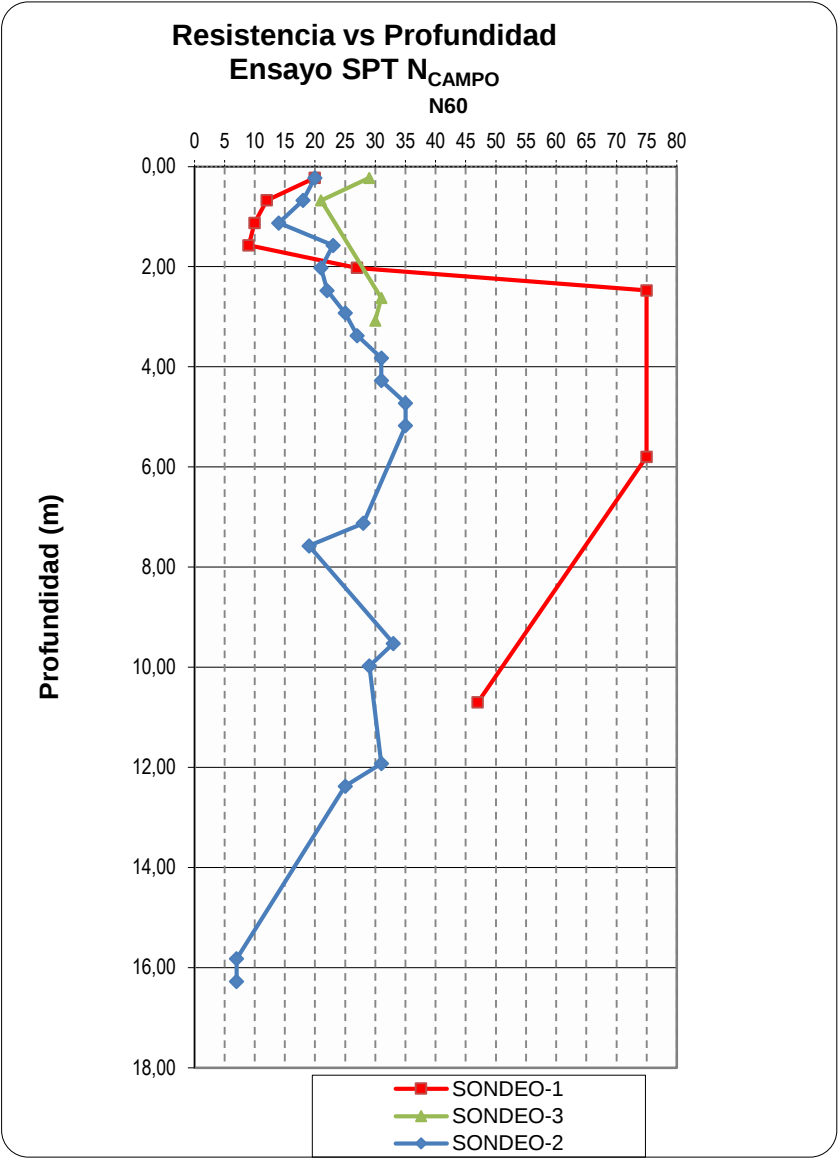


Imagen 18 Perfil de Resistencia a partir del SPT

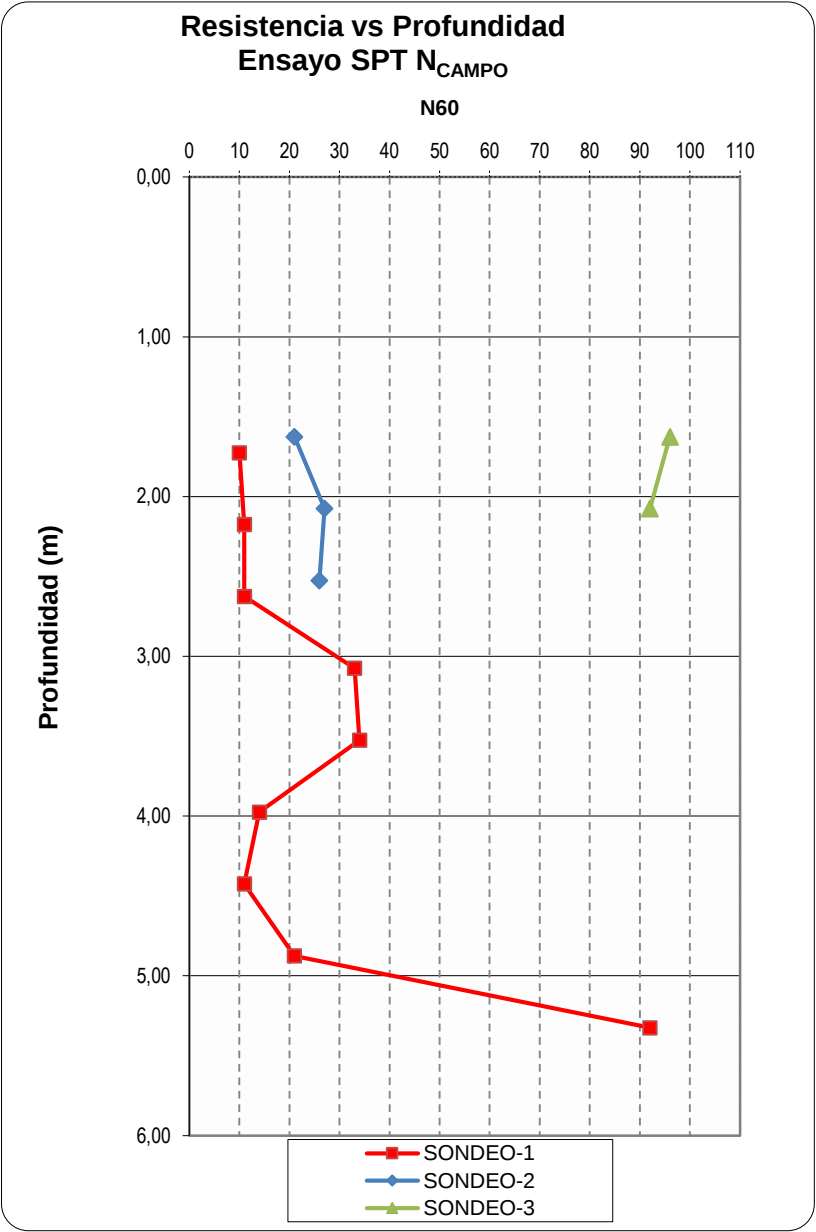
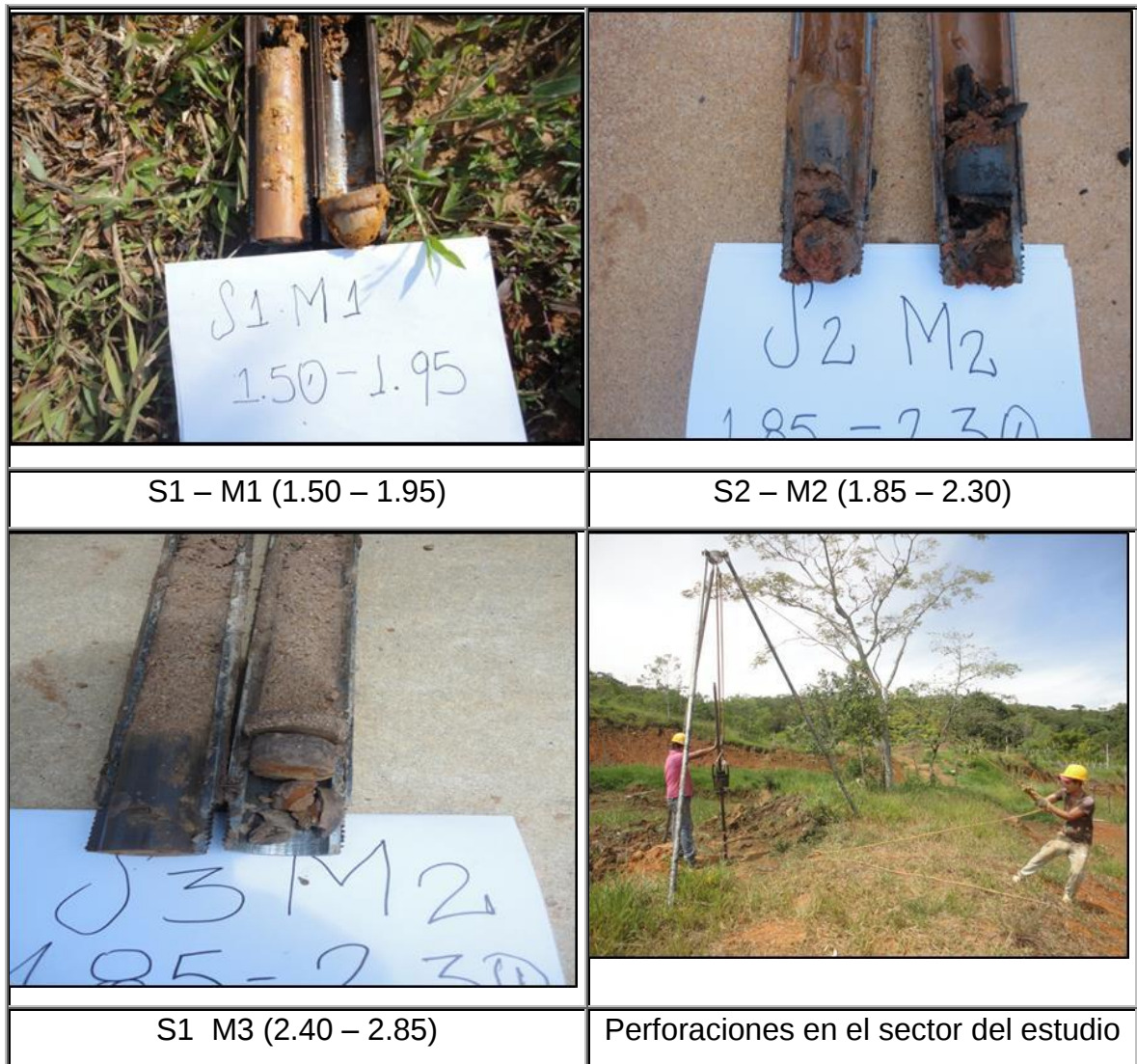


Imagen 19. Registro fotográfico perforaciones en campo

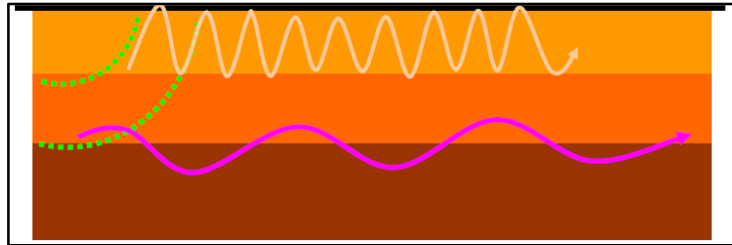


8.2. EXPLORACION GEOFISICA MEDIANTE REFRACCION SISMICA

La sísmica de refracción constituye uno de los métodos de prospección más tradicionales de la geofísica. Su principio fundamental se basa en la medición de los tiempos de viaje de ondas sísmicas generadas por una fuente impulsiva en la superficie del subsuelo (o cercana a ella) y que son refractadas en las interfaces entre medios (refractores) con propiedades físicas (i.e. impedancias acústicas) diferentes.

El análisis de dichos tiempos de viaje, bajo ciertas hipótesis definidas y siguiendo las leyes de la propagación de ondas, permite en principio obtener un perfil en profundidad de la distribución geométrica de los diferentes refractores, con las correspondientes velocidades a las cuales la onda sísmica se propaga a través de ellos (Ingeoexploraciones, 2012).

Imagen 20 Esquema de las Ondas generadas por medio



Fuente: Ingeoexploraciones

La fuente a emplear puede ser un martillo, una fuente de caída de peso o cargas explosivas. El objetivo en todos los casos es generar un pulso de ondas compresionales que será detectado en la superficie, luego de viajar en profundidad y refractarse en los diferentes estratos del subsuelo, por un arreglo lineal de receptores (geófonos con una frecuencia de 14,0 Hertz para refracción o de 4.5 Hertz para ondas superficiales) ubicados a distancias conocidas que transmitirán la señal eléctrica generada por las vibraciones del subsuelo hasta un equipo de grabación (sismógrafo), donde ésta será digitalizada y guardada para su posterior análisis e interpretación .

Los datos adquiridos serán entonces sismogramas de los cuales pueden interpretarse los tiempos de recorrido en función de la distancia entre los receptores. Esta información luego debe ser procesada e interpretada por medio de un software para poder obtener la de velocidades de onda en el subsuelo.

Es importante destacar, que una de las limitaciones del método sísmico de refracción es su incapacidad para modelar inversiones de velocidad en el subsuelo,

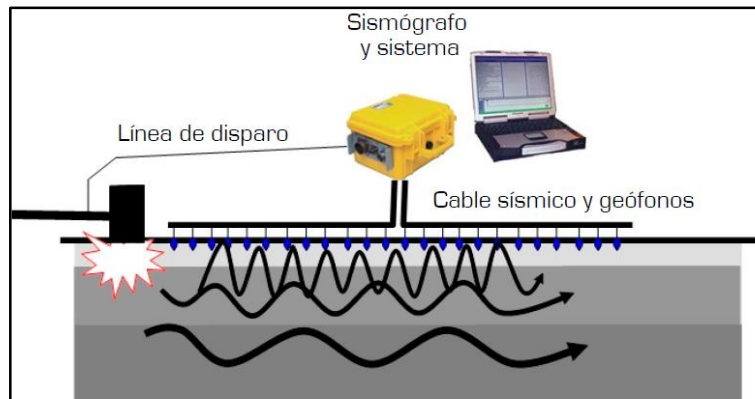
puesto que la presencia de tal característica anula la posibilidad de que se produzca la refracción a ángulo crítico (paralela a la interfaz entre los dos medios) que es fundamental para que la onda pueda ser detectada de nuevo en la superficie (Redpath,1973). Por lo tanto, una de las condiciones para la aplicación de la refracción sísmica es que exista un aumento monótono de la velocidad con la profundidad en el subsuelo.

Asimismo, la existencia de una capa delgada (o varias) también representa un problema en este método, puesto que la refracción correspondiente a la misma no alcanzará la superficie como una primera llegada, ya que será enmascarada por la refracción de la capa infrayacente, aunque más profunda, se ve compensada por su mayor velocidad. La existencia de este problema no puede conocerse *a priori*: se necesitaría información complementaria a partir de otros métodos o técnicas (e.g. perforaciones en el área).

8.2.1. Ensayo de Ondas Superficiales Las ondas Superficiales se conocen como la energía que viaja a lo largo o cerca de la superficie de la tierra la cual decrece rápidamente con la profundidad. Se caracterizan por su relativa baja velocidad, bajas frecuencias, y alta amplitud.

Estas ondas son generadas fácilmente por fuentes activas (Martillo) y fuentes pasivas como ruido ambiental, micro-tremores. Las ondas superficiales se presentan como movimientos elípticos verticales en la superficie, donde la dirección de las ondas varía de un lado a otro de la elipse.

Imagen 21 Arreglo Característico de los componentes fundamentales empleados en los ensayos de Refracción Sísmica y Ondas Superficiales



Fuente: Ingeoexploraciones

El principio fundamental del análisis de ondas superficiales, se basa en que las ondas Rayleigh, viajan a una velocidad independiente de su longitud de onda en suelos uniformes y homogéneos, por ejemplo para un mismo estrato la velocidad de la onda Rayleigh es de $0.919 V_s$, que terminaría siendo la misma velocidad V_s para efectos prácticos. Por esta razón el análisis MASW es una técnica utilizada con mucha frecuencia para definir la velocidad de onda cortante in situ.

El trabajo de campo para el ensayo MASW se realiza con un sismógrafo y 24 geófonos generalmente, sin embargo la cantidad de geófonos puede variar dependiendo de la profundidad de estudio que se requiera. Mediante un equipo procesador electrónico digital se registran las diferentes frecuencias generadas por los elementos vibradores, y se obtiene la curva de dispersión que asocia la velocidad con la frecuencia y la longitud de onda, la cual refleja las condiciones de rigidez del sitio, la estratigrafía y posibles anomalías en la compactación del suelo.

Después de obtener la curva de dispersión característica del sitio se calculan los perfiles de velocidad de onda de corte (V_s) derivados del proceso de inversión de las curvas de dispersión, los cuales se utilizarán como complemento a la exploración

geotécnica realizada y permitirán definir el tipo de perfil de suelo de acuerdo con el criterio definido por la norma NSR-10.

8.2.2. Parámetro Geomecánicos Conocidas las velocidades de corte (V_s), calculadas las compresionales (V_p) y las densidades (d) de los diferentes estratos que componen el subsuelo (los cuales se pueden obtener de ensayos de laboratorio o a partir de las velocidades compresionales) y dadas las correlaciones expresadas a continuación es posible calcular los módulos de Elasticidad (E), de Corte máximo (G), de deformación Volumétrica (K).

Tabla 4 Correlaciones parámetros geomecánicos

RELACIONES MATEMATICAS	
P-Wave Velocity	$V_p = 1.11V_s + 12.90$ (Kitsunezaki, 1990)
d = Density	$d = 1.2475 + 0.399V_p - 0.026V_p^2$ (Ludwig, 1970)
Poisson's Ratio	$v = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$
Shear Modulus	$G = dV_s^2$
Young's Modulus	$E = 2G(1 + v)$
Bulk Modulus	$K = \frac{1}{3} \frac{E}{1 - 2v}$

En las anteriores expresiones, V_p es la velocidad compresional en m/seg (Kitsunezaki, 1990), V_s la velocidad de corte en m/seg y d es la densidad o peso unitario en g/cm³ (Ludwig, 1970, V_p = Km/s; d =g/cm³).

Según la teoría elástica, el módulo de elasticidad dinámico E , viene dado en función de la velocidad de propagación de ondas longitudinales (Ondas P) y ondas transversales (Ondas S), las ondas longitudinales son siempre más rápidas de las transversales, lo que hace que la detección de estas últimas sea más complicada en

campo, y lo que suele hacerse para hallar el **E** es estimar la relación de Poisson como se enunció anteriormente.

El módulo dinámico **E** tiene un valor mayor que el estático, ya que se obtiene para incrementos tensionales pequeños como son los producidos por ondas sísmicas. La relación entre el módulo dinámico y el estático se considera normalmente de 4 (v. Link, 1969; Mayer, 1963), pero el rango puede estar entre 1 y 19.6. (Jiménez Salas, De Justo Alpañes, 1981).

De acuerdo con lo anterior se realizaron dos cálculos diferentes de la velocidad de onda compresional V_p , el primero tomado directamente en campo por medio del ensayo de refracción, y el segundo aplicando la fórmula de Kitsunezaki (1990), con respecto a las velocidades V_s determinadas con el ensayo Masw1D.

El Geotecnista encargado del proyecto, deberá escoger que velocidades V_p que considere más convenientes para el diseño, dependiendo de la cantidad de información adicional del suelo que se tenga en el proyecto.

8.2.3. Clasificación Del Suelo Según NSR-10 De acuerdo con la clasificación de los perfiles de suelo según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, los suelos son clasificados de la siguiente forma:

Tabla 5 Clasificación de suelos de acuerdo con la NSR-10. Tabla A.2.4-1 Clasificación de los perfiles de suelo.

<i>Tipo de perfil</i>	<i>Descripción</i>	<i>Definición</i>
<i>A</i>	Perfil de roca competente	$\tilde{V}_s \geq 1500m/s$
<i>B</i>	Perfil de roca de rigidez media	$1500m/s > \tilde{V}_s \geq 760m/s$
<i>C</i>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con	$760m/s > \tilde{V}_s \geq 360m/s$

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$\tilde{N} \geq 50.0$ $\hat{S}_u \geq 100 \text{kPa} (=1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \tilde{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \tilde{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (=1 \text{kgf/cm}^2) > \hat{S}_u \geq 50 \text{kPa} (=0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $50 \text{kPa} (=0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \hat{S}_u$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor	
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnia de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. se contemplan las siguientes subclases: F₁ - Suelo susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ - Turba y arcilla orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ - Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de Plasticidad IP > 75) F₄ - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > .36m)	

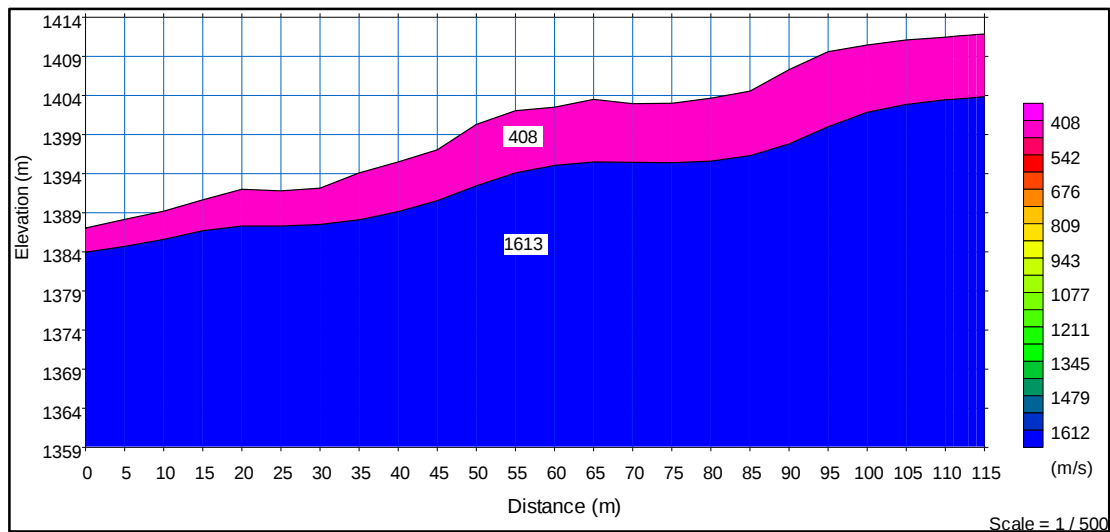
8.2.4. Metodología del trabajo. Para la ejecución del Estudio Geofísico se efectuaron cuatro (4) fases o etapas de trabajo que incluyeron las siguientes actividades:

- **Fase de Reconocimiento Lito-Estratigráfico y Estructural:** Realizada en los alrededores del área del proyecto, con el fin de reconocer la geología local, estratigrafía, geomorfología, inclinación (actitud) de las capas de roca en superficie.
- **Fase de Adquisición de Datos:** Efectuada con la visita puntual en el sitio de interés geotécnico, para planear la ubicación y ejecución de una (1) Línea de Refracción Sísmica y Ondas Superficiales (ver imagen 22) con una profundidad de investigación Geofísica de 20 metros aproximadamente.
- **Fase de Valoración de Información:** Revisión bibliográfica y análisis de la Información geológica existente de superficie y subsuelo, para el sector del estudio.
- **Fase de Procesamiento e Interpretación:** Con los datos adquiridos de las fases anteriores y utilizando los software de inversión y modelización SEISIMAGER 2D Y SEISIMAGER/SW de la compañía Geometrics Inc, se realizó el procesamiento e interpretación de los datos.

- Interpretación De Resultados
 - Ensayo de Refracción Sísmica LS 1

Observaciones Refracción Sísmica LS 1

Imagen 22. Modelo simplificado de 2 capas

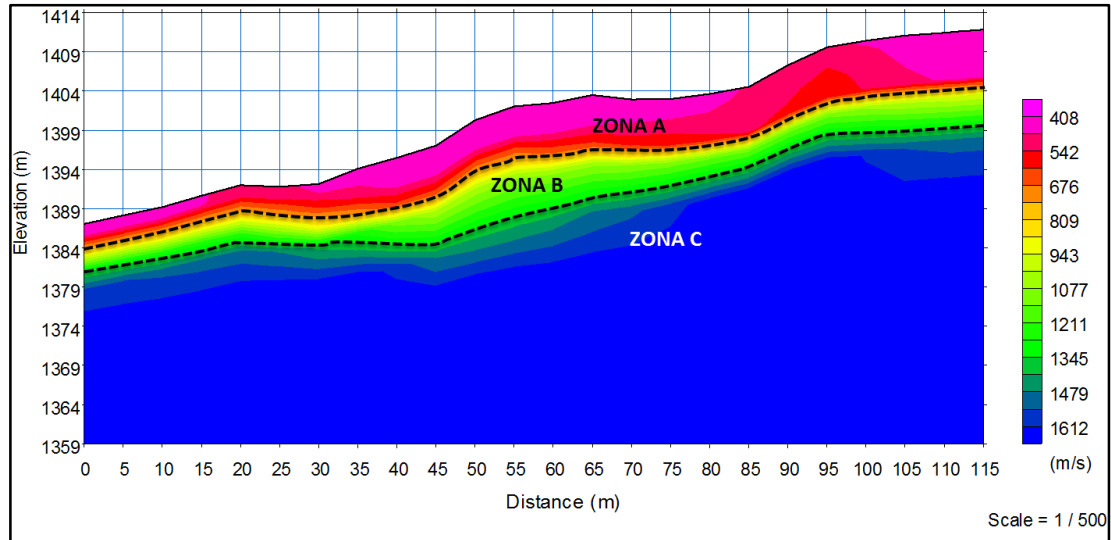


Fuente: Ingeoexploraciones

El perfil sísmico mostrado en la figura corresponde a la línea de refracción sísmica **LS1**, presenta un modelo de dos capas: la primera capa con velocidad de onda (V_p) de **480 m/s** corresponde a un suelo residual desestabilizado con fragmentos de roca de la formación Simití y la segunda capa con velocidad de onda (V_p) de **1613 m/s**, corresponde a un basamento Cretácico fracturado compuesto por arcillolitas arenosas con nódulos ferruginosos, areniscas arcillosas de grano fino, areniscas calcáreas y ocasionalmente calizas arcillosas correlacionables con la Formación Simití (Kis).

- Ensayo de Tomografía Sísmica LS 1

Imagen 23. Modelo Tomografía 2D



Observaciones Tomografía Sísmica LS 1

La imagen de Tomografía Sísmica **LS1** presenta un modelo detallado calculado por elementos finitos, el cual permite observar más de 10 capas que muestran la variación de la velocidad con la profundidad, muy útil para la identificación de anomalías geofísicas importantes.

De acuerdo a los resultados de la tomografía sísmica **LS1** se identifican dos zonas, la **ZONA A** corresponde a un suelo residual, con un espesor entre los **3.0 y 7.5 metros** aproximadamente a lo largo del perfil sísmico. La **ZONA B** corresponde a un basamento Cretácico fracturado y meteorizado con un espesor entre los **2.5 y 7.0 metros** y la **ZONA C** Corresponde a un Basamento Cretácico su comportamiento a lo largo del perfil es casi homogéneo, en la parte superior presenta un mayor grado de mayor fracturamiento y meteorización. Sus propiedades Geomecánicas van mejorando a medida que su profundidad es mayor.

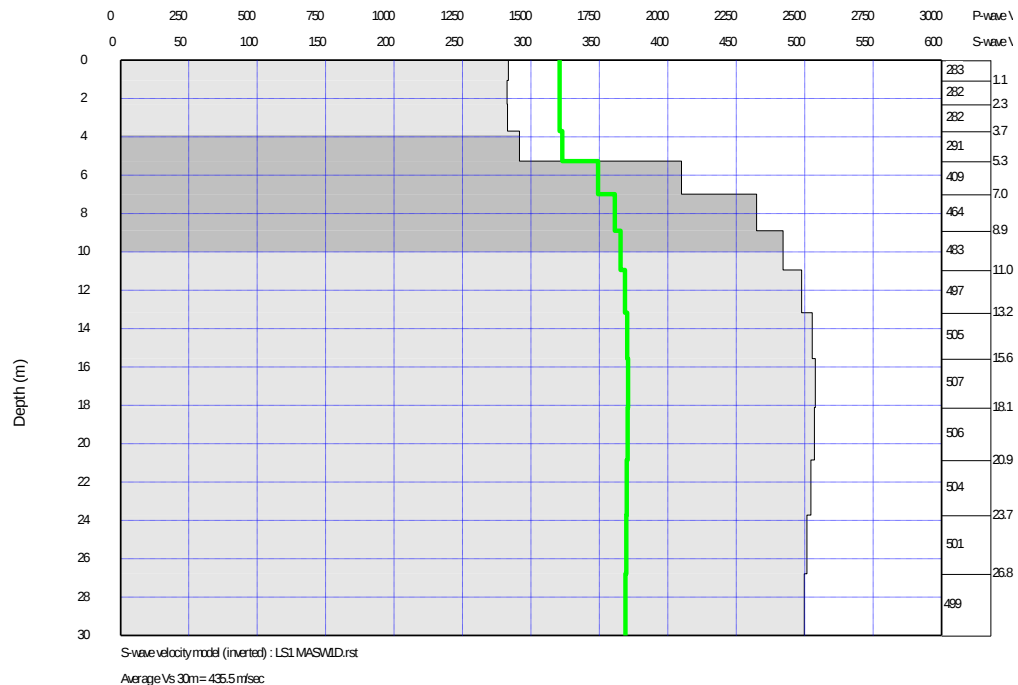
- Ensayo de Ondas Superficiales MASW1D LS 1

Tabla 6. Datos obtenidos en los ensayos de Ondas Superficiales MASW1D

TABLA DE DATOS - MASW 1D - LS1								
Depth (m)	S-wave velocity (m/s)	P-wave velocity (m/s)	Density (g/cm ³)	N	Relación de Poisson ν	Moduló de Corte G (Ton/m ²)	Mòdulo de Elasticidad Ed (Ton/m ²)	Deformación K (Ton/m ²)
0.00	283.32	1604.49	1.82	30.37	0.25	146179	365449	243632
1.07	282.28	1603.34	1.82	30.02	0.25	145082	362706	241804
2.31	282.81	1603.92	1.82	30.20	0.25	145637	364092	242728
3.71	291.61	1613.69	1.82	33.30	0.25	155104	387761	258507
5.27	409.98	1745.08	1.86	98.54	0.25	313471	783677	522451
7.01	464.65	1805.76	1.88	146.80	0.25	406658	1016644	677763
8.90	483.88	1827.11	1.89	167.04	0.25	442542	1106355	737570
10.96	497.67	1842.41	1.89	182.67	0.25	469270	1173175	782117
13.19	505.25	1850.82	1.90	191.68	0.25	484330	1210824	807216
15.58	507.70	1853.54	1.90	194.66	0.25	489247	1223118	815412
18.13	506.82	1852.57	1.90	193.59	0.25	487485	1218714	812476
20.85	504.35	1849.83	1.90	190.60	0.25	482534	1206336	804224
23.74	501.61	1846.79	1.90	187.32	0.25	477072	1192679	795119
26.79	499.44	1844.38	1.90	184.76	0.25	472775	1181937	787958
36.43	507.70	1853.54	1.90	194.66	0.25	489247	1223118	815412

Fuente: Ingeoexploraciones

Imagen 24 Resultado Ensayo de Ondas Superficiales MASW1D.



Observaciones Ondas Superficiales MASW1D LS 1

De acuerdo a la tabla de resultados promedio del ensayo de ondas superficiales Masw1D de la línea sísmica **LS1**, el suelo con mayor rigidez se encuentra aproximadamente a partir de los **5.27 metros** alcanzando una velocidad de onda de corte de **409.98 m/s**, la cual va aumentando hasta **507.70 m/s** a una profundidad de **36.43m**.

La velocidad de onda de corte (Vs) promedio para el perfil sísmico es de **435.5 m/s**, y según la clasificación de los perfiles de suelos de la tabla A.2.4-1 de la Norma Sismo-Resistente Colombiana NSR10 clasifica el suelo como **suelo muy densos o roca blanda que cumplan con el criterio de la onda cortante (Vs)** (perfil tipo C).

- **Conclusiones de la exploración sísmica**

De acuerdo con las observaciones de campo y a la interpretación de las líneas sísmicas LS1, realizadas en la zona de inestabilidad geológica en el sector del Patinódromo de la villa olímpica del municipio del socorro, departamento de Santander es posible obtener las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- ✓ La expresión Geomorfológica es de origen denudacional-estructural de pendientes moderadas a fuertes en estratos cretácicos y algunos depósitos cuaternarios locales. Superficialmente se tienen suelos residuales cubiertos por pastos y rastrojos.
- ✓ En un marco geológico regional y local, en la zona de interés, se identifica una litología particular por tener niveles del Cretácico principalmente compuesto por arcillolitas arenosas con nódulos ferruginosos, areniscas arcillosas de grano fino, areniscas calcáreas y ocasionalmente calizas arcillosas correlacionables con la Formación Simití (Kis) suprayaciendo a un basamento cretácico correlacionable con la Formación Tablazo (Kit) compuesto por calizas, fosilíferas, localmente glauconíticas y arcillosas, con niveles intercalados de arcillolitas, calcáreas, fosilíferas, en capas medianas a gruesas, con intercalaciones de areniscas, grano fino a medio, arcillosas, levemente calcáreas, en capas delgadas.
- ✓ Estructuralmente la región se caracteriza por presentar una tectónica compresiva, que ha producido fallas de gran extensión y abundantes pliegues amplios y simétricos relacionados con éstas e igualmente la presencia de fallas inversas. Las estructuras presentes en el área mantienen un rumbo Noreste y Noroeste. Esta tectónica generó posiblemente una porosidad secundaria (fracturamiento) en las rocas cretácicas del sector, facilitando el acumulamiento y movimiento del agua subterránea.

- ✓ La línea de refracción sísmica **LS1**, presenta un modelo de tres capas: la primera capa corresponde a un suelo residual desestabilizado con fragmentos de roca de la formación Simití y la segunda corresponde a un basamento Cretácico fracturado compuesto por arcillolitas arenosas con nódulos ferruginosos, areniscas arcillosas de grano fino, areniscas calcáreas y ocasionalmente calizas arcillosas correlacionables con la Formación Simití (Kis).
- ✓ La línea de refracción sísmica **LS1**, presenta un modelo de dos capas: la primera capa con velocidad de onda (Vp) de **480 m/s** corresponde y la segunda capa con velocidades de onda (Vp) de **1613 m/s**.
- ✓ La imagen de Tomografía Sísmica **LS1**, presenta un modelo detallado calculado por elementos finitos, el cual permite observar más de 10 capas que muestran la variación de la velocidad con la profundidad, muy útil para la identificación de anomalías geofísicas importantes y una buena interpretación.
- ✓ De acuerdo a los resultados de la tomografía sísmica **LS1** se identifica dos zonas, la **ZONA A** corresponde a un suelo residual, con un espesor entre los **3.0 y 7.5 metros** aproximadamente a lo largo del perfil sísmico. La **ZONA B** corresponde a un basamento Cretácico fracturado y meteorizado con un espesor entre los **2.5 y 7.0 metros** y la **ZONA C** Corresponde a un Basamento Cretácico cuyo comportamiento a lo largo del perfil es casi homogéneo, en la parte superior presenta un mayor grado de fracturamiento y meteorización. Sus propiedades Geomecánicas van mejorando a medida que su profundidad es mayor.
- ✓ De acuerdo a la tabla de resultados promedio del ensayo de ondas superficiales Masw1D de la línea sísmica **LS1**, el suelo con mayor rigidez se encuentra aproximadamente a partir de los **5.27 metros** alcanzando una velocidad de onda de corte de **409.98 m/s**, la cual va aumentando hasta **507.70 m/s** a una profundidad de **36.43m**.

- ✓ La velocidad de onda de corte (V_s) promedio para el perfil sísmico es de **435.5 m/s**, y según la clasificación de los perfiles de suelos de la tabla A.2.4-1 de la Norma Sismo-Resistente Colombiana NSR10 clasifica el suelo como **suelo muy densos o roca blanda que cumplan con el criterio de la onda cortante (V_s) (PERFIL TIPO C)**.

Imagen 25 Detalle de la instalación del multicable para la conexión de los Geófono para el ensayo de refracción sísmica y de Ondas Superficiales Línea Sísmica LS1



8.3. ENSAYO MEDIANTE TOMOGRAFIA ELECTRICA

Para la localización de la Tomografía Eléctrica 2D se utilizó un GPS (Global Positioning System) Map 60CSx Garmin, el cual es un sistema de localización por satélite, que determina la posición de un punto en relación a un grupo de satélites que orbitan la tierra y envían continuamente señales de radio con la posición y el tiempo exactos de cada uno de ellos. Conociendo tres o más de estos satélites y

calculando las diferencias en tiempo entre señales transmitidas, el GPS determina su posición en coordenadas planas con una precisión de 2 m.

8.3.1. Metodología Del Trabajo. Para la ejecución del Estudio Geo eléctrico se efectuaron cuatro (4) fases o etapas de trabajo que incluyeron las siguientes actividades:

- **Fase de Reconocimiento Lito-Estratigráfico y Estructural:** Realizada en los alrededores del área del proyecto, con el fin de reconocer la geología local, estratigrafía, geomorfología, inclinación (actitud) de las capas de roca en superficie y constatar e identificar los principales agentes hídricos.
- **Fase de Adquisición de Datos:** Efectuada con la visita de anterioridad y puntual al predio del proyecto para planear la ubicación de una (1) Tomografía Eléctrica 2D T1 con 56 electrodos espaciados cada 3 m para un perfil de exploración de 165 metros de longitud.
- **Fase de Valoración de Información:** Revisión bibliográfica y análisis de la Información geológica existente de superficie y subsuelo, para el sector del estudio.
- **Fase de Procesamiento e Interpretación:** Con los datos adquiridos de las fases anteriores y utilizando software de inversión y modelización AGI EarthImager 2D para el procesamiento e interpretación de la Tomografía Eléctrica 2D T1, se correlacionan los resultados con la información regional y local.

8.3.2. Trabajo realizado e interpretación. La investigación llevada a cabo consistió en la realización de un (1) perfil T1 con interés litológico, hídrico y estructural.

El equipo de medición utilizado fue el SuperSting R8 IP con un arreglo o configuración Gradient, con cincuenta y seis (56) electrodos de acero inoxidable de alta conductividad y separación entre electrodos de tres metros (3 m) limitado por condiciones de infraestructura para la tomografía T1. Lo anterior, permite investigar con gran detalle hasta una profundidad de 91 m para la T1.

Para la interpretación de los datos obtenidos en campo se utilizó el software de inversión y modelización AGI EarthImager 2D (imagen 26 imagen de procesamiento e inversión), que efectúa la inversión completa 2D (y no la simple deconvolución iterativa de las pseudosecciones) de perfiles eléctricos de superficie para los diferentes dispositivos de medidas (dipolo-dipolo, polo-dipolo, Wenner, polo -polo, etc.) y que para este caso se utilizó el dispositivo de Gradient.

El programa utiliza el método de los elementos finitos (FEM) en dos dimensiones para modelizar la respuesta eléctrica del subsuelo. No es necesario especificar ningún tipo de parámetro para la construcción de la malla, tan solo la posición y la numeración de los electrodos utilizados para las medidas de campo. El algoritmo iterativo de inversión se basa en la minimización del error cuadrático medio entre los datos de campo y los datos simulados mediante el FEM, según el método propuesto por Sasaki (1994).

El resultado es la obtención en forma de sección de la resistividad real de los diferentes materiales y su profundidad, la cual se muestra en la Imagen 26.

Fuente: *Ingeoexploraciones*



- **Interpretación Tomografía T1.**

Se detecta un contraste de impedancia en los valores de resistividad, el cual corresponde a una variación composicional de la sección estudiada.

La imagen eléctrica presenta un suelo residual suprayaciendo a rocas cretácicas fracturadas (Zonas B y C).

La Zona A con una resistividad que varía entre 450 a 3000 ohm-m, corresponde a un suelo residual suprayaciendo a un bloque de la Formación Simití compuesto por arcillolitas arenosas y capas de areniscas desestabilizado, húmedo y muy meteorizado hacia el techo.

Las Zona B presenta una resistividad que está variando entre 31 y 5000 ohm-m, corresponde a un basamento de arcillolitas arenosas con nódulos ferruginosos, areniscas arcillosas de grano fino, areniscas calcáreas y ocasionalmente calizas arcillosas correlacionables con la Formación Simití, con características muy conductivas con presencia de alto fracturamiento posiblemente de aguas subterráneas hacia el sector NW.

Las Zona C presenta una resistividad que varía entre 31 y 400 ohm-m, corresponde a un basamento de arcillolitas arenosas muy fracturadas correlacionables con la Formación Simití, con características muy conductivas con presencia de alto fracturamiento posiblemente con presencia de aguas subterráneas.

Estructuralmente presenta zonas de fracturamiento especialmente desde la parte central hacia el sector NW de la imagen eléctrica 2D, con características muy conductivas correlacionadas a saturación de agua subterránea.

Imagen 27. Tomografía 2D

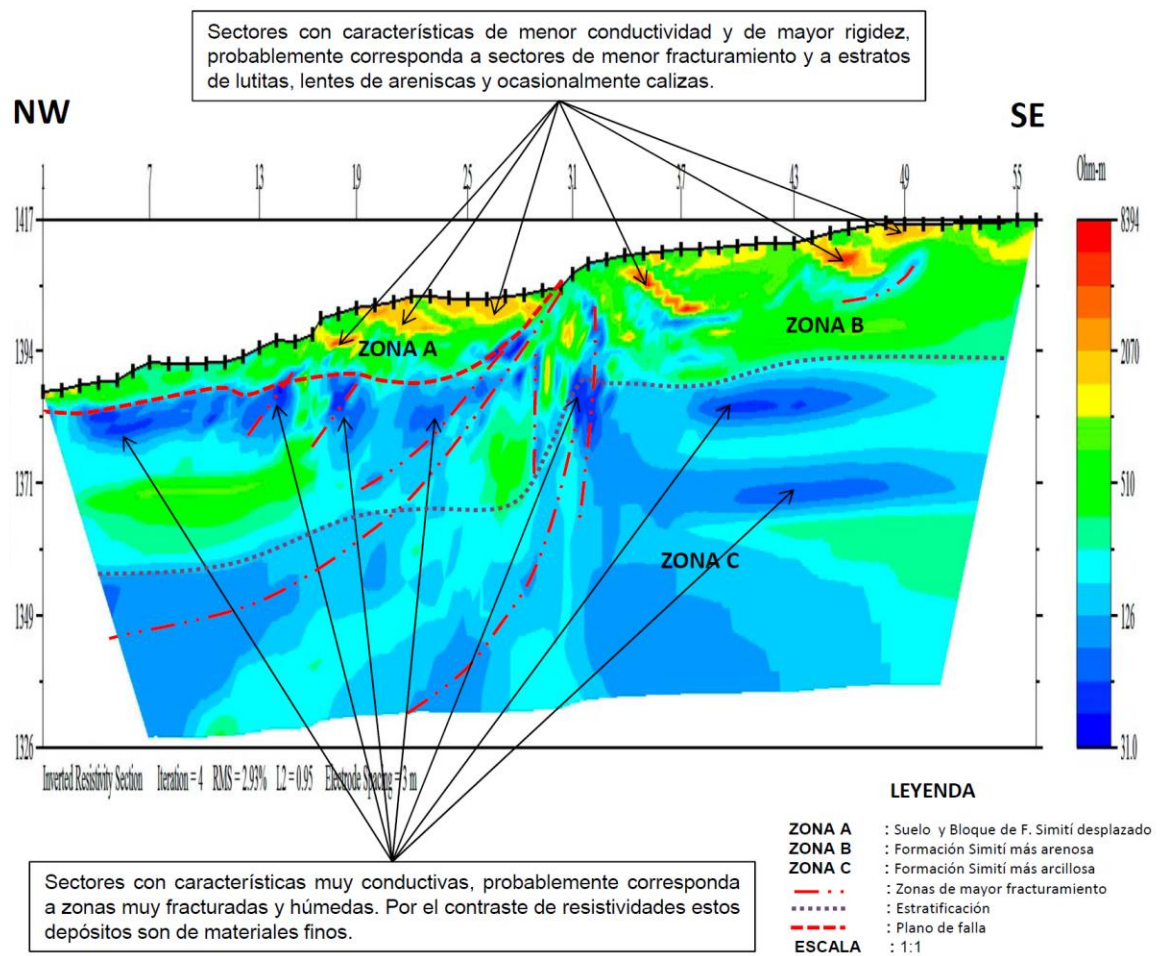


Imagen 28. Centro de adquisición de datos para la Tomografía Eléctrica 2D T1



Imagen 29 Centro de adquisición de datos para la Tomografía Eléctrica 2D T1



Imagen 30 Extendida del multicable para la Tomografía Eléctrica 2D T1



Imagen 31 Extendida del multicable para la Tomografía Eléctrica 2D T1



9. SELECCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Para efectos de este estudio, la caracterización geo mecánicas se realizó teniendo en cuenta las siguientes fuentes:

9.1. VALORES DE CORRELACIÓN CON ENSAYOS DE SPT

En las Memorias de cálculo, se muestra la corrección de los valores de campo obtenidos en el ensayo de SPT, según las correlaciones de los siguientes autores Peck, Seed, Meyerhoff – Ishihara, Liao Whitman, Skempton, Seed – Idriss, Schmertmann, González, Kishida, JRB, Shiou & Fukui, JNR, así como la estimación de parámetros de resistencia del suelo presente, a partir de correlaciones con este ensayo.

Tabla 7 Valores de Correlación con Ensayos de SPT

SPT N. 2	
Depth (m)	Numero de golpes SPT
0	20
0.45	18
0.9	14
1.35	23
1.8	21
2.25	22
2.7	25
3.15	27
3.6	31
4.05	31
4.5	35

SPT N. 2	
Depth (m)	Numero de golpes SPT
4.95	35
6.9	28
7.35	19
9.3	33
9.75	29
11.7	31
12.15	25
15.6	7
16.05	7

SPT N. 3	
Depth (m)	Numero de golpes SPT
0	29
0.45	21
2.4	31
2.85	30

Tabla 8 Correcciones respectivas al SPT Sondeo 2

SONDEO 2					
	SPT N	SPT N(60)=N.Ce. Cs.Cr.Cb	SPT N1(60)=N60.Cn	CN	C= Cr.Cs.Cb.Ce
Depth (m)	Numero de golpes SPT	Numero de golpes SPT	Numero de golpes SPT	Corrección del SPT	Corrección del SPT
0	20	15	26	1.700	0.750
0.45	18	14	24	1.700	0.750
0.9	14	10	17	1.700	0.750
1.35	23	17	29	1.700	0.750
1.8	21	16	27	1.700	0.750
2.25	22	16	27	1.700	0.750

SONDEO 2					
	SPT N	SPT N(60)=N.Ce. Cs.Cr.Cb	SPT N1(60)=N60.Cn	CN	C= Cr.Cs.Cb.Ce
Depth (m)	Numero de golpes SPT	Numero de golpes SPT	Numero de golpes SPT	Corrección del SPT	Corrección del SPT
2.7	25	19	32	1.700	0.750
3.15	27	20	34	1.700	0.750
3.6	31	23	39	1.700	0.760
4.05	31	25	43	1.700	0.800
4.5	35	29	49	1.700	0.830
4.95	35	30	51	1.700	0.860
6.9	28	26	44	1.700	0.930
7.35	19	18	31	1.700	0.930
9.3	33	32	54	1.700	0.960
9.75	29	28	48	1.700	0.970
11.7	31	30	51	1.700	0.980
12.15	25	25	43	1.700	0.980
15.6	7	7	12	1.700	0.990
16.05	7	7	12	1.700	0.990

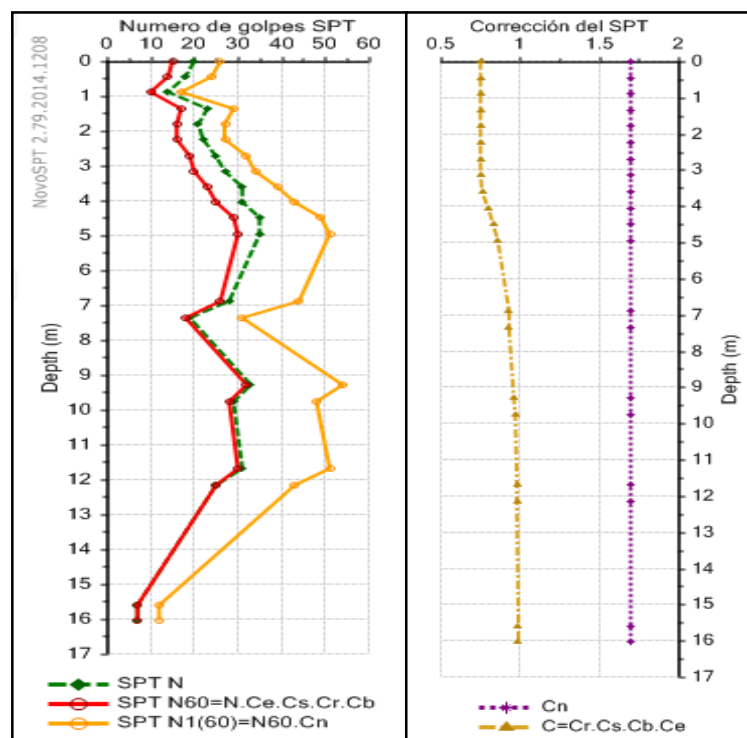
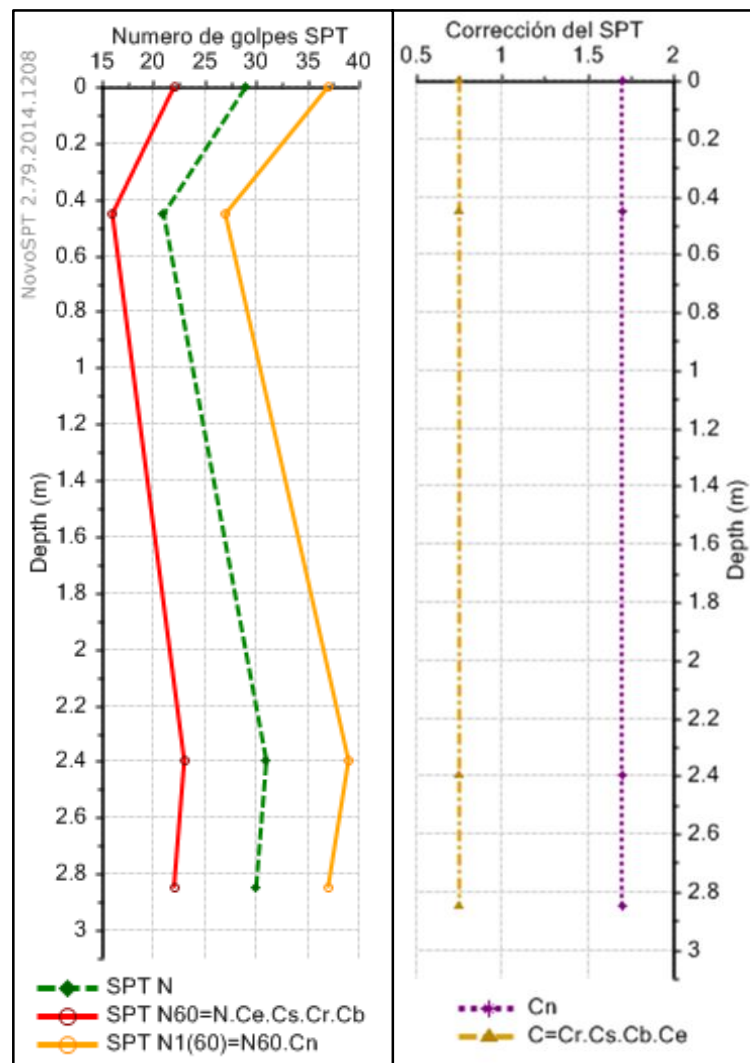


Tabla 9 Peso Unitario Correlacionado con el SPT Sondeo 3

SONDEO 3					
	SPT N	SPT N60=N.Ce.Cs. Cr.Cb	SPT N1(60)=N60.Cn	CN	C= Cr.Cs.Cb.Ce
Depth (m)	Numero de golpes SPT	Numero de golpes SPT	Numero de golpes SPT	Corrección del SPT	Corrección del SPT
0	29	22	37	1.7000	0.7500
0.45	21	16	27	1.7000	0.7500
2.4	31	23	39	1.7000	0.7500
2.85	30	22	37	1.7000	0.7500



9.1.1. Propiedades Características De Los Suelos

- Peso Unitario

Tabla 10 Peso Unitario Correlacionado con el SPT Sondeo 2

PESO UNITARIO S2				
	KULHAWY (ARENAS)	KULHAWY (ARCILLAS)	ULUGERGERLI (ARCILLAS, LIMOS Y GRAVAS)	ARENAS,ARC ILLAS Y GRAVAS
Depth (m)	Misceláneo	Misceláneo	Misceláneo	Promedio
0	17.3	18.9	18	18.0667
0.45	17.3	18.9	18	18.0667
0.9	17.3	18.9	18	18.0667
1.35	17.3	19.6	18	18.3000
1.8	17.3	19.6	18	18.3000
2.25	17.3	19.6	18	18.3000
2.7	17.3	19.6	18	18.3000
3.15	18.1	19.6	18	18.5667
3.6	18.1	19.6	18.05	18.5833
4.05	18.1	19.6	18.05	18.5833
4.5	18.1	19.6	18.05	18.5833
4.95	18.9	19.6	18.05	18.8500
6.9	18.1	19.6	18.05	18.5833
7.35	17.3	19.6	18	18.3000
9.3	18.9	19.6	18.05	18.8500
9.75	18.1	19.6	18.05	18.5833
11.7	18.9	19.6	18.05	18.8500
12.15	18.1	19.6	18.05	18.5833
15.6	16.5	18.1	17.95	17.5167
16.05	16.5	18.1	17.95	17.5167

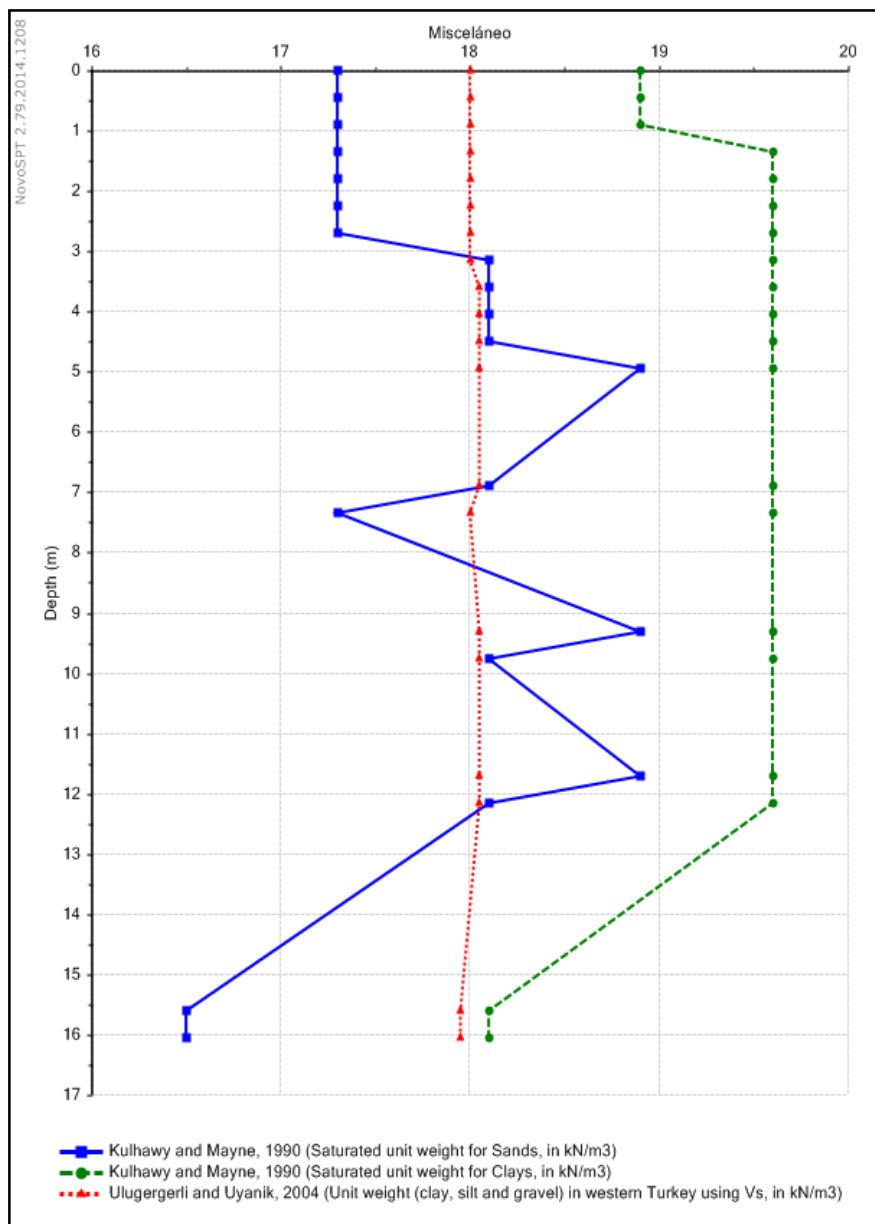
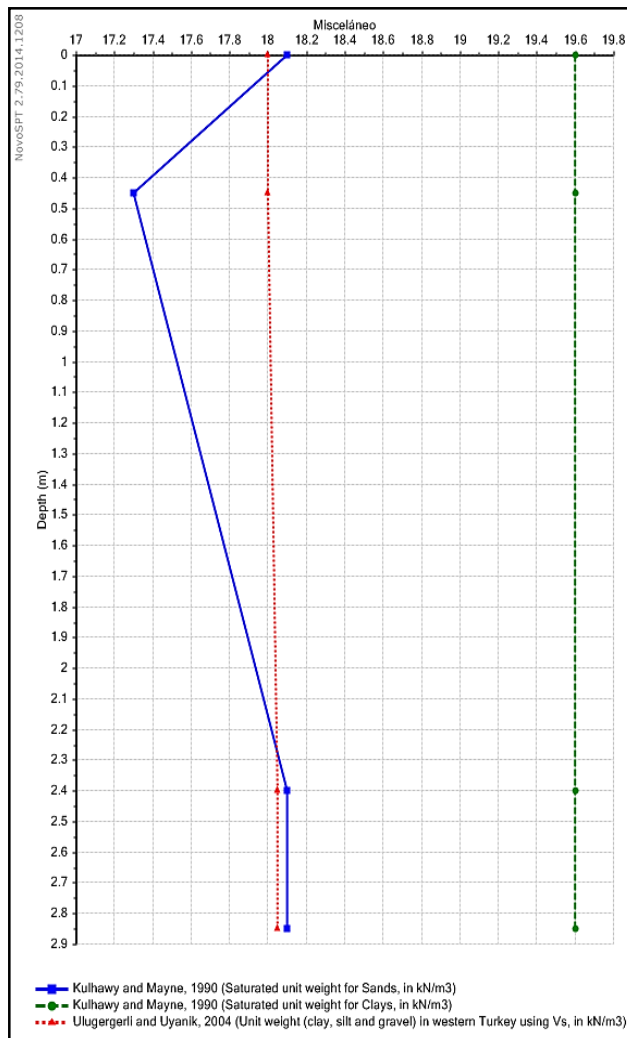


Tabla 11 Peso Unitario Correlacionado con el SPT Sondeo 3

PESO UNITARIO S3			
	KULHAWY (ARENAS)	KULHAWY (ARCILLAS)	ULUGERGERLI (ARCILLAS, LIMOS Y GRAVAS)
Depth (m)	Misceláneo	Misceláneo	Misceláneo
0	18.1	19.6	18
0.45	17.3	19.6	18
2.4	18.1	19.6	18.05
2.85	18.1	19.6	18.05



- Módulo de Elasticidad de los Suelos

Tabla 12. Módulo de Elasticidad Correlacionado con el SPT Sondeo 2

MODULO DE ELASTICIDAD (MODULO DE YOUNG) S2			
Módulo de Young (Es) MPa			
Depth (m)	MEZENBACH (LIMOS ARENOSOS)	TAN ET AL (ARCILLAS ARENOSAS)	TAN ET AL (GRAVAS Y ARENAS)
0	10.4	9.6	12.6
0.45	9.6	9.1	11.7
0.9	8	8.2	9.9
1.35	11.5	10.3	16
1.8	10.7	9.8	15
2.25	11.1	10.1	15.5
2.7	12.3	10.8	16.8
3.15	13.1	11.3	17.8
3.6	14.8	12.3	19.7
4.05	15.5	12.7	20.4
4.5	17.8	14.1	23.1
4.95	18.3	14.4	23.6
6.9	16.1	13.1	21.1
7.35	11.8	10.5	16.3
9.3	19.2	15	24.6
9.75	17.2	13.8	22.4
11.7	18.5	14.5	23.8
12.15	15.4	12.7	20.3
15.6	6.1	7	7.8
16.05	6.1	7	7.8

Imagen 32 Módulo de Elasticidad Correlacionado con el SPT

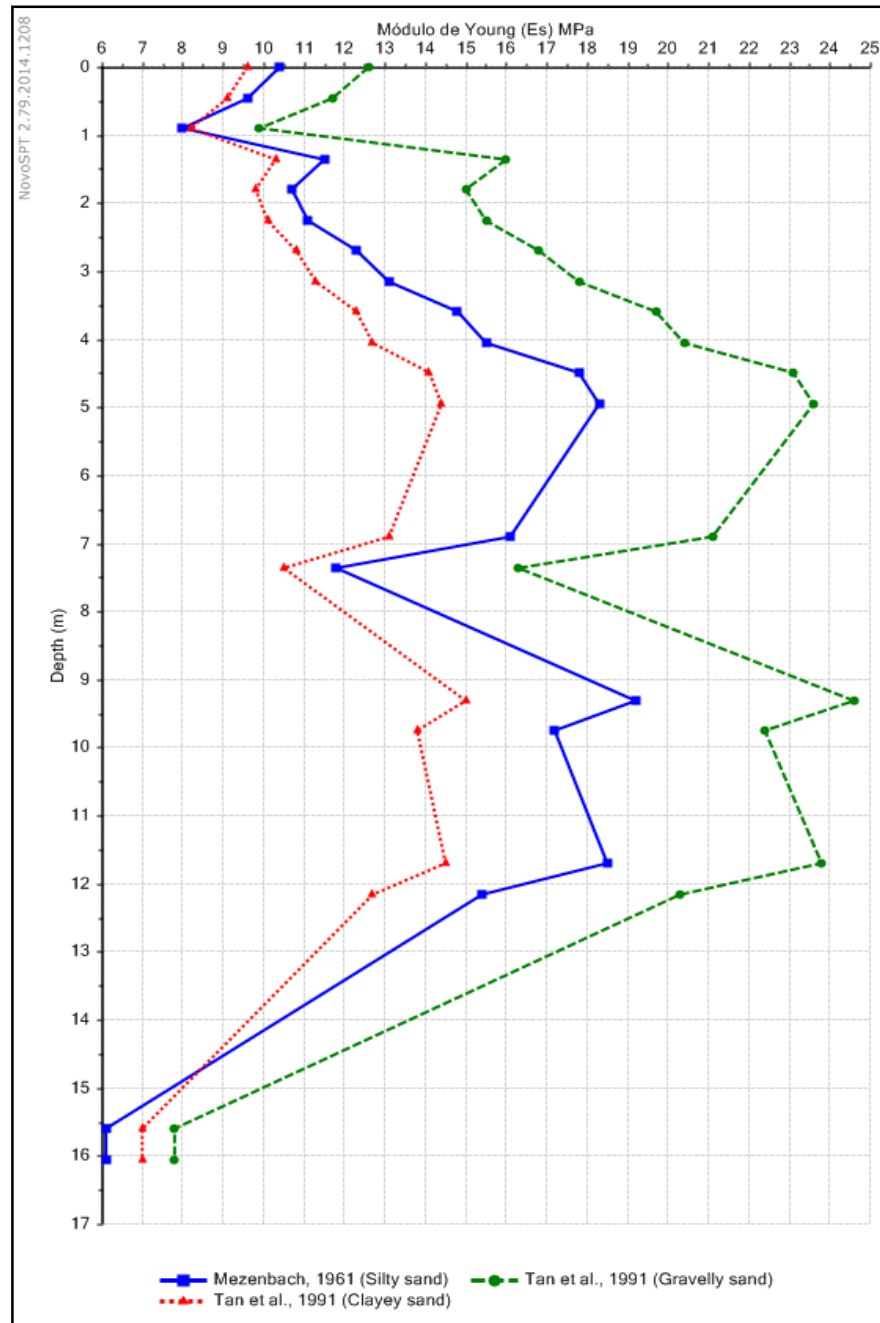


Tabla 13. Módulo de Elasticidad Correlacionado con el SPT Sondeo 3

MODULO DE ELASTICIDAD (MODULO DE YOUNG) S3			
Módulo de Young (Es) MPa			
Depth (m)	MEZENBACH (LIMOS ARENOSOS)	TAN ET AL (ARCILLAS ARENOSAS)	TAN ET AL (GRAVAS Y ARENAS)
0	12.4	11.8	18.6
0.45	10.4	9.8	15
2.4	12.9	12.2	19.6
2.85	12.6	12	19.1

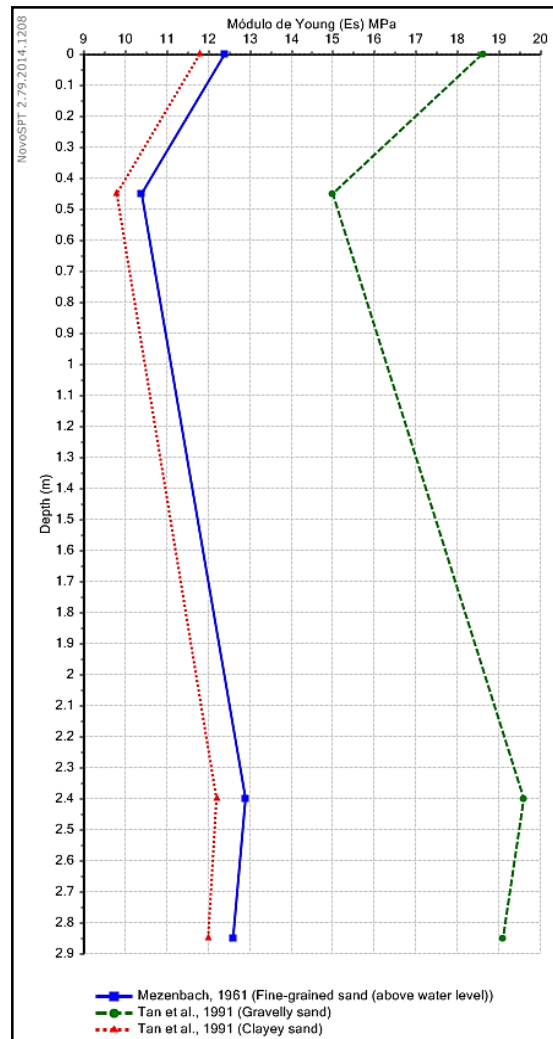


Tabla 14. Angulo de Fricción Interno Sondeo 2. Correlaciones con SPT

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNO (°) SONDEO 2							
Depth (m)	HATANAKA AND UCHIDA 1996	MEYERHOF 1959	MOH, CHIN AND WOO 1989 (GRANULAR SOILS IN YAIPEI	PEK ET AL 1953	PEK, HANSON AND THORNB URN 1974	SHIOI AND FUKUI 1954 (IN GENERAL)	TERZAGHI, PEK AND MESRI 1996 (FINE- GRAINED- SANDS)
0	35.9	35.9	45	29.1	31.7	25.8	35
0.45	39.1	40.7	35.7	29	31.2	25.2	34.5
0.9	37.1	38.4	34.5	28.8	30.2	24	33.5
1.35	41.3	40.5	36.1	29.3	32.5	26.7	35.8
1.8	40.4	39.6	35.5	29.2	32	26.1	35.2
2.25	40.8	39.5	35.6	29.2	32.2	26.4	35.5
2.7	42.1	39.9	36	29.4	32.9	27.2	36.2
3.15	42.8	40.2	36.2	29.5	33.4	27.8	36.8
3.6	44.4	40.8	36.7	29.7	34.3	29	37.8
4.05	45	40.9	36.8	29.7	34.7	29.5	38.2
4.5	45	41.8	37.5	30	35.9	31.2	39.7
4.95	45	41.8	37.5	30	36.1	31.6	40
6.9	45	40.4	36.6	29.8	35	30	38.6
7.35	41.5	38.3	35.1	29.3	32.6	26.9	35.9
9.3	45	41.1	37.2	30.1	36.6	32.2	40.6
9.75	45	40.3	36.6	29.9	35.6	30.8	39.3
11.7	45	40.5	36.8	30	36.2	31.7	40.1
12.15	44.9	39.3	35.9	29.7	34.6	29.5	38.2
15.6	34.3	34.1	32.1	28.4	29	22.7	32.3

ANGULO DE FRICCION INTERNO (°) SONDEO 2							
Depth (m)	HATANAKA AND UCHIDA 1996	MEYERHOF 1959	MOH, CHIN AND WOO 1989 (GRANULAR SOILS IN YAIPEI	PEK ET AL 1953	PEK, HANSON AND THORNB URN 1974	SHIOI AND FUKUI 1954 (IN GENERAL)	TERZAGHI, PEK AND MESRI 1996 (FINE- GRAINED- SANDS)
16.05	34.3	34.2	32.1	28.4	29	22.7	32.3

**Tabla 15. Análisis de las Correlaciones del Angulo de Fricción con el SPT
Sondeo 2**

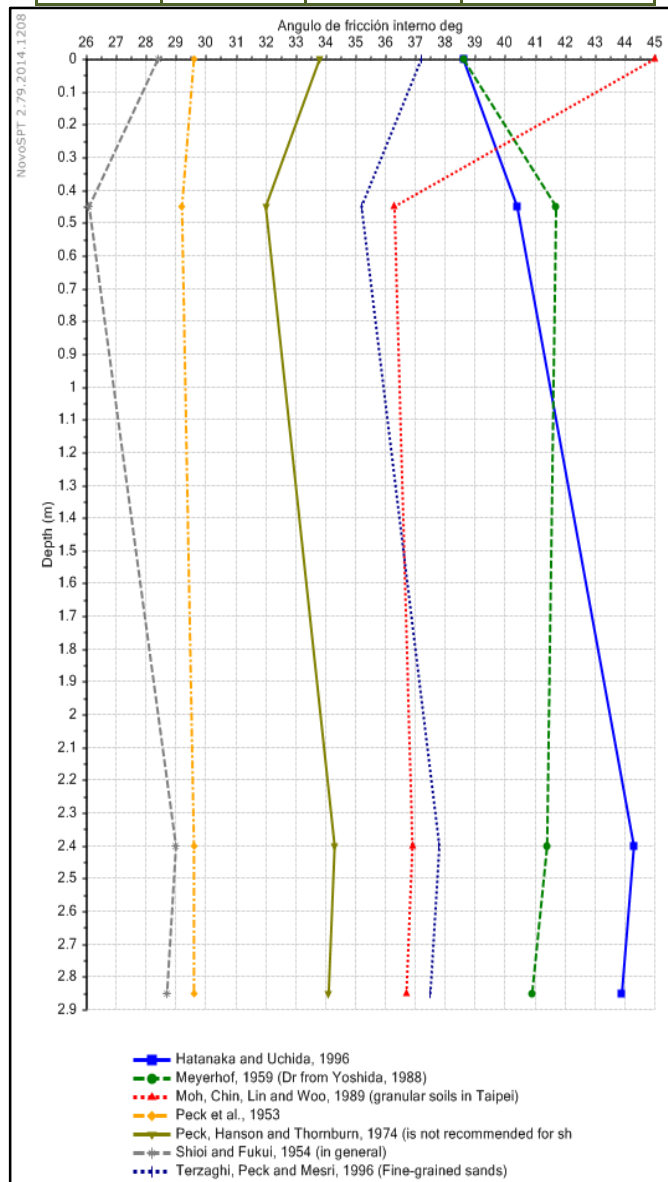
ANGULO DE FRICCION INTERNO SONDEO 2			
Depth (m)	MINIMO	MAXIMO	PROMEDIO
0	25.8	45	34.06
0.45	25.2	40.7	33.63
0.9	24	38.4	32.36
1.35	26.7	41.3	34.60
1.8	26.1	40.4	34.00
2.25	26.4	40.8	34.17
2.7	27.2	42.1	34.81
3.15	27.8	42.8	35.24
3.6	29	44.4	36.10
4.05	29.5	45	36.40
4.5	30	45	37.30
4.95	30	45	37.43
6.9	29.8	45	36.49
7.35	26.9	41.5	34.23
9.3	30.1	45	37.54
9.75	29.9	45	36.79
11.7	30	45	37.19
12.15	29.5	44.9	36.01
15.6	22.7	34.3	30.41
16.05	22.7	34.3	30.43

Tabla 16. Angulo de Fricción Interno sondeo 3

ANGULO DE FRICCION INTERNO (°) SONDEO 3							
Depth (m)	HATANAKA AND UCHIDA 1996	MEYERHOF 1959	MOH, CHIN AND WOO 1989 (GRANULAR SOILS IN YAIPEI	PEK ET AL 1953	PEK, HANSON AND THORNBURN 1974	SHIOI AND FUKUI 1954 (IN GENERAL)	TERZAGHI, PEK AND MESRI 1996 (FINE-GRAINED- SANDS)
0	38.6	38.6	45	29.6	33.8	28.4	37.2
0.45	40.4	41.7	36.3	29.2	32	26.1	35.2
2.4	44.3	41.4	36.9	29.6	34.3	29	37.8
2.85	43.9	40.9	36.7	29.6	34.1	28.7	37.5

**Tabla 17. Análisis de las Correlaciones del Angulo de Fricción con el SPT
Sondeo 3**

ANGULO DE FRICCION INTERNO SONDEO 3			
Depth (m)	MINIMO	MAXIMO	PROMEDIO
0	28.4	45	35.89
0.45	26.1	41.7	34.41
2.4	29	44.3	36.19
2.85	28.7	43.9	35.91



- **Velocidad de Onda Sondeo 2**

Tabla 18 Velocidad de Onda Sondeo 2

Velocidad de onda cortante (V_s) m/s			
Depth (m)	ANDRES ALFARAO 2007 (FUNCTION OF N60)	IMAI AND TONOUCHI 1982 (FOR GRAVELS)	UNAL DIKMEN 2008 (FOR CLAYS)
0	282	188	161
0.45	331	181	198
0.9	301	166	175
1.35	364	197	223
1.8	351	191	213
2.25	358	194	218
2.7	376	203	232
3.15	387	208	241
3.6	409	219	258
4.05	418	224	265
4.5	445	237	286
4.95	450	239	291
6.9	425	227	271
7.35	368	199	226
9.3	460	244	298
9.75	438	234	281
11.7	452	240	292
12.15	416	223	264
15.6	257	143	144
16.05	257	143	144

Tabla 19 Velocidad de Onda Sondeo 3

Velocidad de onda cortante (Vs) m/s			
Depth (m)	ANDRES ALFARO 2007 (FUNCTION OF N60)	IMAI AND TONOUCI 1982 (FOR GRAVELS)	UNAL DIKMEN 2008 (FOR CLAYS)
0	325	214	193
0.45	351	191	213
2.4	408	219	257
2.85	403	216	253

- Resistencia al Corte sin Drenaje

Tabla 20 Resistencia al Corte sin Drenaje Sondeo 2

Resistencia al corte sin drenaje (Su) kPa					
Depth (m)	BOWLES 1988	KULHAWY AND MAYNE 1990	MEYERHOF 1956	PECK ET AL 1974	TERZAGHI AND PEK 1967
0	37.5	90	300	90	94.5
0.45	33.8	81	270	137.7	85
0.9	26.2	63	210	107.1	66.2
1.35	43.1	103.5	345	176	108.7
1.8	39.4	94.5	315	160.6	99.2
2.25	41.2	99	330	168.3	104
2.7	46.9	112.5	375	191.2	118.1
3.15	50.6	121.5	405	206.6	127.6
3.6	58.6	140.6	468.7	239	147.6
4.05	61.9	148.4	494.8	252.3	155.9
4.5	72.7	174.6	581.9	296.8	183.3
4.95	75	180.1	600.3	306.2	189.1
6.9	64.8	155.5	518.3	264.3	163.3
7.35	44.4	106.6	355.2	181.2	111.9
9.3	79.3	190.4	634.8	323.7	199.9
9.75	70	168.1	560.2	285.7	176.5

Resistencia al corte sin drenaje (Su) kPa					
Depth (m)	BOWLES 1988	KULHAWY AND MAYNE 1990	MEYERHOF 1956	PECK ET AL 1974	TERZAGHI AND PEK 1967
11.7	75.9	182.1	607	309.6	191.2
12.15	61.3	147.2	490.6	250.2	154.5
15.6	17.4	41.7	138.9	70.9	43.8
16.05	17.4	41.7	139.1	70.9	43.8

Tabla 21 Resistencia al Corte sin Drenaje Sondeo 3

Resistencia al corte sin drenaje (Su) kPa					
Depth (m)	BOWLES 1988	KULHAWY AND MAYNE 1990	MEYERHOF 1956	PECK ET AL 1974	TERZAGHI AND PEK 1967
0	54.4	130.5	435	130.5	137
0.45	39.4	94.5	315	160.6	99.2
2.4	58.1	139.5	465	237.2	146.5
2.85	56.2	135	450	229.5	141.8

9.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de establecer las propiedades geomecánicas de las capas representativas del perfil de suelo, se llevó a cabo un programa de ensayos de laboratorio sobre las muestras obtenidas en el trabajo de exploración. Estos ensayos se realizaron teniendo en cuenta los fines específicos de este estudio. Por medio de los ensayos de laboratorio pertinentes para cada caso, se establecieron las características particulares de clasificación y se calcularon los parámetros de resistencia por medio de ensayos de compresión Inconfiada y corte directo, en cada capa representativa del perfil del suelo, obteniendo los valores incluidos en las tablas 30 – 34.

Tabla 22 Ensayos de Laboratorio y Normas Aplicadas:

ENSAYO	NORMA	No. ENSAY OS
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D422-63 - AASHTO T88 I.N.V.E. 123	2
Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo.	ASTM D2216 I.N.V.E. 122	2
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	2
Peso Unitario	ASTM D 100-I.N.V.E. 128	1
Clasificación de suelos	ASTM D2487	2
Compresión Inconfinada en muestras de suelos	INV-E 152 - AASHTO T208 -ASTM D2166-NLT202	1

A partir de las muestras recuperadas y ensayadas en laboratorio bajo las normas INVIAS, se obtiene la clasificación y los parámetros de resistencia geomecánica del suelo.

Tabla 23 Resumen de Ensayos de Laboratorio:

Sondeo	Muestra	Prof. (m)	W%	% Finos	% L.L.	% L.P.	% I. P.	Clasificación S.U.C.S.
1	3	1.80 – 2.70	19.81	87.37	40.00	21.39	18.61	CL
1	13	10.9 – 12.00	30.26	50.93	34.00	18.81	15.19	CL
1	22	19.4 – 21.00	32.16	51.36	26.00	15.39	10.61	CL
1	27	25.4 – 27.50	21.01	17.00	-	-	-	SM
2	2	0.90 – 1.80	26.61	-	-	-	-	-
2	3	1.80 – 2.70	20.63	82.04	-	-	-	-
2	7	5.40 – 6.90	25.32	86.95	34.00	17.21	16.79	CL
2	8	6.90 – 7.80	-	70.05	36.00	19.84	16.16	CL
2	18	19.0 – 20.00	16.56	93.76	34.00	20.36	13.64	CL
3	2	0.90 – 2.40	23.13	67.19	35.00	18.55	16.45	CL
4	2	0.90 - 2.40	34.55	69.98	41.00	21.08	19.92	CL
4	4	3.30 – 4.80	16.99	74.55	36.00	18.83	17.17	CL
4	12	16.0– 17.00	14.52	42.50	32.00	18.45	13.55	GC

Fuente: Construsuelos Ltda.

Tabla 24 Resumen de Ensayos de Laboratorio:

Sondeo	Prof. (m)	W%	% Finos	% L.L.	% L.P.	% I. P.	Clasificación S.U.C.S.
1	1.50 – 1.95	24.5	-	33.5	22.3	11.3	SC
1	2.85 – 3.30	16.9	-	-	-	-	-
1	3.30 – 3.75	14.4	-	41.0	18.9	22.1	CL
1	5.10 – 5.55	14.6	-	-	-	-	-
2	1.85 – 2.30	24.4	-	-	-	-	-
3	1.00 – 1.45	24.5	-	46.1	23.8	22.3	CL
3	1.45 – 1.90	20.0	-	-	-	-	-

Fuente: Labsuelos Santamaria S.A.S.

Tabla 25 Resumen de Ensayos Corte Directo

Sondeo	Muestra	Profundidad(m)	PICO		RESIDUAL	
			(°) Grados	(C) Kg/cm ²	(°) Grados	(C) Kg/cm ²
1	15	13.50 – 15.00	60.53	105.0	52.85	0.00
2	7	5.40 – 6.90	23.0	0.21	22	0.03
2	14	14.10 - 15.60	35.4	-	0.12	-
3	7	7.80 – 9.30	58.78	84.94	57.83	0.00
3	15	18.00 – 20.00	40.17	85.62	74.92	0.00

Fuente: Construsuelos Ltda

Tabla 26 Resumen de Ensayos Corte Directo

Sondeo	Muestra	Profundidad(m)	(°) Grados	(C) Kg/cm ²
1	7	4.20 – 4.65	40.95	0.46
2		1.40 – 1.85	35.42	0.31

Fuente: Labsuelos Santamaria S.A.S.

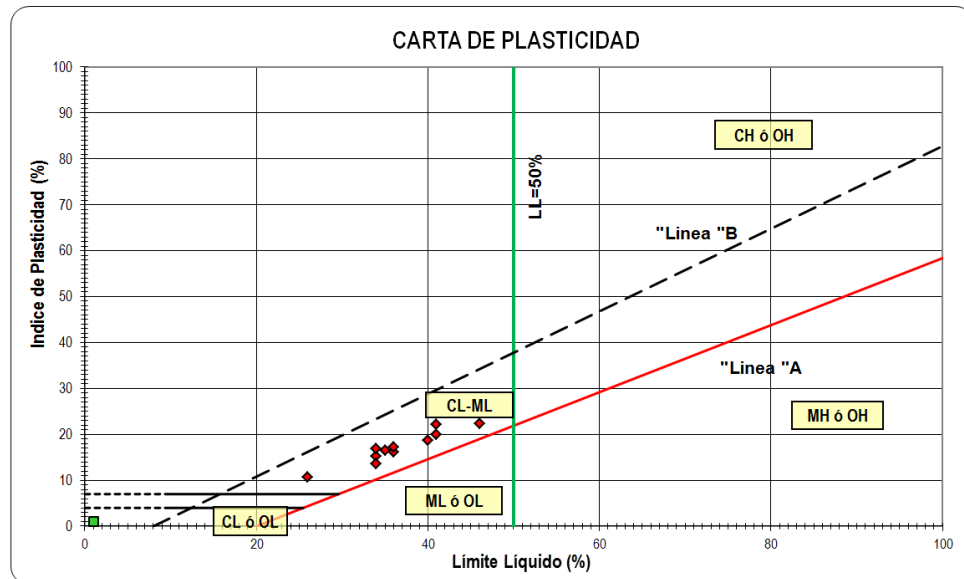
Tabla 27 Resumen de Ensayos Peso Unitario

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Peso Unitario Seco (T/m3)
1	13.5 – 15.0	15	2.33
3	7.80 – 9.30	7	2.19
3	18.00 – 20.00	15	2.48
4	10.80 – 12.30	9	2.62

Fuente: Construsuelos Ltda

Adicionalmente a partir de los ensayos de clasificación es posible tener una idea del comportamiento de los materiales, en la imagen 33, se puede apreciar que los materiales cohesivos se encuentran en su mayoría en el rango plástico.

Imagen 33 Gráfica de plasticidad vs profundidad de cada sondeo



9.3. VALORES TÍPICOS BIBLIOGRAFÍA DE CONSULTA

A partir de los valores reportados en la bibliografía consultada se definieron los rangos típicos de valores de parámetros geomecánicos para cada uno de los materiales que conforman el perfil estratigráfico. Manual de Estabilidad de Taludes (Ministerio de Transporte e Instituto Nacional de Vías-1998).

Tabla 28 Valores Típicos Parámetros Geotécnicos

VALORES TÍPICOS DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN SUELOS IN SITU					
Suelo	Peso Unitario (kN/m ³)	Peso Unitario Seco (kN/m ³)	Angulo de Fricción ϕ'	Cohesión C' (kPa)	Permeabilidad K(m/s)
Granito descompuesto	16-21	14-19	35° - 44°	5 – 15	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷

VALORES TÍPICOS DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN SUELOS IN SITU					
Suelo	Peso Unitario (kN/m ³)	Peso Unitario Seco (kN/m ³)	Angulo de Fricción ϕ'	Cohesión C' (kPa)	Permeabilidad K(m/s)
Materiales volcánicos descompuestos	jun-21	14-19	32° - 38°	5 – 10	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Coluviones (matriz)	15-21	13-19	26° - 40°	0 – 10	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁷
Suelos Areno arcillosos	16-21	14-19	30° - 40°	5 – 15	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁷
Suelos Arcillosos	15-18	13-16	20 - 28°	05-oct	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁹

Fuente: Suarez Díaz, Jaime

9.4. PARAMETROS DE RESISTENCIA POR RETROCÁLCULO

Mediante el análisis del retro cálculo numérico del mecanismo de falla original del movimiento se determinó modelando la geometría inicial y la incidencia de los factores detonantes del movimiento los parámetros de resistencia de los materiales existentes para lograr un Factor de Seguridad FS cercano a 1.0 (condición de falla) con un mecanismo de falla Mohr-Coulomb, de forma tal que los parámetros de resistencia del suelo (ángulo de fricción ϕ y resistencia al corte C') del suelo fallado generen una superficie de falla que describa adecuadamente el fenómeno existente. Para este ejercicio se utilizó el software SLIDE Versión 5.0.

Con los parámetros obtenidos de las cuatro fuentes descritas anteriormente, valores de la bibliografía de referencia, resultados de laboratorio y los resultados del retroanálisis, se escogieron los siguientes parámetros geomecánicos para el análisis y diseño de las obras de estabilización.

Tabla 29 Caracterización Geomecánica de Materiales

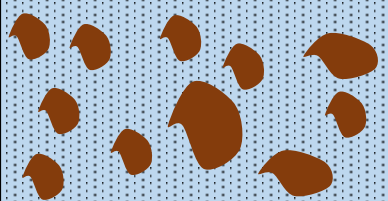
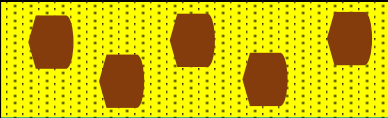
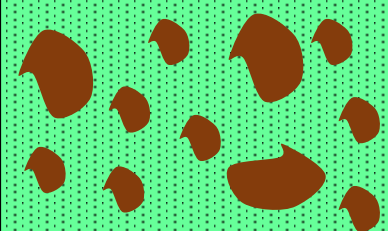
MATERIAL	PAR	LABORATORIO	BIBLIOGRAFIA	RETROCALCULO	DISEÑO
Depósito de Coluvión (Qc)	ϕ (°)	35 – 40	26.0 a 40.0	20.0	20.0
	C (KN/m ²)	31 – 46	0.0 a 10.0	7.0	7.0
	γ (KN/m ³)	24.8	15.0 a 21.0	19.0	19.0
Saprolito (Kis)	ϕ (°)	35 – 40	26.0 a 40.0	20.0	20.0
	C (KN/m ²)	31 – 46	0.0 a 10.0	7.0	7.0
	γ (KN/m ³)	24.8	15.0 a 21.0	19.0	19.0
Formación Simití (Kis)	ϕ (°)	57.83 a 74.92	35 - 45	40.0	40.0
	C (KN/m ²)	83.3 a 84.0	100 a 300	10.0	100.0
	γ (KN/m ³)	21.9 a 24.8	23 - 28	22.0	22.0

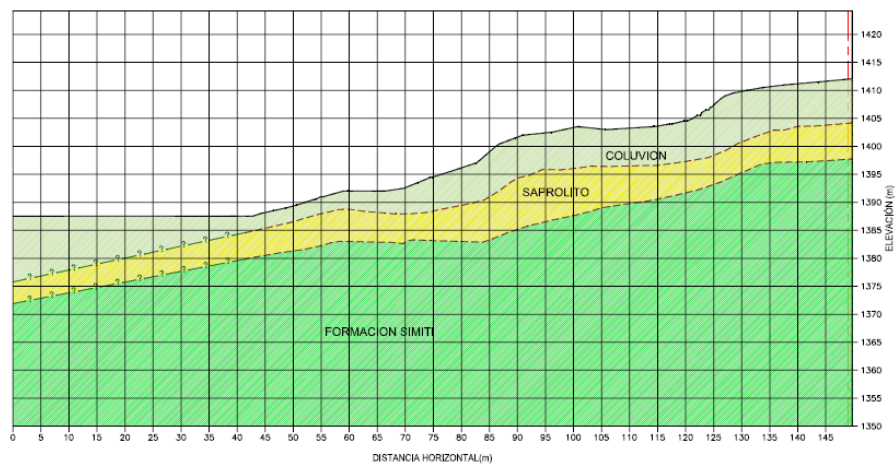
Fuente: Propia

9.5. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

A partir de los registros del plan exploratorio, se ha logrado tipificar el perfil estratigráfico de diseño, según se describe a continuación. Este perfil se definió para la realización de los análisis de estabilidad preliminares de las soluciones propuestas. Las profundidades se encuentran referenciadas al nivel actual del terreno.

Tabla 30 Perfil del suelo

Rango de Esp	Perfil	Depósito de Coluvión (Qc)
0.00 - 3.80 m		Depósito deslizado compuesto por bloques de arenisca arcillosa embebidos en una matriz arcillosa de baja plasticidad N (SPT)= 7 a 50 golpes por pie. USC= CL. $w=14.4-26.6\%$, $P_4=73.04 - 99.19\%$, $P_{40}=45.82 - 81.30\%$, $P_{200}=17.0 - 93.76\%$ $\phi= (23^\circ-43.0^\circ)$, $C= (31 - 41 \text{ KN/m}^2)$. Compacidad medio suelta. Peso unitario: 2.19T/m^3
3.80 - 9.30m		Saprolito Peso unitario: 2.0 T/m^3 , $\phi=35^\circ$, $C=100\text{KN/m}^2$
> 9.30 m		Formación Simiti (Kit) Depósito deslizado compuesto por bloques de arenisca arcillosa embebidos en una matriz arcillosa de baja plasticidad N (SPT)= 7 a 50 golpes por pie. USC= CL. $w=14.4-26.6\%$, $P_4=73.04 - 99.19\%$, $P_{40}=45.82 - 81.30\%$, $P_{200}=17.0 - 93.76\%$ $\phi= (23^\circ-43.0^\circ)$, $C= (31 - 41 \text{ KN/m}^2)$. Compacidad medio suelta. Peso unitario: 2.19T/m^3



10. CONSIDERACIONES HIDROGEOLÓGICAS

Las modelaciones se realizaron para condiciones con parámetros de suelos consolidados no drenados, condición con la que se realizaron las normalizaciones del SPT y paralelamente se realizó el ensayo de laboratorio corte directo con parámetros no drenados.

Como es típico del comportamiento de materiales que se encuentran sobre capas menos permeables, el agua de infiltración fluye a través del depósito de coluvión, por lo general paralela al talud, y como consecuencia se tiene el decrecimiento en la estabilidad del mismo.

Teniendo en cuenta que el factor detonante en el sitio es el agua proveniente de las lluvias presentes en el sector, y el desconfinamiento de la pata del talud inferior ocasionada por la excavación para la ampliación de la pista del Patinódromo, para el análisis y obtención de los parámetros de los suelos se tomó como condición no drenada, lo que significa que el suelo está completamente saturado.

11. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Para el presente estudio el análisis sísmico se ha elaborado teniendo en cuenta las recomendaciones del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente, más exactamente el Capítulo A.2.9.3.4, donde se describen cinco métodos para la determinación de la aceleración y velocidad esperada para las ondas sísmicas de diseño en roca, con la información existente del área de estudio, se ha realizado el análisis sísmico, mediante la metodología probabilística tal como lo menciona el numeral **(b) Evaluación de los valores de A_a y A_v por procedimientos probabilísticos**, los cuales consisten en evaluar la máxima aceleración horizontal efectiva y la velocidad horizontal efectiva con una probabilidad de excedencia de 10 por ciento en un lapso de 50 años, teniendo en cuenta la incertidumbre en la determinación tanto de la máxima aceleración horizontal efectiva como de la máxima velocidad efectiva, de manera que se incluya al menos el 90% de su dispersión total. Incorporando interpretaciones científicas apropiadas, incluyendo las incertidumbres en los modelos y los valores de los parámetros para las fuentes sismogénicas y los movimientos sísmicos.

Para lo anterior, se ha desarrollado la siguiente metodología:

1. Estaciones Sismológicas

Se relacionan los eventos sísmicos registrados por las estaciones sismológicas de la ICS (International Seismological Centre) y USGS (Servicio Geológico de los Estados Unidos), a partir del año 1964, de las dos fuentes principales del área de estudio (Falla del Suarez y Falla Bucaramanga Santa Martha).

2. Rango de magnitud de sismos

Con base en las estaciones Sismológicas se tomaron los eventos sísmicos en un rango de magnitudes entre 4.0 y 10.0 Mb, los cuales se presentaron a una profundidad no mayor a 50 Km.

3. Recopilación de Datos Sísmicos ICS y USGS

Se tuvieron en cuenta los registros emitidos por las estaciones sismológicas del ICS y USGS, las cuales presentan datos de sismos ocurridos en Colombia desde el año 1964 hasta el año 2012.

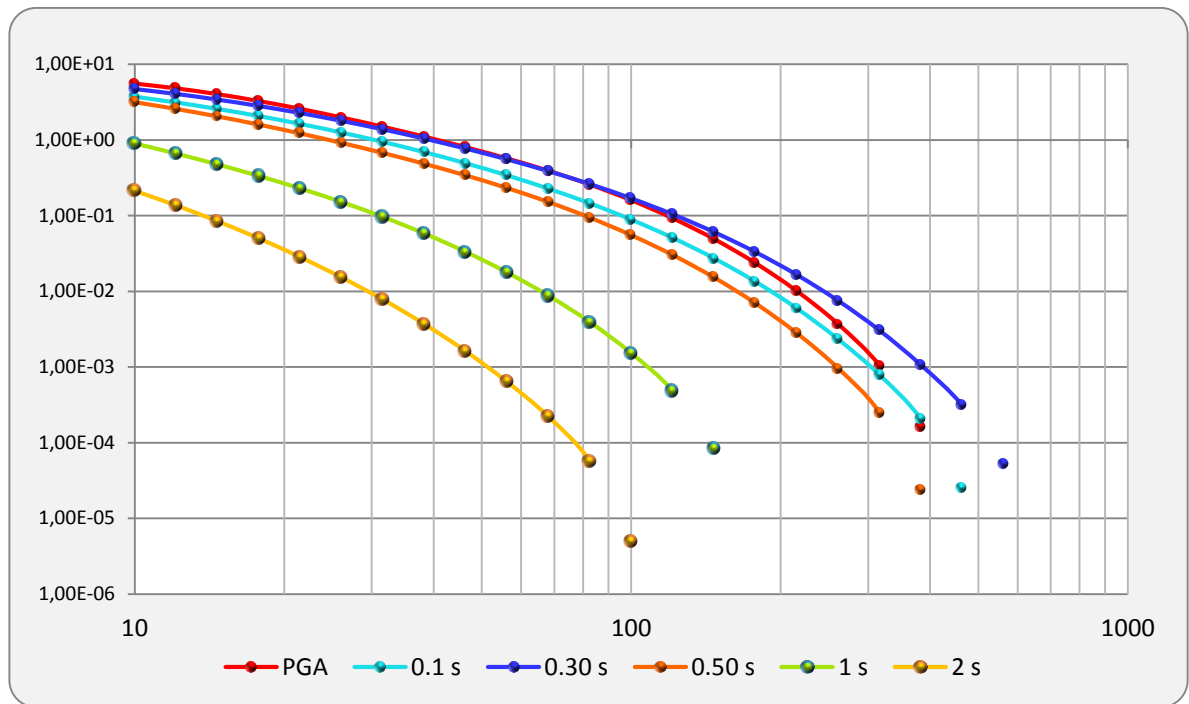
4. Conversión de datos Mb a Mw

Basados en la recopilación de Datos sísmicos, se realizó la respectiva conversión de los mismos, de Magnitud de Ondas de Cuerpo (Mb) a Magnitud Momento (Mw), como se observa en el Anexo.

5. Procesar Información en el PSHA

Se procesó la información arrojada en la conversión de los datos sísmico en el programa Análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA), obteniendo la curva de amenaza para diferentes periodos.

Imagen 34 Curvas De Amenaza Para Diferentes Periodos Estructurales



6. Elaboración de Espectro de Diseño

Para determinar la aceleración del sitio, se tuvieron en cuenta cuatro periodos de retorno (475, 975, 2475, 4975 años), tomando como referencia 475 años como periodo de retorno según lo estipula la norma en el Capítulo A.13.

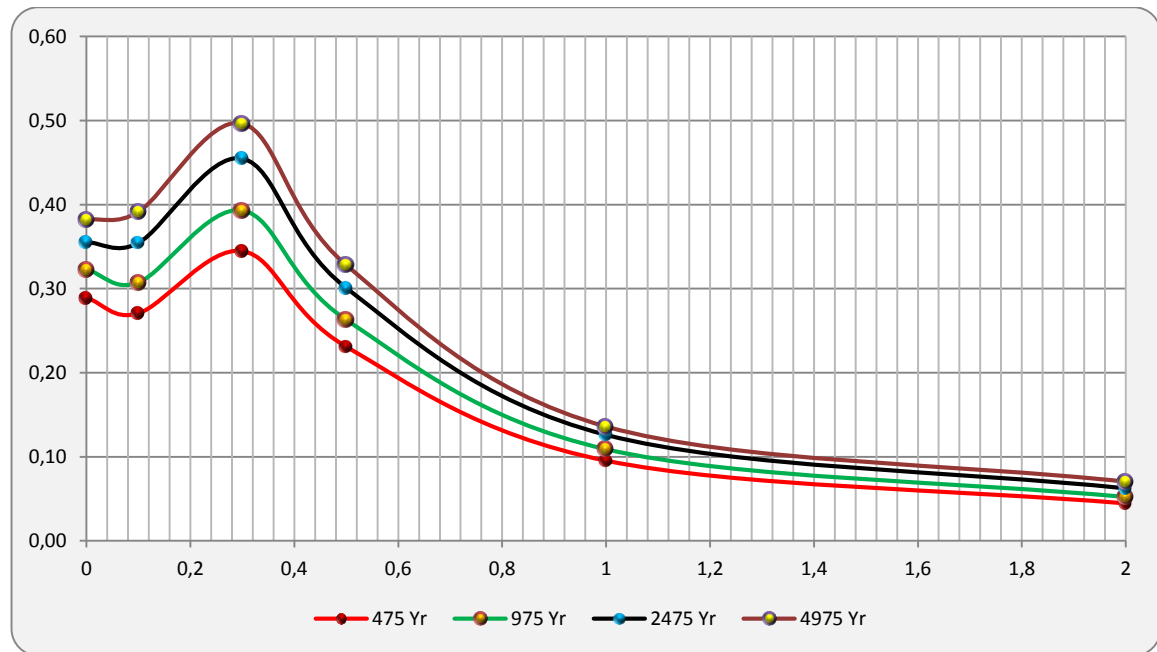
Tabla 31 Datos Para Espectro De Amenaza Uniforme

	Periodo	Aceleración
475	0	0.29
	0.1	0.27
	0.3	0.34
	0.5	0.23
	1	0.1
	2	0.04

	Periodo	Aceleración
975	0	0.32
	0.1	0.31
	0.3	0.39
	0.5	0.26
	1	0.11
	2	0.05
	Periodo	Aceleración
2475	0	0.36
	0.1	0.35
	0.3	0.45
	0.5	0.3
	1	0.13
	2	0.06
	Periodo	Aceleración
4975	0	0.38
	0.1	0.39
	0.3	0.5
	0.5	0.33
	1	0.14
	2	0.07

Adicionalmente, se realizó el espectro de amenaza para diferentes probabilidades de excedencia en 50 años. El cual se muestra a continuación.

Imagen 35. Espectro Uniforme De Amenaza Para Diferentes Probabilidades De Excedencia En 50 Años.



11.1. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO

De acuerdo a los análisis realizados para el sector de interés y teniendo en cuenta las dos fuentes principales (Falla del Suarez y Falla Bucaramanga – Santa Martha), se estima una aceleración PGA de 0.27g, y una aceleración máxima de la zona de 0.34g para un periodo de retorno de 475 años, tal como lo contempla la normatividad vigente colombiana (NSR-2010)

Para el sector bajo estudio según el apendice A-4 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismosresistente NSR-2010, se estima un valor de Aceleración de 0.20g, valor muy cercano al calculado en el presente estudio.

En la grafica se presentan aceleraciones para diferentes periodos de retorno (475,975,2475,4975), que seran utilizados dependiendo el grado de importancia que se contemple en la estructura a diseñar.

De acuerdo a la Clasificación de amenaza descrita la NSR-10 *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente*, para el sector en estudio se tiene:

Zona de Amenaza Sísmica:	Intermedia
Aa, Coeficiente de Aceleración Sísmica:	0.20 Municipio de Socorro
Tipo de perfil de suelo:	Tipo C

Determinado a partir de metodología descrita en el numeral A.2.4.4

Consideraciones para determinar el coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes:

De acuerdo al numeral H.5.2.5 de la NSR-10, los valores del coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual que a_{max} , dependiendo del tipo de material terreo (reforzado o no) y del tipo de análisis. Para los suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados el valor es $0.8 a_{max}$

Para el presente diseño se realiza la determinación de KST a partir de la NSR-10, con el objeto de alcanzar valores de factores de seguridad de diseño mínimos, reportados en la Tabla H.2.4-1 Factores de seguridad básicos mínimos directos, para lo cual se emplea un coeficiente de aceleración sísmica de diseño de 0.16 g.

12. ANALISIS DE INGENIERIA

12.1. MECANISMO DE FALLA

A partir del reconocimiento de campo y la exploración geotécnica realizada como parte de este estudio, es posible concluir que el movimiento que afecta el talud superior del sector del Patinódromo de la villa olímpica es un movimiento local de tipo rotacional a lo largo de una superficie cóncava desarrollada a través del depósito de coluvión. El movimiento afectó la estructura de contención que se había construido, debido a que este quedó cimentado superficialmente sobre el depósito, es de resaltar que estructuralmente el muro no presentó fallas, y que la estructura de la pista del Patinódromo en este momento no presenta ninguna afectación y es probable que a futuro se afecte si no se hacen las obras de contención de la inestabilidad.

12.2. FACTOR DETONANTE

El detonante principal es el agua de infiltración que saturó el talud superior generando pérdida de resistencia de los materiales. El efecto del agua proveniente de infiltración por eventos de lluvia tiene el efecto de incrementar los valores de las fuerzas movilizantes y de disminuir los parámetros de resistencia al corte del depósito de coluvión, efectos que causaron el deslizamiento, sumado al desconfinamiento de la pata del talud inferior por la excavación para la ampliación de la pista de patinaje.

12.3. METODO DE ANALISIS

Modelo de Estabilidad – Equilibrio Límite

Para el análisis del modelo geotécnico se utilizó el software SLIDE (Stability Analysis for Soils and Rock Slopes) V5.0 bajo el método de cálculo de equilibrio límite con un mecanismo de falla Mohr-Coulomb.

El software permite trabajar con nueve diferentes métodos de análisis: Bishop simplified, Corps of Engineers #1 y #2, GLE/Morgenstern – Price, Janbú simplified, Janbú corrected, Lowe – Karafiath, Ordinary/Fellenius y Spencer. Sin embargo, para objeto del presente estudio se trabajó conjuntamente con los siguientes cuatro métodos:

1. Bishop simplified.
2. Janbú simplified.
3. Método Spencer.
4. GLE/Morgenstern – Price.

Los resultados de los factores de seguridad se presentan para cada uno de los métodos indicados y se toma siempre el más crítico.

La geometría de los perfiles analizados en el sitio del deslizamiento, fue realizada mediante el levantamiento topográfico realizado en el sector.

El modelo geotécnico se trabajó con los tipos de material de suelo identificados en las perforaciones realizadas y complementados con los estudios de geofísica.

De igual manera, los espesores de los estratos fueron determinados a partir de las perforaciones, estudios geofísicos y los afloramientos de materiales presentes en la zona.

Se analizó un perfil típico, localizados en el deslizamiento:

Perfil 1-1 (Próximo al eje del Deslizamiento)

Se realizó el Retrocálculo para el perfil geotécnico típico, mediante el cual se determinaron las propiedades de los materiales, en condiciones estáticas un instante antes de la falla.

Los factores de seguridad calculados para los análisis en condición estática y pseudo estática deben ser valores iguales o superiores a los mínimos recomendados, que son de 1.50 para el caso estático y 1.05 para el caso pseudo estático, de acuerdo a la NSR-10.

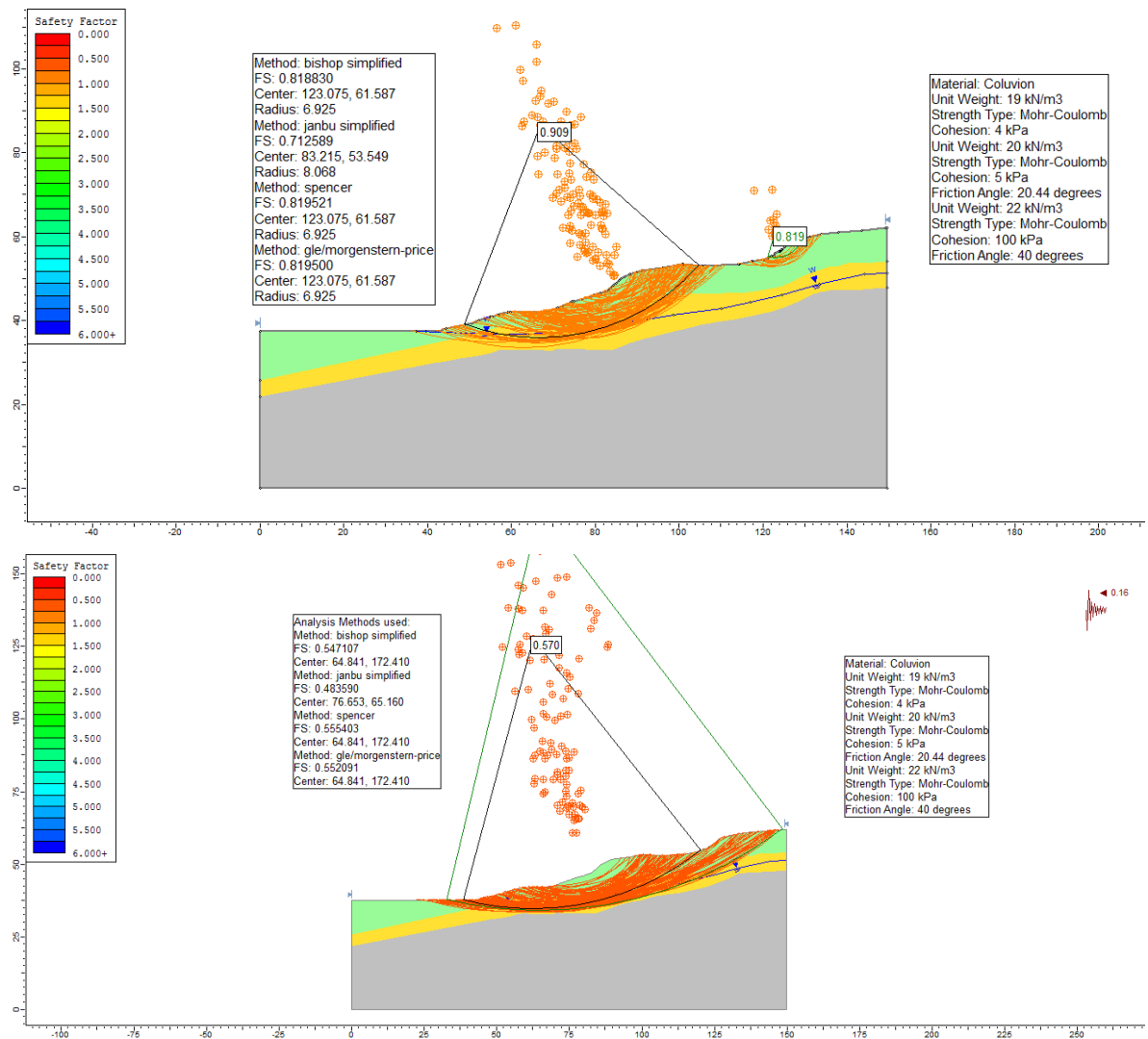
12.4. CONDICION ACTUAL DEL TALUD

Se realizó un análisis del talud en la situación actual tanto en condición estática como dinámica, con el fin de determinar los factores de seguridad en el estdo actual del talud y de esta manera poder plantear las posibles alternativas de solución.

Tabla 32 Factores de seguridad – Condición actual del talud

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD (SIN OBRAS)			
BISHOP SIMPLIFICADO	JANBU SIMPLIFICADO	SPENCER	GLE/ MORGENSTERN -PRICE
CONDICION ESTATICA			
0.943	0.853	0.95	0.948
CONDICION DINAMICA (a = 0.16 g)			
0.571	0.548	0.576	0.577

Imagen 36 Modelaciones en condición estática y dinámica – Condición actual del talud.



12.5. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Considerando lo descrito anteriormente, se requiere de alternativas de estabilización encaminadas en los siguientes propósitos:

Control del factor detonante del agua. Implementación de sistemas de drenaje sub superficial que permitan controlar el ascenso del nivel freático mediante la captación y conducción adecuada.

Construcción de estructuras y/o elementos de contención que permitan la reconfiguración del talud superior, y la estabilidad del mismo.

12.5.1. Alternativa de Solución Técnicas

- **Alternativa No. 1: Muro en Concreto Reforzado de L = 80m apoyado sobre una Hilera de Caissons, con diámetro de fuste de 1.0 m, Longitud de 12.0 m, separados cada 3.0 m**

Esta alternativa de solución consiste en la construcción de un muro en concreto reforzado de Longitud 80.0m de y altura 3.50 m, con el fin de garantizar la estabilidad del muro y controlar el movimiento del talud, se recomienda la construcción de una línea de Caissons con Diámetro de fuste de 1.0 m, Longitud de 12 m y separación cada 3 m.

Adicionalmente se hace necesario la implementación de obras de control de aguas subsuperficiales y superficiales, para lo cual se propone la construcción de una galería de subdrénes horizontales en la parte inferior del talud con una longitud de 30 m, de igual manera se recomienda la construcción de cunetas y zanjas de coronación para evacuar las aguas de escorrentía de manera rápida y eficiente y prevenir saturación de los materiales que conllevan a disminución de sus parámetros efectivos.

Tabla 33 Factores de seguridad – Condición actual del talud

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD (ALTERNATIVA 1)			
BISHOP SIMPLIFICADO	JANBU SIMPLIFICADO	SPENCER	GLE/MORGENSTERN-PRICE
CONDICION ESTATICA			
1.72	1.55	1.72	1.71
CONDICION DINAMICA (a = 0.16 g)			
1.053	0.997	1.055	1.055

Imagen 37. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)

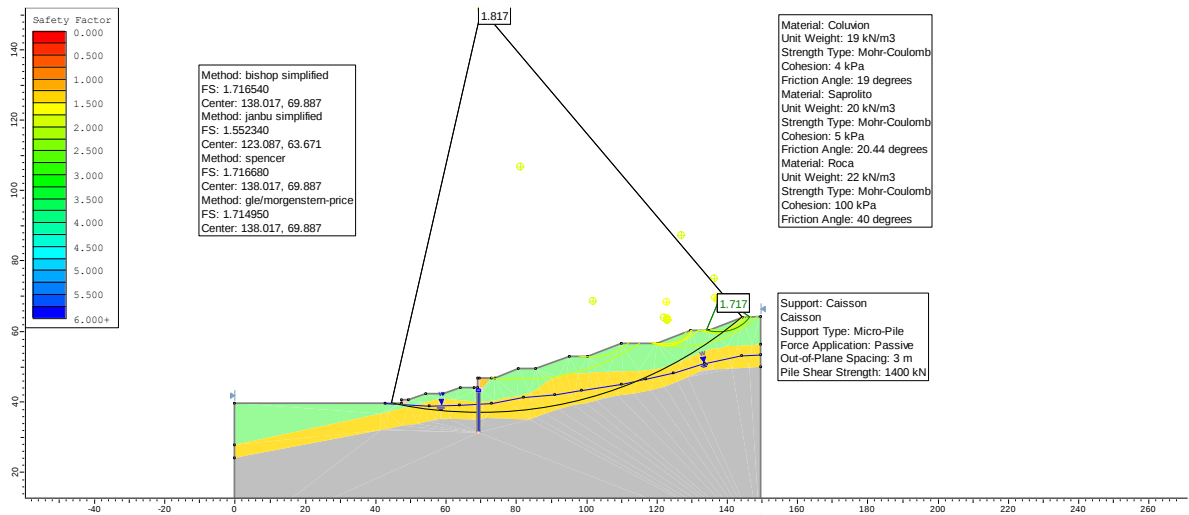


Imagen 38. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)

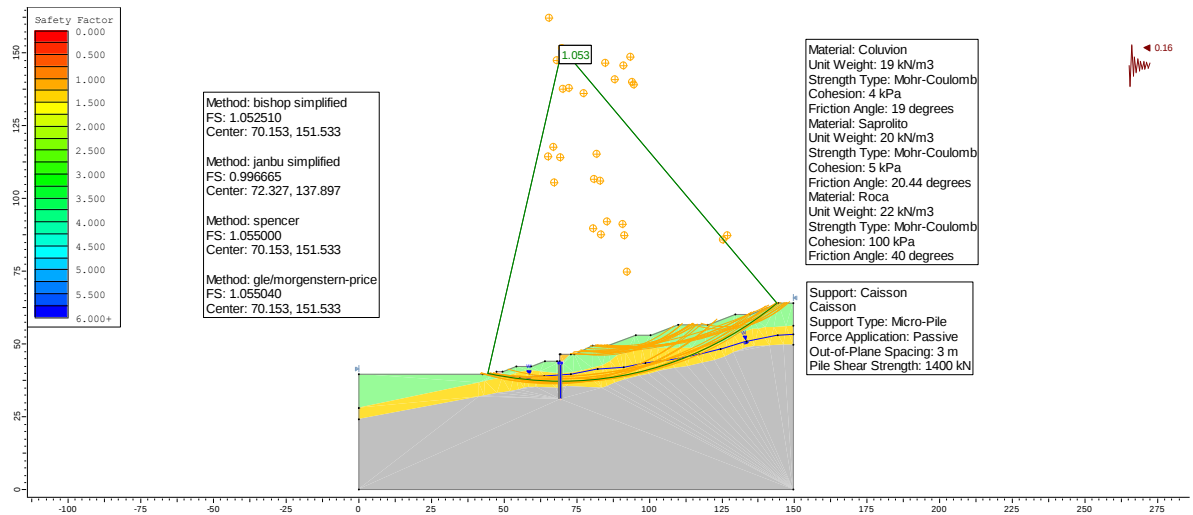


Imagen 39. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.76 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.32m.

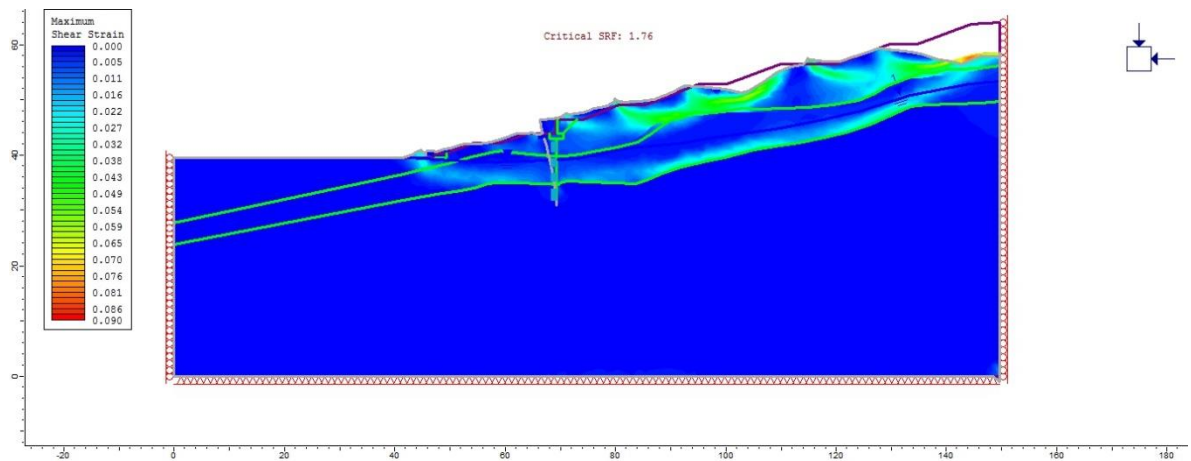
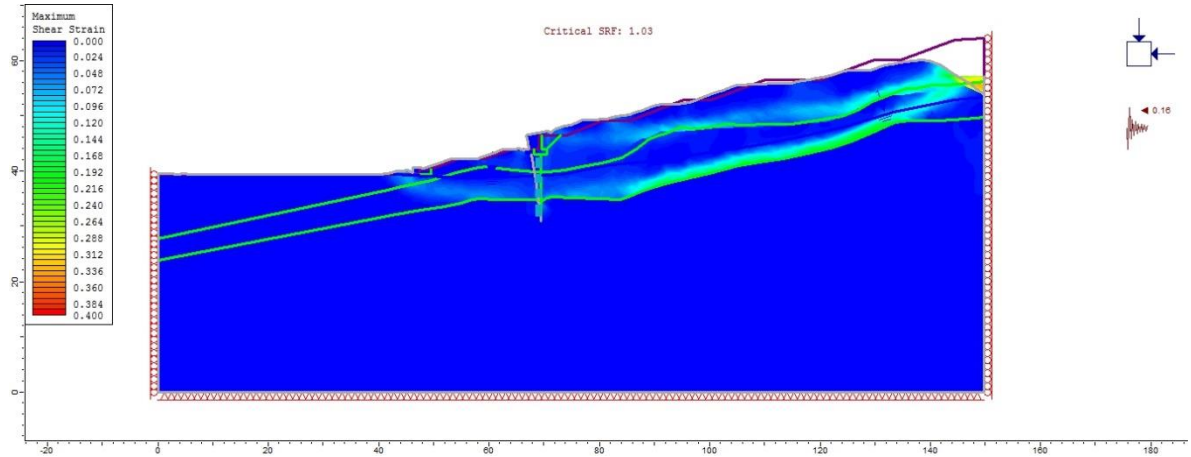


Imagen 40 Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.03 y deformación máxima en la corona del talud de 0.12m.



- **Alternativa 2: Muro en concreto reforzado L = 80.0m, apoyado sobre una Hilera de Micropilotes, con diámetro de 0.20 m, Longitud de 10.0 m, separados cada 0.6 m dispuestos en tres bolillos, y anclaje de 30 Ton con Longitud de Total de 30 m.**

Esta alternativa de solución consiste en la construcción de un muro en concreto reforzado de Longitud 80.0m y altura de 3.50 m, con el fin de garantizar la estabilidad del muro y del talud, se recomienda la construcción de una hilera de Micropilotes dispuestos en tres bolillos con Diámetro de 0.20 m, Longitud de 11 m separados cada 0.60 m, y anclajes de 30 Ton compuestos por tres cables de ½", con capacidad de 10 Ton cada uno.

Adicionalmente se hace necesario la implementación de obras de control de aguas subsuperficiales y superficiales, se propone la construcción de una galería de subdrénes horizontales en la parte inferior del talud con una longitud de 30m, de igual manera se recomienda la construcción de cunetas y zanjas de coronación para

evacuar las aguas de escorrentía de manera rápida y eficiente y prevenir saturación de los materiales que conllevan a disminución de sus parámetros efectivos.

Tabla 34 Factores de seguridad – Condición Alternativa 2

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD (Alternativa 2)			
BISHOP SIMPLIFICADO	JANBU SIMPLIFICADO	SPENCER	GLE/MORGENSTERN-PRICE
CONDICION ESTATICA			
1.72	1.55	1.72	1.71
CONDICION DINAMICA (a = 0.16 g)			
1.053	0.996	1.058	1.056

Imagen 41. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)

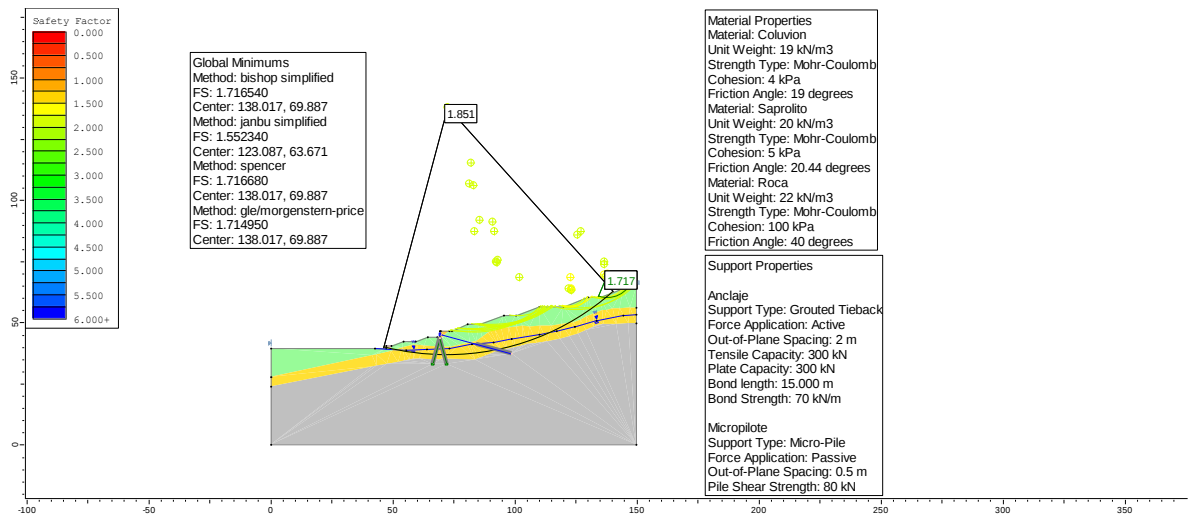


Imagen 42. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)

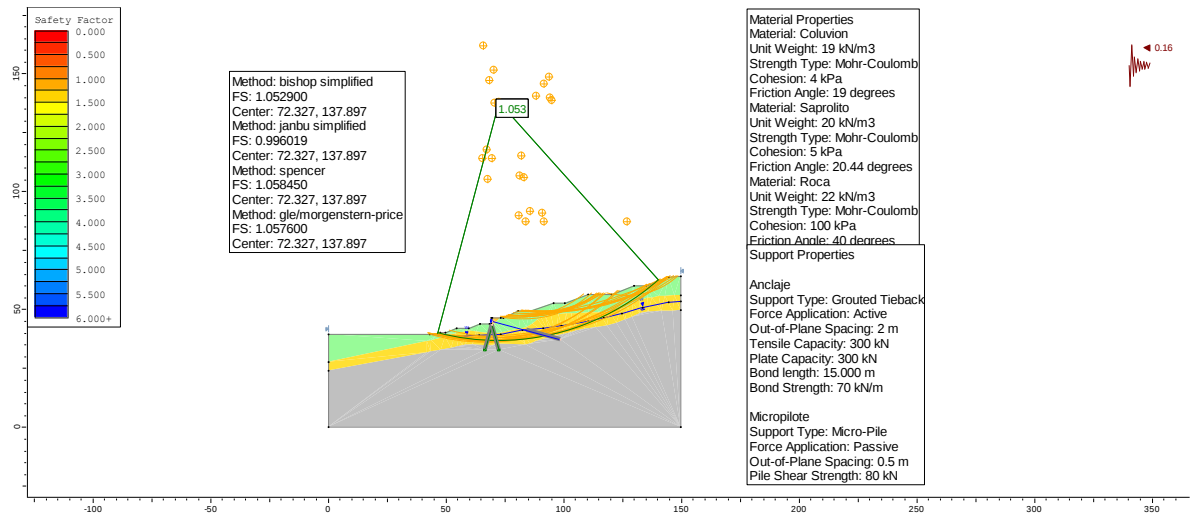


Imagen 43. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.76 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.10m.

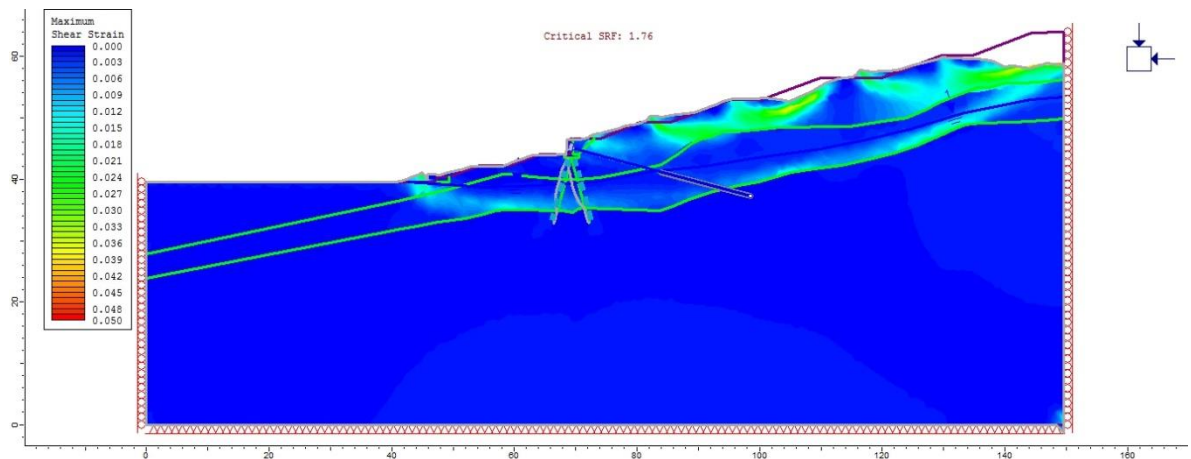
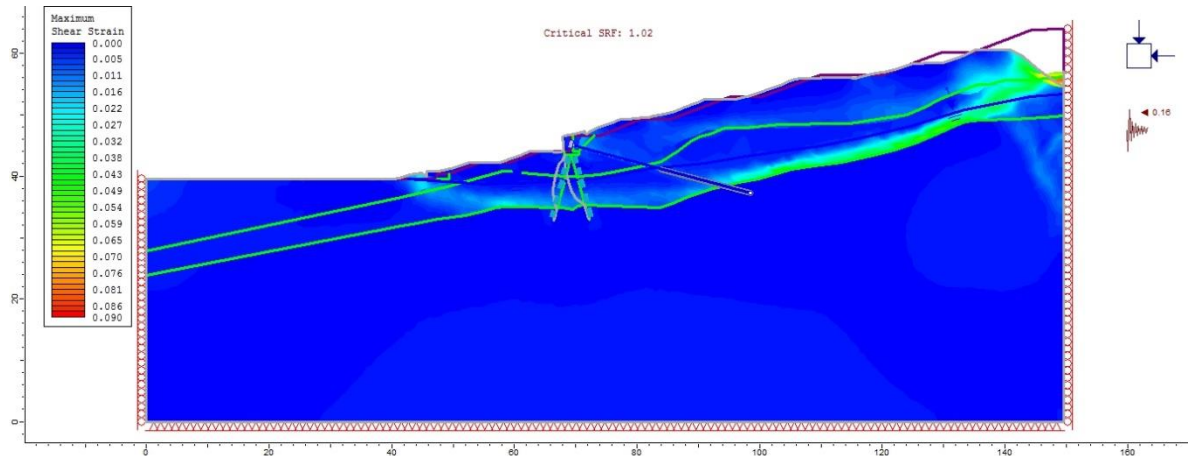


Imagen 44. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.02 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.066m



- **Alternativa 3: Muro en Concreto Reforzado L = 80.0 m, apoyado sobre Dos Hileras de Pilotes con diámetro de 0.80 m, Longitud de 12.0 m, separados cada 2.40 m**

Esta alternativa de solución consiste en la construcción de un muro en concreto reforzado de Longitud 80.0 m y altura 3.50 m, con el fin de garantizar la estabilidad del muro y controlar el movimiento del talud, se recomienda la construcción de dos líneas de pilotes con Diámetro de 0.50 m, Longitud de 12 m y separación cada 2.40 m.

Adicionalmente se hace necesario la implementación de obras de control de aguas subsuperficiales y superficiales, se propone la construcción de una galería de subdrénes horizontales en la parte inferior del talud con una longitud de 30m, de igual manera se recomienda la construcción de cunetas y zanjas de coronación para evacuar las aguas de escorrentía de manera rápida y eficiente y prevenir saturación de los materiales que conllevan a disminución de sus parámetros efectivos.

Tabla 35. Factores de seguridad – Condición Alternativa 3

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD (Alternativa 3)			
BISHOP SIMPLIFICADO	JANBU SIMPLIFICADO	SPENCER	GLE/MORGENSTERN-PRICE
CONDICION ESTATICA			
1.72	1.55	1.72	1.72
CONDICION DINAMICA (a = 0.16 g)			
1.058	1.00	1.063	1.059

Imagen 45. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)

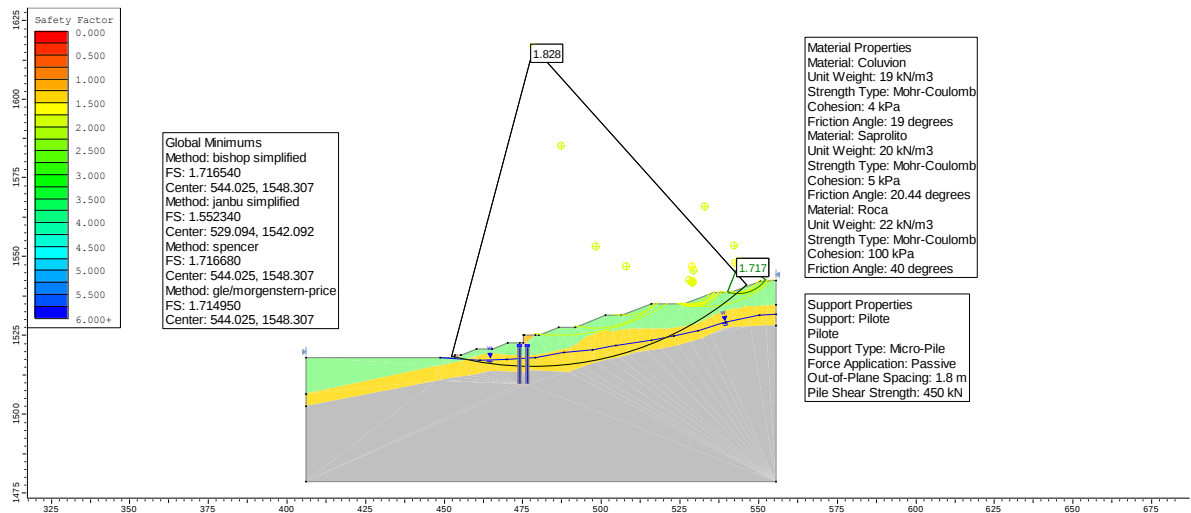


Imagen 46. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, mayores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)

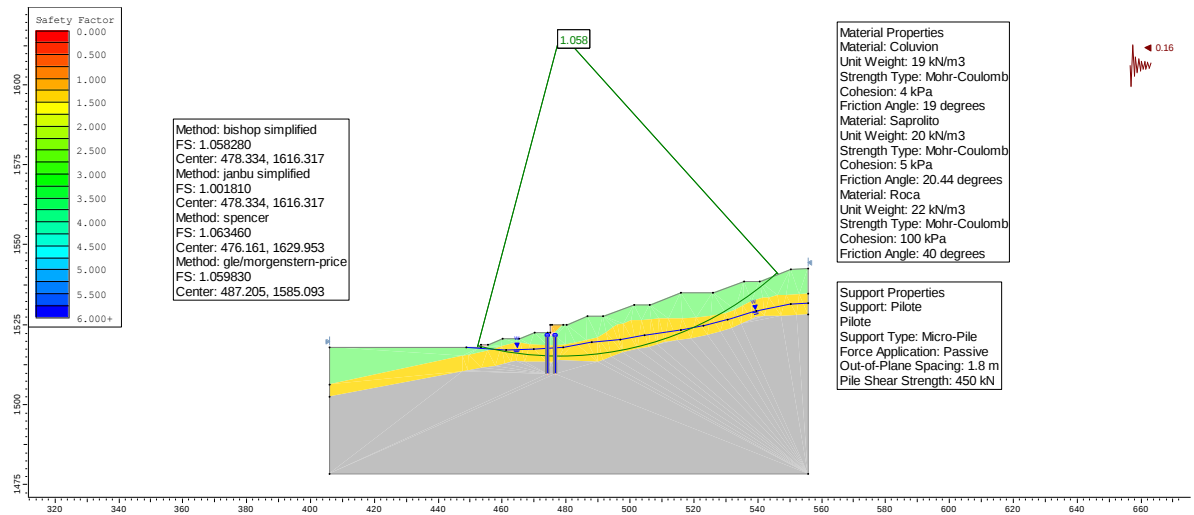


Imagen 47. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.80 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.60m.

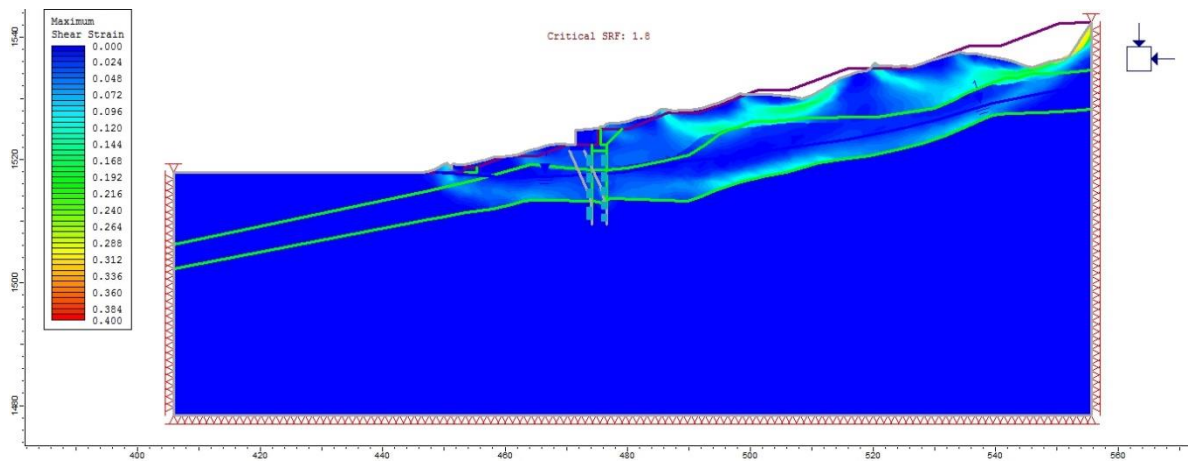
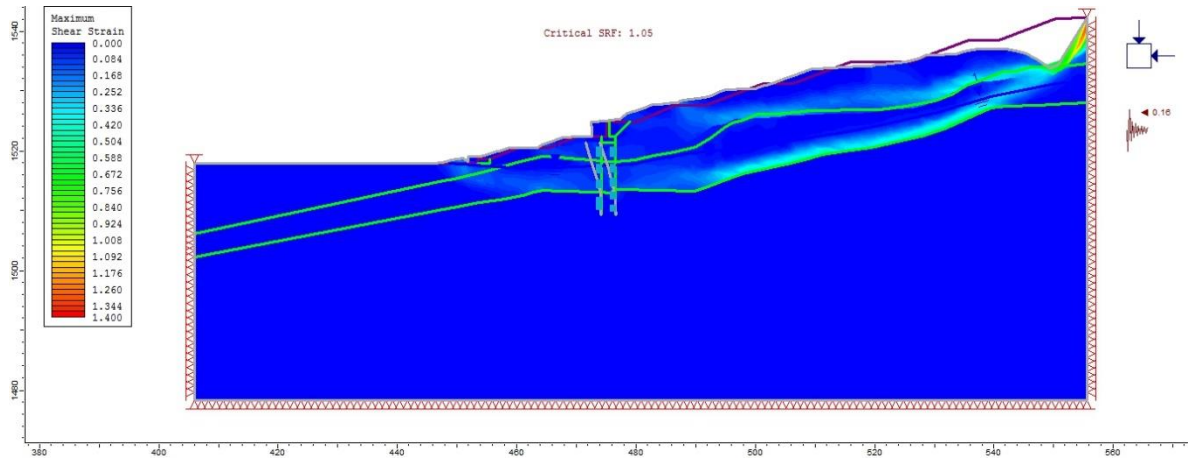


Imagen 48. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 1.02 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.20m



- **Alternativa 4: Reconformación del Talud mediante Terraceo**

Esta alternativa de solución consiste en la reconformación del talud existente, como se puede ver en los análisis realizados para esta alternativa los factores de seguridad en la superficie de falla inferida son menores a los recomendados por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción NSR-2010, tanto para condiciones estáticas como dinámicas.

Esta situación se puede observar en campo donde la Administración Municipal de Socorro, ha realizado diversos movimientos de tierra con el fin de reconformar el talud mediante una serie de terrazas para controlar el movimiento, pero no ha funcionado.

Tabla 36 Factores de seguridad – Condición Alternativa 4

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD (Alternativa 4)			
BISHOP SIMPLIFICADO	JANBU SIMPLIFICADO	SPENCER	GLE/ MORGENSTERN -PRICE
CONDICION ESTATICA			
1.72	1.55	1.72	1.72
CONDICION DINAMICA (a = 0.16 g)			
1.058	1.00	1.063	1.059

Imagen 49. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, menores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)

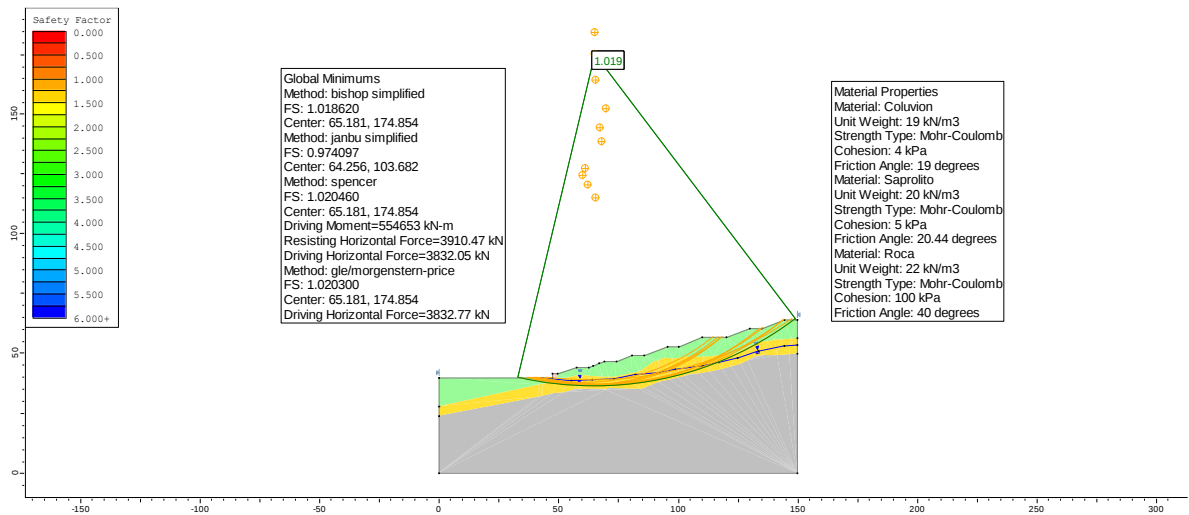


Imagen 50. Factores de seguridad en superficies de falla inferida en campo, menores a los establecidos en las Normas Colombianas (NSR-10. Titulo H)

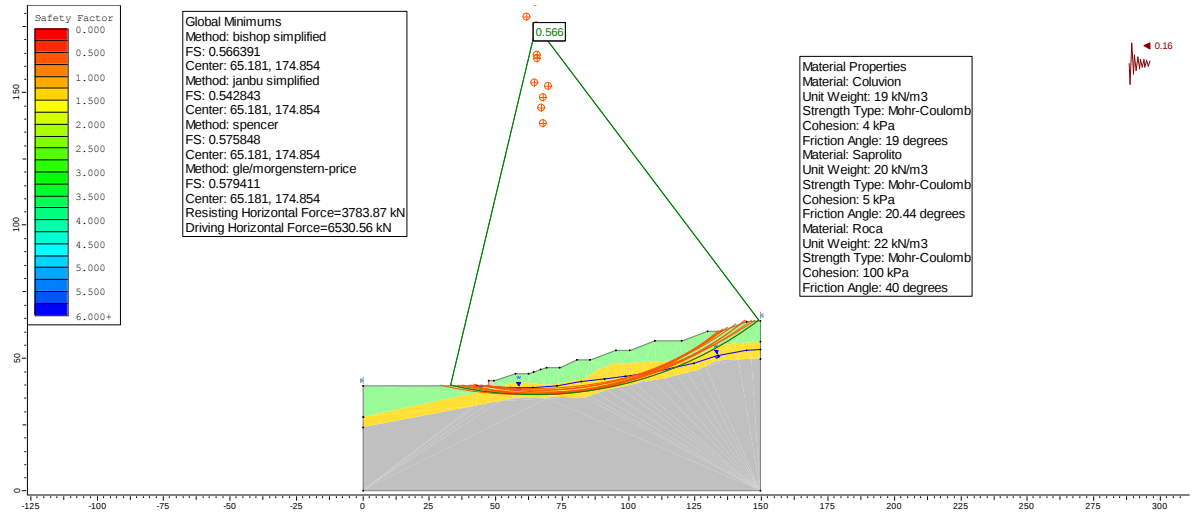


Imagen 51. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 0.95 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.094m

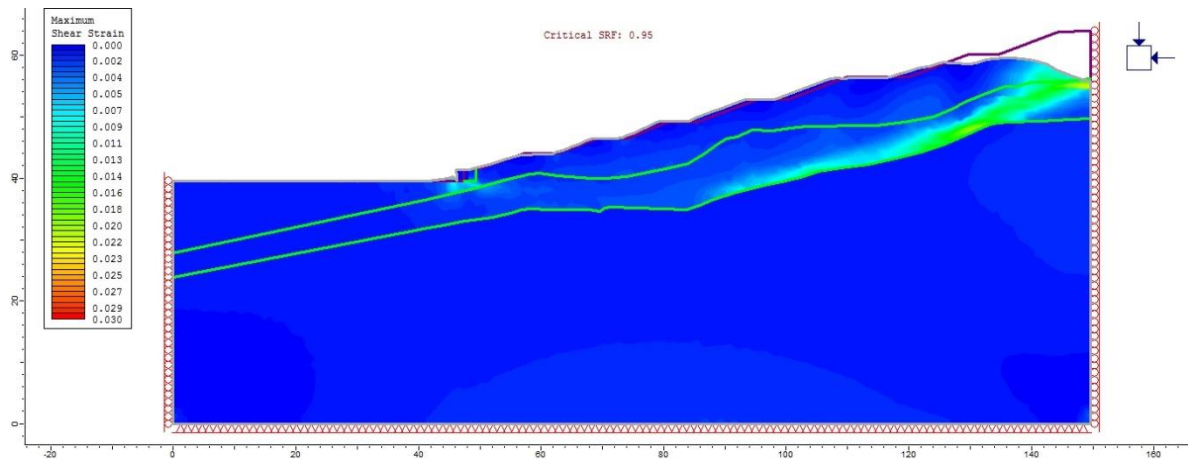
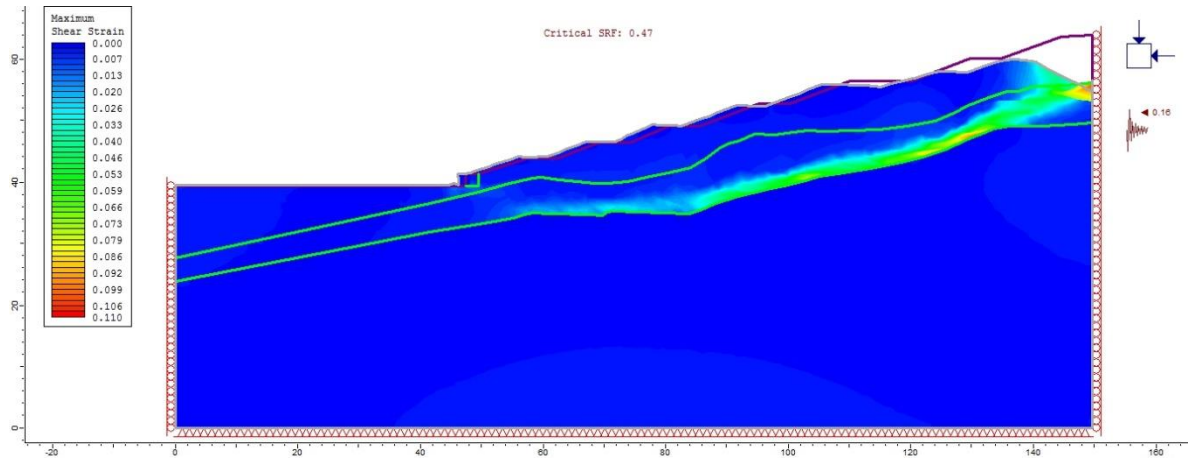


Imagen 52. Modelamiento del talud mediante técnicas de elementos finitos. Factor de Seguridad de 0.47 y un desplazamiento total máximo en la corona del talud de 0.60m



12.5.2. Evaluación Técnica De Las Alternativas De Solución A continuación se muestran los resultados de los análisis de estabilidad obtenidos para las alternativas expuestas anteriormente.

Tabla 37 Resumen Factores de Seguridad Alternativa de Solución

CONDICION DE ANALISIS	SLIDE 6.0		PHASE 2.0	
	Estático	Pseudo Estático	Estático	Pseudo Estático
Alternativa No. 1:	1.817	1.055	1.76	1.03
Alternativa 2:	1.851	1.053	1.76	1.02
Alternativa 3:	1.828	1.058	1.80	1.05
Alternativa 4	1.019	0.566	0.95	0.47

12.5.3. Evaluación Económica De Las Alternativas De Solución A continuación se relacionan los presupuestos de cada una de las alternativas de solución planteadas para la estabilización del talud del sector Patinódromo del Municipio de Socorro.

PRESUPUESTO TOTAL APROXIMADO PARA LA ALTERNATIVA No. 1
(MURO SOBRE CAISSONS)

Item	Descripción	Especificacion	Unid	Cantidad	Valor unitario	Valor total
MURO DE CONTENCION						
1.1	Excavación y Transporte de la explanación, canales y préstamos	INV-210-07	m ³	589.0	\$34,000	\$20,026,000
1.2	Concreto Clase D - 210 kg/cm2	INV-630-07	m ³	306.0	\$610,000	\$186,660,000
1.3	Acero de refuerzo	INV-640-07	Kg	19935.0	\$4,500	\$89,707,500
1.4	Concreto Clase F - 140 kg/cm2	INV-630-07	m ³	21.6	\$530,000	\$11,448,000
FILTRO AL ESPALDON DEL MURO						
2.1	Material Filtrante	INV-673-07	m ³	509	\$145,000	\$73,732,500
2.2	Tubería perforada sin filtro de 4"	PARTICULAR	ml	90	\$32,500	\$2,925,000
2.3	Geo textil NT 1600	INV-673-07	m ²	574	\$6,200	\$3,560,040
2.4	Drenes de Penetración Diámetro= 2.0 pulgadas.		ml	675	\$250,000	\$168,750,000
HILERA DE CAISSONS DIAMETRO=1.0m, LONGITUD=12m, SEPARADOS CADA 3.0m.						
3.1	Excavaciones Manual en Material común	INV-600-07	m ³	144	\$37,000	\$,314,680

Item	Descripción	Especificacion	Unid	Cantidad	Valor unitario	Valor total
3.2	Excavaciones Manual en Roca	INV-600-07	m³	335	\$70,000	\$23,461,200
3.3	Caissons D=1.2m	PARTICULAR	ml	420	\$2,250,000	\$945,000,000
RECONFORMACION DEL TALUD						
4.1	Excavación y Transporte de la explanación, canales y préstamos	INV-210-07	m³	8496	\$34,000	\$288,864,000
4.2	Muro en Gaviones	INV-210-07	m³	154	\$180,000	\$27,702,000
COSTO DIRECTO OBRA						\$1,847,150,920

PRESUPUESTO TOTAL APROXIMADO PARA LA ALTERNATIVA No. 2
(MURO APOYADO SOBRE UNA HILERA DE MICROPILOTES Y ANCLAJES)

Item	Descripción	Especificación	Unid	Cantidad	Valor unitario	Valor total
MURO DE CONTENCIÓN						
1.1	Excavación y Transporte de la explanación, canales y préstamos	INV-210-07	m³	508.5	\$34,000	\$17,289,000
1.2	Concreto Clase D - 210 kg/cm²	INV-630-07	m³	198.0	\$610,000	\$120,780,000
1.3	Acero de refuerzo	INV-640-07	Kg	19935.0	\$4,500	\$89,707,500
1.4	Concreto Clase F - 140 kg/cm²	INV-630-07	m³	22.5	\$530,000	\$11,925,000

Item	Descripción	Especificación	Unid	Cantidad	Valor unitario	Valor total
FILTRO AL ESPALDON DEL MURO						
2.1	Material Filtrante	INV-673-07	m ³	90	\$145,000	\$13,050,000
2.2	Tubería perforada sin filtro de 4"	PARTICULAR	ml	90	\$32,500	\$2,925,000
2.3	Geo textil NT 1600	INV-673-07	m ²	522	\$6,200	\$3,236,400
2.4	Drenes de Penetración Diámetro= 2.0 pulgadas.		ml	675	\$250,000	\$168,750,000
HILERA DE MICROPILOTES DIAMETRO=0.20m, LONGITUD=11m, SEPARADOS CADA 0.60m, DISPUESTOS EN TRES BOLILLOS.						
3.1	Micropilotes D=8"	PARTICULAR	ml	1991	\$355,000	\$706,805,000
HILERA DE ANCLAJES , LONGITUD=30m, CAPACIDAD 30.0 TON.						
4.1	Anclajes 30 Ton	INV-623-07	ML	1350	\$285,000	\$384,750,000
RECONFORMACION DEL TALUD						
5.1	Excavación y Transporte de la explanación, canales y préstamos	INV-210-07	m ³	9089	\$34,000	\$309,029,400
5.2	Muro en Gaviones	INV-210-07	m ³	154	\$180,000	\$27,702,000
COSTO DIRECTO OBRA						\$1,855,949,300

PRESUPUESTO TOTAL APROXIMADO PARA LA ALTERNATIVA No. 3

(MURO SOBRE DOS HILERAS DE PILOTES)

Item	Descripción	Especificacion	Unid	Cantidad	Valor unitario	Valor total
MURO DE CONTENCION						
1.1	Excavación y Transporte de la explanación, canales y préstamos	INV-210-07	m ³	4145.8	\$34,000	\$140,955,500
1.2	Concreto Clase D - 210 kg/cm2	INV-630-07	m ³	314.3	\$610,000	\$191,710,800
1.3	Acero de refuerzo	INV-640-07	Kg	19935.0	\$4,500	\$89,707,500
1.4	Concreto Clase F - 140 kg/cm2	INV-630-07	m ³	13.6	\$530,000	\$7,186,800
FILTRO AL ESPALDON DEL MURO						
2.1	Material Filtrante	INV-673-07	m ³	124	\$145,000	\$17,922,000
2.2	Tubería perforada sin filtro de 4"	PARTICULAR	ml	140	\$32,500	\$4,550,000
2.3	Geo textil NT 1600	INV-673-07	m ²	700	\$6,200	\$4,340,000
2.4	Drenes de Penetración Diámetro= 2.0 pulgadas.		ml	675	\$250,000	\$168,750,000
DOS HILERAS DE PILOTES DIAMETRO=0.50m, LONGITUD=12m, SEPARADOS CADA 2.40m.						
3.1	Pilotes D=0.5m	PARTICULAR	ml	1440	\$800,000	\$1,224,000,000
RECONFORMACION DEL TALUD						
4.1	Excavación y Transporte de la explanación, canales y préstamos	INV-210-07	m ³	930	\$34,000	\$31,620,000
4.2	Muro en Gaviones	INV-210-07	m ³	154	\$180,000	\$27,702,000
COSTO DIRECTO OBRA						\$1,880,742,600

12.6. OBRAS DE DRENAJE

Con el objeto de mitigar el efecto del agua en la resistencia de los materiales, se proponen obras de drenaje para el manejo de aguas superficiales que incluyen la construcción de drenes de penetración en la parte inferior del talud con una profundidad de 30.0m, construcción de cunetas y zanjales de coronación, así como los respectivos descoles para evacuar eficientemente las aguas de escorrentía.

Adicionalmente se proyecta la colocación de un geodren planar en la parte trasera del vástago del muro en concreto reforzado, para disipar la presión hidrostática.

12.7. OBRAS DE ESTABILIZACIÓN

Teniendo en cuenta las alternativas de solución estudiadas y con base en las características del sector, así como el presupuesto de obra, se recomienda la alternativa de solución 1, pues aunque las dos son viables técnicamente, esta es la más adecuada desde el punto de vista constructivo.

Según los anterior, se propone la construcción de un muro en concreto reforzado de $L = 80.0$ m y altura 3.50 m, para garantizar la estabilidad de este último se plantea una línea de Caissons de Diámetro= 1.0m, 12m de longitud y separados cada 3m.

Se aclara que la obra está encaminada a la estabilización del sitio y a la reconfiguración del talud debido a la ampliación que debe realizarse para la construcción de la pista de patinaje

12.8. ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

12.8.1. Etapa 1. Localización de las obras de drenaje y contención.

12.8.2. Etapa 2 Construcción de la Hilera de Caissons y muro de contención. Iniciando en el módulo impar del sector sur, se puede construir cada módulo de muro inmediatamente se termine la construcción de los Caissons del respectivo módulo, paralelo a la construcción del muro se realizará la construcción del filtro ubicado en la parte trasera del vástago.

Previo a la construcción de los Caissons se debe conformar terrazas a nivel de cimentación del muro, interviniendo lo menos posible y únicamente lo que se requiera para la implantación del muro, con el objeto de no desestabilizar más el talud superior. Una vez terminada la construcción de los módulos impares se procederá a terminar con los módulos pares.

12.8.3 Etapa 3 Una vez contruidos los elementos que brindaran estabilidad a la obra, se puede dar inicio a las obras de ampliación de la pista de patinaje del costado Oriental, las capas del relleno y la estructura de pavimento de la pista se harán según el procedimiento constructivo y con los materiales recomendados en el diseño de pavimento.

12.8.4 Etapa 4 Construcción de los drenes de penetración para abatir el nivel freático.

12.9. CONTROL Y SEGUIMIENTO DE OBRA

Se recomienda realizar un control topográfico de varios puntos seleccionados sobre la corona de la estructura de contención. Este control podrá realizarse hasta al menos seis (6) meses después de terminadas las actividades de construcción.

Como parámetro del diseño que permita validar el mismo durante la etapa de construcción y posterior a la misma se considera la medición de los desplazamientos a nivel de cabeza de estructura de forma tal que no exceda en general 3cm. En caso de exceder el umbral anterior se deberá dar aviso inmediato a la presente consultaría a fin de tomar las medidas correspondientes.

13. ESPECIFICACIONES TECNICAS

Con el objeto de definir las especificaciones para la construcción y el control de las obras a realizar en este sitio, para todos sus efectos se destacará lo dispuesto en el manual de *ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS* del Instituto Nacional de Vías INV-2007.

Algunos de los ítems más relevantes que se deberán considerar son:

- Excavaciones varias (INV 600-07).
- Concreto estructural (INV 630-07).
- Acero de refuerzo (INV 640-07).
- Material Granular Drenante (INV 673-07)
- Protección vegetal de taludes (INV 810-07).

Para la señalización durante la etapa de construcción se recomienda seguir las indicaciones del MANUAL SOBRE DISPOSITIVOS PARA LA REGULACIÓN DEL TRÁNSITO EN CALLES Y CARRETERAS del Instituto Nacional de Vías.

14. CONCLUSIONES

A continuación se presentan las conclusiones y recomendaciones más relevantes obtenidas del presente estudio:

- Mediante la exploración geotécnica realizada en el sitio se determinó básicamente la existencia de tres estratos. Un estrato conformado por el depósito de coluvión matriz soportado con presencia de bloques de Arenisca y Lutitas aproximadamente de 8.0 m de espesor, Un estrato de Roca Meteorizada (Saprolito) de aproximadamente 2.0 m de espesor; subyacente a estos se presenta el estrato de caliza de la formación Simití.
- El tipo de movimiento corresponde a un deslizamiento local rotacional a lo largo de una superficie cóncava desarrollada a través del Saprolito, de acuerdo al análisis realizado.
- El detonante principal es el agua de infiltración y subsuperficial que saturó el talud y la pérdida de confinamiento generada por la excavación de pata del talud, lo que generó la reducción de las propiedades geomecánicas de los materiales, y el posterior deslizamiento que afectó la estructura de contención.
- Se plantea como solución para la reconfiguración del talud la construcción de un muro de $L = 80.0\text{m}$ en concreto reforzado y altura 3,50 m de altura, soportado sobre una línea de Caissons de Diámetro= 1.0 m, con Longitud de 12 m y separados cada 3 m.

- Se analizó como alternativa de solución un Terraceo del deslizamiento, pero como se pudo establecer en los análisis efectuados, no cumple con los factores de seguridad mínimos establecidos por la NSR-2010

15. RECOMENDACIONES

- Se recomienda para el manejo del agua subsuperficial la construcción de drenes de penetración con una longitud de 30 m, y una inclinación de 15°, construcción de cunetas y descoles en sacos de suelo cemento en proporción 5:1.
- Se recomienda realizar control topográfico de varios puntos seleccionados sobre la corona de la estructura de contención. Este control podrá realizarse hasta al menos seis (6) meses después de terminadas las actividades de construcción.
- Se recomienda la instalación de instrumentación geotécnica con el fin de observar la efectividad de la solución planteada en el presente estudio.

BIBLIOGRAFIA

AYALA ALCÁNTARA, Irasema. Landslide: Deslizamientos o movimientos del terreno. Definición, clasificaciones y terminología. Investigaciones geográficas. Volumen No. 41. México. 2000.

BATES, R.L. and JACKSON, J.A. Glossary of Geology. American Geological Institute, Falls Church, Virginia. 1980.

GEERTSEMA, H y otros. Large Rockslide.- debris avalanche in cohesive Soil at pink mountain, Northeastern British Colombia. Canadá. Engineering Geology.1983.

GONZÁLEZ GÓMEZ, Elena. Aspectos geomecánicos de los deslizamientos rápido: Modelación y diseño de estructuras. Tesis Doctoral. Universidad politécnica de Madrid. España. 2003.

HSAI YANG FANG. Foundation Engineering Hanbook. Segunda edición. Kluwer Academic Publishers. 1991.

INGEOEXPLORACIONES LTDA, Geofísicas Patinódromo Socorro Santander. 2012.

JUAREZ BADILLO, Eulalio. Mecánica de suelos. Tomo I. Editorial Limusa. México. 1973.

UNIÓN TEMPORAL SOCORRO. Estudio de Amenaza, vulnerabilidad y Riesgos por fenómenos de remoción en masa para el Municipio de Socorro departamento de Santander, 2011.